Tampereen yliopisto

Kasper Pennanen

RAUTATIESILTOJEN DYNAAMINEN TARKASTELU SUURNOPEUKSILLA

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tarkastaja: Professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja: DI Joonas Tulonen
Marraskuu 2024

TIIVISTELMÄ

Kasper Pennanen: Rautatiesiltojen dynaaminen tarkastelu suurnopeuksilla
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Marraskuu 2024

Rataverkon henkilöliikenteelle on asetettu tavoitteita nopeuden nostamiseksi. Tämän vuoksi nykyisten rautatiesiltojen käyttökelpoisuutta tulevaisuudessa tulee tarkastella, sillä suunnittelustandardit määräävät tehtäväksi dynaamisen analyysin junien suurimman sallitun nopeuden ollessa yli 200 km/h. Eurokoodit sisältävät kuvauksen yksinkertaistetusta mitoitusmenettelystä, mutta varsinainen ohjeistus nykyisten siltojen dynaamisesta analyysistä puuttuu. Tämän työn tavoitteena oli arvioida nopeuden nostamisen vaikutuksia Suomen rataverkon silloille sekä esitellä dynaaminen analyysi.

Nykyisistä silloista kerättiin tietoa Taitorakennerekisteristä, minkä perusteella tarkasteltavaksi valittiin tyypillisiä rataverkon siltoja. Suunnitteluohjeiden ja kirjallisuustutkimuksen pohjalta kerrottiin dynaamisen analyysin vaatimukset ja tärkeimmät tekijät. Yksiaukkoisten vapaasti tuettujen siltojen taipumien määrittämiseksi esiteltiin analyyttinen menetelmä. Kahdelle teräsbetoniselle laattasillalle laskettiin liikkuvien junakuormien tuottamat taipumat, joita verrattiin FEM-ohjelmiston tuloksiin. Täten varmistuttiin FEM-ohjelmiston soveltuvuudesta tutkimuksen tarpeisiin ennen laskennan suorittamista koko valitulle aineistolle.

Laskentatuloksia vertailtiin keskenään eri siltatyyppien ja jännemittojen välillä sekä raja-arvoihin. Kannen taipumille ja pystykiihtyvyyksille on asetettu liikenneturvallisuuden raja-arvot. Kiihtyvyyden noustessa liian suureksi, on riski radan tukikerroksen epästabiiliudelle sekä junan ja raiteiden kosketusvoimien liialliselle pienenemiselle. Tarkastelluista silloista eniten ongelmia havaittiin jännitetyillä betonisilla ulokelaattasilloilla ja jännitetyllä betonisella palkkisillalla. Näillä silloilla tarkasteltavat junat aiheuttivat resonanssin ja voimakkaita vasteita, mitä osaltaan selittävät jännittämättömiä rakenteita pienempi vaimennus sekä rakenteiden hoikkuus. Myös muilla tarkastelluilla siltatyypeillä havaittiin raja-arvot ylittäviä vasteita. Rataliikenteen nopeuksien nostoa suunniteltaessa tulee kiinnittää huomiota erityisesti jännitettyihin siltoihin sekä hoikkiin rakenteisiin, sillä hoikkuuden tuomat vaikutukset ominaistaajuuteen ja massaan altistavat värähtelyongelmille.

Työn tulosten perusteella havaittiin tärkeitä tekijöitä sillan värähtelyn ja dynaamisen analyysin kannalta. Vasteiden muodostuminen ja resonanssi riippuvat voimakkaasti junien ominaisuuksista, erityisesti akseliväleistä. Jotta siltojen käyttökelpoisuus tulevaisuuden tarpeisiin voitaisiin arvioida parhaalla tavalla, tulisi käytettävä junakalusto ennakoida mahdollisimman tarkasti. Dynaamisen analyysin kannalta havaittiin, että analyysin lopputulokset ovat herkkiä lähtötiedoille ja rakennemallivalinnoille. Pienet muutokset lähtötiedoissa tai erilaisten vaikutusten huomioiminen rakennemallissa muuttavat dynaamisen analyysin lopputuloksia merkittävästi. Lähtötietojen ja standardin arvojen osalta tulisi pyrkiä varmistumaan, että ne vastaisivat todellisia arvoja mahdollisimman hyvin.

Avainsanat: rautatiesilta, värähtely, resonanssi, suurnopeusrata, dynaaminen analyysi

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin Originality Check -ohjelmalla.

ABSTRACT

Kasper Pennanen: Dynamic analysis of railway bridges at high speeds
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
November 2024

Targets have been set for increasing the speed of passenger rail traffic. The usability of existing railway bridges in the future needs to be evaluated, as design standards require a dynamic analysis when train speeds exceed 200 km/h. The Eurocode includes a description of a simplified design procedure, but specific guidance on the dynamic analysis of existing bridges is lacking. The aim of the master's thesis was to assess the impacts of increasing train speeds on existing bridges and to present a dynamic analysis.

Information was collected from Taitorakennerekisteri on the existing bridges, and then typical bridges were selected to the study. Based on the design guidelines and literature review, the requirements and key factors for dynamic analysis were presented. An analytical method was described for determining the deflections of single-span simply supported bridges. Deflections caused by moving train loads were calculated for two reinforced concrete slab bridges, which were the compared to the results from the FEM software. This ensured the suitability of the FEM software for the research needs before performing calculations for all selected bridges.

The calculation results were compared among different bridge types and span lengths, as well as against limit values. Traffic safety limit values have been set for deflections and vertical accelerations. As accelerations increases too much, there is a risk of instability in the track support layer and excessive reduction in the contact forces between the train and the rails. Among the examined bridges, the most issues were observed in the prestressed cantilever slab bridges and the prestressed beam bridge. The trains examined on these bridges caused resonance and strong responses, which can be partly explained by the slenderness of the structures and the lower damping. Responses exceeding the limits were also observed in other bridge types. When planning to increase speeds in rail traffic, special attention should be paid to post-tensioned bridges and slender structures, as the effects of slenderness on natural frequency and mass expose them to vibration issues.

Based on the results of the study, important factors for bridge vibration and dynamic analysis were identified. The responses and resonance depend heavily on the characteristics of the trains, particularly the axle spacing. To best assess the usability of bridges to future needs, the rolling stock used should be predicted as accurately as possible. From the perspective of dynamic analysis, it was found that the results of the analysis are sensitive to input data and structural model choices. Small changes in the input data or in the structural model can significantly alter the results of the dynamic analysis. It is essential to ensure that the input data and standard values correspond as closely as possible to real values.

Keywords: railway bridge, vibration, resonance, high-speed railway, dynamic analysis

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

TEKOÄLYN KÄYTTÖ OPINNÄYTTEESSÄ

Opinnäytteessäni on käytetty tekoälysovelluksia:

☐ Ei
☒ Kyllä

Ilmoitukseni mukaan olen käyttänyt opinnäytteessäni tutkielmaprosessin aikana seuraavia tekoälysovelluksia:

Tekoälysovellusten nimet ja versiot: SwecoGPT

Käyttötarkoitus: Työn tiivistelmän käännökseen suomesta englanniksi on käytetty apuna tekoälyä.

Osiot, joissa tekoälyä on käytetty: Abstract

Olen tietoinen siitä, että olen täysin vastuussa koko opinnäytteeni sisällöstä, mukaan lukien osat, joissa on hyödynnetty tekoälyä, ja hyväksyn vastuun mahdollisista eettisten ohjeiden rikkomuksista.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Sweco Finland Oy:ssä ja työn tilaaja oli Väylävirasto. Työ tehtiin nykyisten rautatiesiltojen käyttökelpoisuuden alustavaksi arvioimiseksi junien suurnopeuksilla värähtelyn näkökulmasta sekä tietoisuuden lisäämiseksi.

Ennen työn aloitusta minulla ei ollut kokemusta liittyen siltojen värähtelyyn ja dynaamiseen analyysiin. Aihepiirinä värähtely ei siltasuunnittelussa ole jokaisen suunnittelijan arkipäivää. Asiantuntevan ohjausryhmän opastuksella pääsin työn osalta maaliin ja ymmärrykseni siltojen dynaamisesta käyttäytymisestä sekä ylipäätään rautatiesilloista lisääntyi.

Työn ohjaajina toimivat Joona Pulkkinen (Sweco Finland Oy), Janne Wuorenjuuri (Sweco Finland Oy), Anssi Laaksonen (Tampereen yliopisto), Timo Tirkkonen (Väylävirasto) ja Henrik Arkima (Väylävirasto). Haluan kiittää heitä ohjauksesta ja tuesta diplomityöprosessin aikana. Lisäksi kiitän Kimmo Jalosta (Sweco Finland Oy) avustamisesta laskennan teknisissä asioissa.

Diplomityön myötä myös opiskeluni yliopistossa ovat tulleet päätökseensä. Haluan kiittää läheisiäni kannustuksesta ja tuesta niin diplomityöprosessin, kuin koko opiskelujeni ajalta.

Kuopiossa, 12.11.2024

Kasper Pennanen

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO 1
1.1 Työn tausta 1
1.2 Tutkimusongelma 2
1.3 Tutkimuksen tavoitteet 3
1.4 Työn rajaus 3
1.5 Tutkimusmenetelmät 6
2. VÄRÄHDYSLIIKKEEN TEORIAA 7
2.1 Yhden vapausasteen ominaisvärähtely 7
2.2 Yhden vapausasteen pakkovärähtely 11
2.3 Resonanssi ja ominaismuodot 12
2.4 Useamman vapausasteen värähtelijä 14
2.5 Palkin värähtely 16
2.5.1 Ominaisvärähtely 16
2.5.2 Värähtely liikkuvasta kuormasta 18
2.5.3 Ominaismuotojen vaikutukset 19
2.6 Impulssivaste 21
3. RAUTATIESILTOJEN DYNAAMINEN ANALYYSI 23
3.1 Eurokoodien asettamat vaatimukset 23
3.1.1 Kannen pystysuuntainen kiihtyvyys 24
3.1.2 Kannen pystysuuntaiset taipumat 25
3.1.3 Vaakasuuntaiset raja-arvot 27
3.1.4 Epäedullisimmat voimasuureet 27
3.1.5 Väsymisen lisätarkistus dynaamisella analyysillä 27
3.1.6 Dynaaminen suurennuskerroin 28
3.2 Rakenteen vaimennus 28
3.3 Rakenteen massa 30
3.4 Rakenteen jäykkyys 30
3.5 Junan ja sillan yhteisvaikutukset 31
3.6 Maaperän ja rakenteen vuorovaikutukset 33
3.7 Kuormakaaviot 35
3.7.1 Staattisen analyysin kuormakaaviot 35
3.7.2 Dynaamisen analyysin kuormakaaviot 36
3.7.3 Kantavuuslaskenta 38
3.7.4 Suomalaiset junatyypit väsymismitoituksessa 40
3.8 Junan nopeus 40
3.9 Kumoamisvaikutukset 42
4. DYNAAMINEN ANALYYSI ANALYYTTISELLA MENETELMÄLLÄ 44
4.1 Laskentaperiaate 44
4.2 Tarkasteltavat sillat ja kuormitukset 46

4.2.1 Bl 1 47
4.2.2 Bl 2 50
4.2.3 Bl 3 52
4.2.4 jBp 1 54
5. DYNAAMINEN ANALYYSI FEM-LASKENNALLA 57
5.1 Käytetty ohjelmisto 57
5.2 Mallinnuselementit 58
5.2.1 Solmut 58
5.2.2 Palkkielementit 58
5.3 Ominaistaajuusanalyysi 58
5.4 Liikkuvan kuorman analyysi 59
5.5 Suositeltuja mallinnusvalintoja 60
5.6 Laskennan oletukset, rajoitukset ja asetukset 61
5.7 FEM-laskennan herkkyystarkastelu 62
5.7.1 Palkkielementtien pituus 62
5.7.2 Tukiehtojen vaikutus 64
5.7.3 Sillan pääty ja siirtymärakenteet 65
5.7.4 Jäykkyys 69
5.7.5 Päätypalkin ja maan yhteistoiminta 74
5.8 FEM-laskennan tarkistus 79
5.9 Laskentaprosessi 86
6. TARKASTELTAVAT SILTATYYPIT 88
6.1 Betoniset laattasillat 88
6.2 Jännitetyt betoniset palkkisillat 88
6.3 Betoniset jatkuvat laattasillat 89
6.3.1 Bjl 1 91
6.3.2 Bjl 2 92
6.4 Betoniset ulokelaattasillat 93
6.4.1 Bul 1 94
6.4.2 Bul 2 95
6.4.3 Bul 3 95
6.5 Jännitetyt betoniset ulokelaattasillat 95
6.5.1 jBul 1 97
6.5.2 jBul 2 97
6.5.3 jBul 3 98
7. TULOKSET 99
7.1 Betoniset laattasillat 99
7.1.1 Bl 1 99
7.1.2 Bl 2 102
7.1.3 Bl 3 106
7.2 Jännitetyt betoniset palkkisillat 109
7.3 Betoniset jatkuvat laattasillat 113
7.3.1 Bjl 1 114
7.3.2 Bjl 2 120
7.4 Betoniset ulokelaattasillat 124

7.4.1 Bul 1 125
7.4.2 Bul 2 130
7.4.3 Bul 3 134
7.5 Jännitetyt betoniset ulokelaattasillat 139
7.5.1 jBul 1 139
7.5.2 jBul 2 144
7.5.3 jBul 3 149
7.6 Herkkyystarkastelu laskentatuloksille 154
7.6.1 Herkkyystarkastelu jBul 1 155
7.6.2 Herkkyystarkastelu jBul 2 164
7.6.3 Tulosten tarkkuuden pohdinta 172
7.7 Dynaamiset suurennuskertoimet 175
7.8 Junan sijainti ja suurimmat vasteet 184
7.9 Päätulokset 190
8. JOHTOPÄÄTÖKSET 197
LÄHTEET 201
LIITE A: SILTALUETTELOT 205
LIITE B SILTOJEN LÄHTÖTIETOJA 212
LIITE C TUKIEHTOJEN HERKKYYSTARKASTELU 215
LIITE D SIIRTYMÄLAATAN MALLINTAMISEN HERKKYYSTARKASTELU 218

LYHENTEET JA MERKINNÄT

BjI	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
BI	Teräsbetoninen laattasilta
BuI	Teräsbetoninen ulokelaattasilta
FEM	Finite Element Method, elementtimenetelmä
HSLM	Eurokoodien mukainen suurnopeusjunien kuormakaavio
jBp	Jännitetty betoninen palkkisilta
jBuI	Jännitetty betoninen ulokelaattasilta
SSI	Maaperän ja rakenteen väliset vuorovaikutukset

Värähdysliikkeen teoria, kappaleet 2.1–2.5:

a_0, a_1	Rayleigh-kertoimet
$\hat{A}$	siirtymäamplitudi
c	vaimennus
$[C]$	vaimennusmatriisi
c_k	kriittinen vaimennuskerroin
C_1	integroimisvakio
C_2	integroimisvakio
$\tilde{C}$	modaalinen vaimennusmatriisi
cos	kosinifunktio
$cosh$	hyperbolinen kosinifunktio
d	derivaatan merkintä
E	kimmomoduuli
exp	eksponenttifunktio, kantalukuna Neperin luku
f	ominaistaajuus
F	voima
$[F]$	voimamatriisi
$\tilde{F}$	modaalinen voimamatriisi
$\hat{F}$	herätteen amplitudi
I	hitausmomentti
k	jäykkyys
$[K]$	jäykkyysmatriisi
$\tilde{K}$	modaalinen jäykkyysmatriisi
L	rakenneosan pituus tai jännemitta
m	massa
$\boldsymbol{m}$	massa pituusyksikköä kohden
$[M]$	massamatriisi
$\tilde{M}$	modaalinen massamatriisi
n	kokonaisluku
p_0	pistevoima
q_n	n:ttä ominaismuotoa vastaava yleinen koordinaatti
S_n	dimensioton nopeusparametri
sin	sinifunktio
$sinh$	hyperbolinen sinifunktio
t	aika
T	ominaisvärähdysaika
T_d	vaimennetun värähtelijän ominaisvärähdysaika
u	siirtymä
$\{u\}$	siirtymävektori
$\dot{u}$	nopeus

$\{\dot{u}\}$	nopeusvektori
$\ddot{u}$	kiihtyvyys
$\{\ddot{u}\}$	kiihtyvyysvektori
u_0	alkusiirtymä
$\bar{u}_{st}$	staattisen kuormitustilanteen siirtymä
u'	siirtymän derivaatta pituuden suhteen
u''	siirtymän toinen derivaatta pituuden suhteen
U	vakiotilan amplitudi
V	vahvistuskerroin
V_{max}	maksimivahvistuskerroin
V_{res}	vahvistuskerroin resonanssissa
v_0	alkunopeus
x	pituuskoordinaatti
ς, ς_n	suhteellinen vaimennuskerroin
η,η_r	pääkoordinaattivektori
$\dot{\eta}$	pääkoordinaattivektorin derivaatta
$\ddot{\eta}$	pääkoordinaattivektorin toinen derivaatta
Φ,$\Phi_{n,r}$	ominaisvärähtelyn amplitudivektori, ominaisvektori
Φ^T	ominaisvektorin transpoosi
φ	vaihekulma
φ_F	herätteen vaihekulma
λ	karakterisen yhtälön aputermi
ω	kulmataajuus
ω_n	ominaiskulmataajuus
ω_d	ominaiskulmataajuus alikriittisesti vaimennetulle systeemille
Ω,Ω_n	herätteen kulmataajuus
∂	osittaisderivaatan merkintä

Impulssivaste, kappale 2.6:

cos	kosinifunktio
d	derivoinnin merkintä
e	Neperin luku
f	voiman funktio
F	voima
F_0	voima ajanhetkellä τ
h	ykkösimpulssivaste
sin	sinifunktio
t	aika
t_0	ajanhetki, jolloin kuormitus saapuu rakenteeseen
u	siirtymä
u_0	alkusiirtymä
$\dot{u}_0$	alkunopeus
ς	suhteellinen vaimennuskerroin
ω	kulmataajuus
ω_d	ominaiskulmataajuus alikriittisesti vaimennetulle systeemille
τ	ajanhetki
Δt	kuormituksen kesto

Rautatiesiltojen dynaaminen analyysi, kappale 3:

d	akseliryhmien tai pistekuormien säännöllinen väli
e	Neperin luku
i	kokonaisluku

i	kokonaisluku
L	rakenteen jännemitta
L_Φ	määräävä rakenneosan pituus
n_0	pysyvien kuormien rasittaman sillan taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus
N	vaunujen lukumäärä
RT	”todellisten” junien kuormitukset
S_c	dimensioton nopeusparametri
S_r	dimensioton nopeusparametri
v	nopeus
y_{dyn}	dynaaminen vaste
y_{stat}	staattinen vaste
α	nopeuskerroin
ς	suhteellinen vaimennus
ς_{TOTAL}	kokonaisvaimennus
λ	aallonpituus
Φ	dynaaminen suurennuskerroin
φ''	kerroin raiteen ja liikennevälineen epätarkkuudelle
φ'_{dyn}	kerroin dynaamiselle lisälle
ω	ominaiskulmataajuus
Ω	herätteen kulmataajuus
$\Delta\varsigma$	lisävaimennus

Dynaaminen analyysi FEM-laskennalla ja tulokset, kappaleet 5 ja 7:

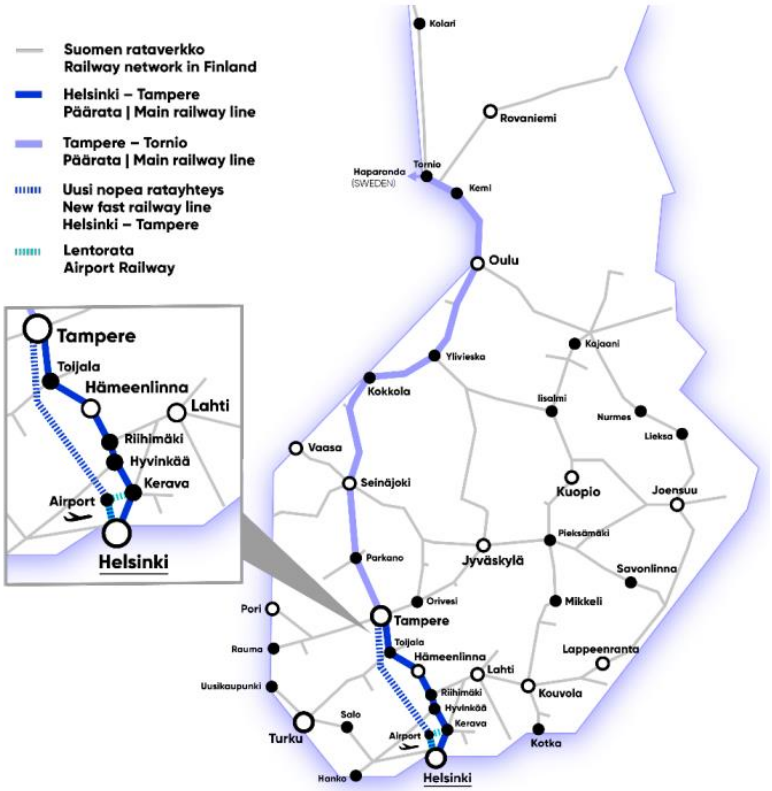
a	kiihtyvyys
h	rakennekorkeus
ka	käyttöaste
$[K]$	jäykkyysmatriisi
L	pituus, jänneväli
L_Φ	määräävä rakenneosan pituus
$[M]$	massamatriisi
n_0	pysyvien kuormien rasittaman sillan taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus
sin	sinifunktio
t	aika
u	siirtymä
$\{u\}$	siirtymävektori
$\{\ddot{u}\}$	kiihtyvyysvektori
v	nopeus
λ	ominaisarvo
φ''	kerroin raiteen ja liikennevälineen epätarkkuudelle
ω	kulmataajuus
$[\Phi]$	matriisi sisältäen ominaisvektorit
$[\Lambda]$	ominaisarvot sisältävä diagonaalimatriisi

1. JOHDANTO

1.1 Työn tausta

Liikenteen osalta on viime vuosina koettu suuria muutoksia ja liikenteen voidaan kuvailla olevan eräänlaisessa murrosvaiheessa. Näkökulmat liittyen ympäristöön, kestävään kehitykseen ja ilmastonmuutokseen ovat johtaneet pyrkimykseen vähentää liikenteen päästöjä. Väyläviraston investointiohjelma vuosille 2025–2032 perustuu liikenne- ja viestintäministeriön Liikenne 12-suunnitelmaan, jonka kolmen tavoitteen – saavutettavuus, kestävyys ja tehokkuus - yhteisenä pyrkimyksenä onkin hillitä ilmastonmuutosta (Väylävirasto 2024a). Merkittävänä osana liikenteen murrosta ja ilmastonäkökulmia on rautatieliikenne, johon on ohjattu merkittävästi rahoitusta.

Suomen rataverkon tärkein yhteysväli on Helsingistä Tampereen kautta Ouluun kulkeva päärata. Pääradan vaikutusalueella asuu puolet Suomen väestöstä sekä sijaitsee yli puolet Suomen työpaikoista. Lisäksi päärata on osana Euroopan laajuista TEN-T (Trans-European Transport Networks) – ydinverkkoa, joka ulottuu manner-Eurooppaan Ruotsin ja Baltian maiden kautta. Kuvassa 1.1.1. on esitetty päärata kartalla. (Suomirata Oy 2022c)



Kuva 1.1.1. Suomen päärata ja suunniteltuja ratayhteyksiä. (Suomi-Rata 2022a).

Pääradan kehittämiseksi on perustettu hankeyhtiöitä, kuten Suomirata Oy (Suurten raidehankkeiden edistäminen n.d.). Hankeyhtiöiden toimesta on muun muassa tarkasteltu linjausvaihtoehtoja, joista Lentoradaksi on nimetty Helsinki-Vantaan lentoaseman kautta kulkeva raideyhteys (Suomi-rata Oy 2023). Pääradan kehittämisen edistämiseksi on laadittu erilaisia selvityksiä niin Tampereen etelä- kuin pohjoispuoleisille rataosuuksille.

1.2 Tutkimusongelma

Liikenne 12-suunnitelmassa on mainittu yhtenä tavoitteena tehokkuus (Väylävirasto 2024a). Rataliikenteellä tehokkuuden keskeisenä tekijänä on matka-aika, jota voidaan lyhentää liikennöintinopeuden nostamisella. Useissa pääradan kehittämistä koskevissa selvityksissä onkin tutkittu ja asetettu tavoitteita nopeuden nostamiselle. Henkilöliikenteelle suunnitellaan nopeudeksi pääradalla yli 200 km/h, kuten kappaleessa 1.4 on tarkemmin esitetty. Tällä hetkellä suurin sallittu nopeus Suomen rataverkossa on 220 km/h, joka on voimassa Keravan ja Lahden välillä (Väylävirasto 2024b). Pääradalla nopeusrajoitus on suurimmillaan 200 km/h lähes koko matkallaan (Väylävirasto 2024b). Nopeuden nostaminen asettaa uusia vaatimuksia rataverkon rakenteille, esimerkiksi silloille. Suunnittelustandardi SFS-EN 1991-2 määrää, että sallitun nopeuden ollessa yli 200 km/h tulee sillalle suorittaa dynaaminen analyysi.

Lähtökohtaisesti Suomessa uudet sillat pyritään suunnittelemaan siten, että dynaamista analyysiä ei tarvitse suorittaa (Liikennevirasto 2017). Suomen rataverkolla on siis merkittävä määrä siltoja, joille ei ole tehty dynaamista analyysiä. Nopeusrajoitusta nostettaessa yli 200 km/h nopeuksiin, tulee myös nykyisille rautatiesilloille tehdä dynaaminen analyysi. Nopeuden nostaminen voi aiheuttaa värähtelyn muodossa ongelmia nykyisille silloille, esimerkiksi kannen pystykiihtyvyyden raja-arvot voivat ylittyä tai epäedullisimmat voimasuureet voivat olla suurempia kuin mitoituksessa käytettyjen staattisten kuormitusten rasitukset. Tämä voi vaikuttaa siltojen käyttökelpoisuuteen tulevaisuudessa.

1.3 Tutkimuksen tavoitteet

Tämän työn tavoitteena oli selvittää, aiheuttaako rataliikenteen nopeuden nostaminen yli 200 km/h nopeuksiin värähtelyongelmia tyypillisille Suomen rataverkon rautatiesilloille. Värähtelyn aiheuttamia vasteita verrattiin annettuihin raja-arvoihin. Tyypillisiä rautatiesiltoja etsittiin pääradalla sijaitsevista silloista, koska päärata on merkittävin Suomessa kehittämisen kohteena oleva rataosuus. Eri siltatyyppien ja jännemittojen dynaamista käyttäytymistä myös vertailtiin keskenään ja pyrittiin selvittämään millaiset sillat ovat herkimpiä värähtelyn aiheuttamille ongelmille.

Eurokoodit tarjoavat tällä hetkellä yksinkertaistetun mitoitusmenettelyn dynaamiselle analyysille. Eurokoodit sisältävät muun muassa rautatiesilloille tarkoitettuja yksinkertaistuksia ja lähtötietoja. Suora ohjeistus laskentamenetelmistä, joiden tulee perustua yleisiin rakenteiden mekaniikan ja dynamiikan periaatteisiin kuitenkin puuttuu. Kotimaista ohjeistusta rautatiesiltojen dynaamisesta analyysistä ei ole laadittu. Työn toisena tavoitteena oli esitellä yksi tapa, kuinka dynaaminen analyysi suoritetaan eurokoodien yksinkertaistetulla mitoitusmenettelyllä.

1.4 Työn rajaus

Rautatiesiltojen dynaamisesta analyysistä on tehty useita tutkimuksia erilaisista näkökulmista. Tutkimuksissa on selvitetty muun muassa laskennassa käytettävien eri parametrien, junien vaunujen pituuksien ja sillan jännemittojen suhteiden sekä juna-silta-vuorovaikutuksen merkitystä sillan värähtelyyn. Aiemmat tutkimukset (Yang et al. 1997; Hjelm & Karlsson 2016) ovat osoittaneet, että lyhyemmällä jännevälillä dynaamisen kuormituksen aiheuttamat vasteet ovat suuremmat kuin pidemmillä jänneväleillä. Vastaavasti tutkimuksissa (Hjelm & Karlsson 2016; Johansson 2013) on havaittu, että värähtely vaikuttaa laskennallisesti vähemmän moniaukkoisiin jatkuviin siltoihin kuin jännemitoiltaan vastaaviin yksiaukkoisiin siltoihin.

Aiemmat tutkimukset ovat käsitelleet myös ulokkeiden vaikutusta dynaamisiin vasteisiin. Hjelm ja Karlsson toteavat tutkimuksessaan (2016) päätyulokkeiden parantavan sillan dynaamista suorituskykyä massavaikutuksen ja poikittaisen jäykkyyden ansiosta verrattuna siltaan ilman päätyulokkeita. Toisaalta Adhikari (2023) esittää tarpeen tutkia tarkemmin pidempien ulokkeiden värähtelyä junien suurnopeuksilla, koska ulokeosille havaittiin laskennallisesti suurta värähtelyä. Lisäksi Johansson (2013) mainitsee, että päätyulokkeita tulisi välttää junien suurnopeuksille altistuvilla silloilla.

Tässä työssä keskityttiin tarkastelemaan tyypillisimpiä Suomen rataverkon siltoja. Tutkimuksen ulkopuolelle rajattiin pidemmät ja enemmän kuin kolme aukkoa sisältävät sillat. Tutkimus keskittyi jännemitoiltaan lyhyisiin ja keskipitkiin siltoihin, koska niillä on todettu olevan enemmän taipumusta värähtelyongelmiin. Myös päätyulokkeellisia siltoja tarkasteltiin, jotta saatiin lisää tietoa niiden käyttäytymisestä.

Rataverkolla lukumäärältään merkittävät kehäsillat rajattiin tutkimuksen ulkopuolelle. Kehäsilloilla maan ja rakenteen väliset vuorovaikutukset ovat huomattavasti merkittävämmät kuin esimerkiksi pidemmillä laattasilloilla. Työssä sivuutettiin tarkemmat maan ja rakenteen väliset vuorovaikutukset, jolloin kehäsiltojen laskentatulokset eivät olisi kuvanneet rakenteen todellista käyttäytymistä riittävän tarkasti. Lisäksi kehäsiltojen laskeminen vaatii kuorimallin käyttämistä, mikä olisi laajentanut tutkimuksen sisältöä huomattavasti.

Eri yhteysväleille on esitetty tavoitteita liikennöintinopeuden nostamiseksi. Riihimäki-Tampere-yhteysvälin kehittämisselvityksessä on selvitetty mahdollisia rataoikaisuja ja lisäraiteiden rakentamista mahdollisimman lähelle nykyistä ratakäytävää (Suomi-rata Oy 2022b). Selvityksen (Suomi-rata Oy 2022b) tavoitteena oli tutkia mahdollisuutta nostaa yhteyden liikennöintinopeus 300 km/h, mutta toteuttamiskelpoisessa ratkaisussa nopeuden nostoa ei voida tehdä koko rataosuudella ja liikennöintinopeus voisi paikoitellen olla 170–300 km/h pois lukien liikennepaikat. Aiemmin tehdyssä Riihimäki-Tampere tarveselvityksessä tarkasteltiin junan nopeuksia 200 km/h, 220 km/h ja 250 km/h (Liikennevirasto 2018).

Pääratayhmä on pääradan ja sen jatkoyhteyksien kehittämistä edistävä yhteisö, joka kostuu 11 maakunnasta, useasta kaupungista ja elinkeinoelämän edustajista (Pääratayhmä n.d.). Pääratayhmä toteaa Pääradan kehittämisen suunnittelu- ja investointiohjelmassa (Päärata-esite 2020), että kaukojunien nopeustavoitteen tulee pääradalla olla 250 km/h.

Tampereen ja Oulun välisen raideyhteyden kehittämisestä on tehty useampia selvityksiä koskien koko rataosuutta sekä tarkastellen osakokonaisuuksia. Selvityksissä (Väylävirasto 2019a; Väylävirasto 2021a) korkein tavoiteltu nopeustaso henkilöliikenteelle on 250 km/h. Tampereen ja Seinäjoen välillä radan geometria mahdollistaisi jo nykyisellään radan nopeustason 250 km/h merkittäviltä osin (Väylävirasto 2021a).

Tässä tutkimuksessa tarkasteltavaksi raideliikenteen maksiminopeudeksi rajattiin 250 km/h, koska se on suurin tavoiteltu nopeus suurimmassa osassa pääradan kehittämistä koskevissa selvityksissä. Tampereen eteläpuolisella pääradan osuudella on selvitetty myös 300 km/h nopeuden sallimista, mutta tällöin hankkeeseen sisältyisi runsaasti rataoikaisuja (Suomi-rata Oy, 2022b). Rataoikaisujen myötä myös merkittävä osa nykyisistä rautatiesilloista jäisi pois uuden nopeamman ratayhteyden linjaukselta.

Tarkasteltaviksi silloiksi valittiin pääradalla sijaitsevat rautatiesillat välillä Tikkurila – Oulu jäljempänä luetelluin poikkeuksin. Nykyisen radan Pasila-Kytömaa henkilöliikenne korvattaisiin hankeyhtiön suunnitelmissa uudella Lentoradalla (Suomi-rata Oy 2023). Sillat Tikkurilasta saakka otettiin kuitenkin tarkasteluun mukaan, jotta saatiin kattavampi kuva rataverkolla sijaitsevista silloista sekä ajatellen näkökulmaa, jossa henkilöliikenteen nopeuden nosto tehtäisiin nykyisellä radalla. Tarkasteluun valituista silloista valikoitiin vielä sillat, jotka kuvastivat hyvin tyypillisiä rautatiesiltoja ja niille suoritettiin dynaaminen analyysi.

Tampereen ja Lielahden välisen rataosuuden sillat jätettiin pois tutkimuksesta, koska kyseisellä välillä radan geometria ei salli nykyisessä ratakäytävässä edes nopeutta 200 km/h (Väylävirasto 2019a). Lisäksi Tampereen, Tikkurilan ja Oulun ratapihojen sillat jätettiin pois tarkastelusta, sillä voidaan olettaa, että suurnopeusjunat pysähtyvät lähes poikkeuksetta kyseisillä liikennöintipaikoilla.

Pääradan kehittämistä koskevissa selvityksissä on esitetty rataoikaisuja nopeuden nostamiseksi (Suomi-rata Oy 2022b). Selvityksissä on myös rajattu alueita, joille nopeuden nosto jää toteuttamiskelpoisissa ratkaisuissa alle 250 km/h (Suomi-rata Oy 2022b). Näitä oikaisuja ja rajoituksia ei otettu tutkimuksessa huomioon.

Työssä tarkasteltiin siltoja, joiden päärakennusmateriaalina on teräsbetoni tai jännitetty betoni. Selkeästi merkittävin osa tarkastellun rataosuuden silloista koostui edellä luetelluista materiaaleista, joten ne kuvastavat tyypillistä rautatieverkon siltaa parhaiten. Muista materiaaleista koostuvat sillat jätettiin tutkimuksesta pois.

Dynaamisen analyysin osalta tässä työssä keskityttiin vain pystysuuntaisten ilmiöiden tarkasteluun. Laskennat rajattiin koskemaan vain siirtymiä ja kiihtyvyyksiä, koska niitä

voidaan suoraan verrata annettuihin raja-arvoihin. Dynaamisen analyysin tuottamia voimasuureita tulisi myös verrata staattiseen analyysiin, mikä ei sisälly tähän tutkimukseen.

Työssä käsiteltiin värähtelyn aiheuttamia ongelmia liikenneturvallisuuden ja rakenteiden kestävyyden kannalta. Ilmiöitä voidaan tarkastella myös muun muassa matkustajamukavuuden näkökulmasta kiihtyvyyksien tai taipumien avulla. Matkustajamukavuuden tarkastelu taipumien kautta sisältyi tutkimukseen. Vastaava kiihtyvyyksien tarkastelu rajattiin ulkopuolelle, sillä tällöin tulisi ottaa huomioon junan vaunujen teknisiä ominaisuuksia, kuten jousitukset. Lisäksi väsymistarkastelut rajattiin työn ulkopuolelle.

1.5 Tutkimusmenetelmät

Aiheeseen liittyvästä kirjallisuudesta ja tutkimuksista laadittiin kirjallisuuskatsaus, jonka perusteella tehtiin rajaukset tutkimukselle ja aineistolle. Myös värähdysliikkeen teoriaa selvennettiin kirjallisuustutkimuksen avulla. Tutkittavien siltojen lähtötietojen hankintaan käytettiin Taitorakennerekisteristä saatavilla olevia suunnitelmia ja piirustuksia. Rajatuille silloille laskettiin analyyttisesti kannen pystysiirtymät.

Tarkasteltavalle aineistoille laskettiin dynaaminen analyysi käyttäen LUSAS-elementtimenetelmäohjelmistoa (FEM). Elementtimenetelmäohjelmistolla laskettuja tuloksia verrattiin analyyttisesti määritettyihin arvoihin, jotta varmistuttiin ohjelmiston toimivuudesta ja käyttökelpoisuudesta tutkimuksen tarpeisiin.

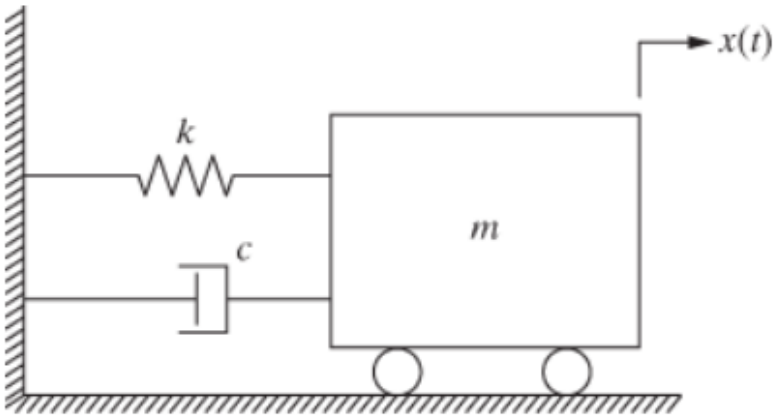
2. VÄRÄHDYSLIIKKEEN TEORIAA

Tässä kappaleessa tarkastellaan värähdysliikkeen teoriaa ja dynaamisen analyysin menettelyjä yleisellä tasolla. Värähtely määritellään kappaleen liikkeeksi, joka toistuu määräajan välein joko täydellisesti tai melkein samanlaisena. Värähtelyt voidaan jakaa ominais- ja pakkovärähtelyyn. Kun systeemi pääsee liikkumaan vapaasti ja se poikkeutetaan stabiilista tasapainoasemastaan, palautusvoimat pyrkivät palauttamaan systeemin takaisin tasapainoasemaansa. Tämä liike toistuu ja tilannetta kutsutaan systeemin ominaisvärähtelyksi. Mikäli systeemiin vaikuttaa palautusvoimien lisäksi jaksollisesti muuttuvia pakkovoimia, näistä syntyvää liikettä kutsutaan pakkovärähtelyksi. (Salmi & Virtanen 2006, s.373).

2.1 Yhden vapausasteen ominaisvärähtely

Mekaniikassa yksinkertaisin värähtelijä on yhden vapausasteen systeemi. Se koostuu kappaleesta, jolla on massa *m*, ja siihen kiinnitetystä massattomasta jousesta, jolla on jäykkyysarvo *k*. Usein myös monimutkaisemmat järjestelmät voidaan palauttaa tietyin yksinkertaistavin oletuksin takaisin yhden vapausasteen systeemeiksi. (Genta 2009)

Systeemin värähtely voi olla joko vaimentamatonta tai vaimennettua. Vaimentamaton värähtely jatkuu ikuisesti, koska systeemillä ei ole sisäistä tai ulkoista kitkaa. Todelliset mekaaniset systeemit ja rakenteet ovat aina vaimenevia. Tällöin systeemi sisältää myös vaimennuskertoimen *c*. Kuvassa 2.1.1. on esitetty yhden vapausasteen vaimennettu värähtelijä. (Salmi & Virtanen 2006)



Kuva 2.1.1. Yhden vapausasteen värähtelijä, perustuu lähteeseen (Jain 2016)

Dynamiikan perusyhtälöä soveltamalla värähtelysysteemille voidaan muodostaa yhtälö. Systeemin vaikuttaa pakkovoima *F(t)*, joka on ajasta *t* riippuva. Tällöin systeemin liikeyhtälö on

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \tag{1}$$

jossa $\ddot{u}$ on kappaleen kiihtyvyys, $\dot{u}$ nopeus, *u* siirtymä, *m* kappaleen massa, *k* jäykkyys ja *c* vaimennus. (Salmi & Virtanen 2006, s.374)

Kun vaimentamaton yhden vapausasteen systeemi poikkeutetaan tasapainoasemastaan ja se pääsee värähtelemään vapaasti, tilannetta kutsutaan ominaisvärähtelyksi. Tällöin yhtälöstä (1) supistuvat pois ulkoinen voima *F(t)* ja vaimennus *c*. Kyseisen tilanteen kulmataajuus ω on nimeltään systeemin ominaiskulmataajuus, jonka yksikkö on 1/s ja se voidaan laskea

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{2}$$

Tunnetun yleisen liikeyhtälön perusteella siirtymän lauseke voidaan merkitä

$$u(t) = C_1 \sin(\omega t) + C_2 \cos(\omega t) \tag{3}$$

jossa C_1 ja C_2 ovat integroimisvakioita. Kun ajanhetken t=0 siirtymää ja nopeutta merkitään u_0 ja v_0 sekä käytetään seuraavia merkintöjä

$$\hat{A} = \sqrt{(\frac{v_0}{\omega})^2 + {u_0}^2} \tag{4}$$

$$\varphi = \arctan\left(\frac{u_0 \omega}{v_0}\right) \tag{5}$$

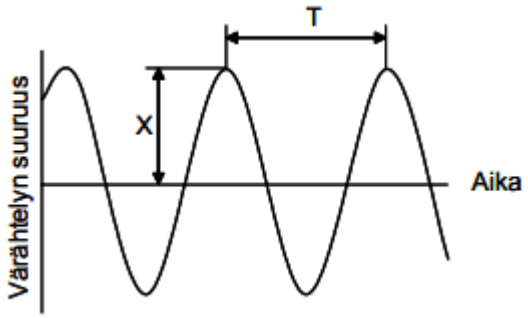
$$u_o sin\varphi \geq 0 \tag{6}$$

saadaan siirtymän yhtälöksi

$$u(t) = \hat{A}\sin(\omega t + \varphi) \tag{7}$$

Siirtymän maksimiarvoa $\hat{A}$ kutsutaan värähdysliikkeen amplitudiksi ja kulmaa φ vaihekulmaksi. (Salmi & Virtanen 2006, s.374–375)

Värähtelyn liikettä voidaan havainnollistaa kuvaajan avulla, jossa pystyakselilla on värähtelyn suuruus eli siirtymän arvo ja vaaka-akselilla aika. Kuvassa 2.1.2 on esitetty vakioamplitudisen värähtelyn kuvaaja.



Kuva 2.1.2. Värähtelyn tuottaman vakioamplitudisen aaltoliikkeen kuvaaja. (Talja 2004, liite A1)

Ominaisvärähdysliikkeen kahden peräkkäisen samassa vaiheessa olevan pisteen etäisyys aika-akselilla on systeemin ominaisvärähdysaika *T* (Salmi & Virtanen 2006, s.375). Vastaavasti ominaistaajuudeksi *f* kutsutaan ominaisvärähdysajan käänteislukua, jonka yksikkö on hertsi (Hz). Lähteen mukaan sinimuotoisen funktion perusjakson tiedetään olevan 2π, jolloin ominaistaajuus ja ominaiskulmataajuus voidaan laskea seuraavasti

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \tag{8}$$

$$\omega = 2\pi f \tag{9}$$

Vaimennetun systeemin värähdellessä ilman ulkoisia voimia, kutsutaan tilannetta vaimennetuksi ominaisvärähtelyksi. Tällöin yhtälöstä (1) supistuu pois vain voima *F(t)*. Salmen ja Virtasen (2006) mukaan sijoittamalla edellä mainittuun yhtälöön $u(t) = \exp(\lambda t)$ saadaan karakteristinen yhtälö

$$\lambda^2 + \frac{c}{m}\lambda + \frac{k}{m} = 0 \tag{10}$$

jossa *λ* on yhtälössä käytettävä aputermi.

Vaimennuskertoimen arvosta *c* riippuen karakterisen yhtälön (10) juuret ovat reaaliset ja erisuuret, tai reaaliset mutta yhtä suuret tai kompleksiset liittoluvut (Salmi & Virtanen 2006, s.379). Vaimennuskertoimen arvoa *c*, jolla yhtälön (10) juuret ovat samansuuruiset, kutsutaan kriittiseksi vaimennuskeroimeksi c_k (Salmi & Virtanen 2006, s.379). Kyseisen lähteen mukaan kriittisen vaimennuskertoimen arvo löydetään diskriminantin ollessa nolla eli

$$(\frac{c_k}{2m})^2 - \frac{k}{m} = 0 \tag{11}$$

$$c_k = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega \tag{12}$$

Vaimennuksen arvo ilmoitetaan usein suhteellisen vaimennuskertoimen ς avulla (Salmi & Virtanen 2006, s.380), joka määritetään

$$\varsigma = \frac{c}{c_k} \tag{13}$$

Suhteellisen vaimennuskertoimen suuruuden mukaan systeemit voidaan jakaa kolmeen eri tapaukseen, joiden käyttäytyminen eroaa toisistaan merkittävästi (Chandrasekaran 2015, s.74–77). Kyseiset tapaukset ovat

- ylikriittinen vaimennus, kun ς > 1
- kriittinen vaimennus, kun ς = 1
- alikriittinen vaimennus, kun ς < 1

Eri siltatyyppien värähtelyä tarkasteltaessa suhteellisen vaimennuskertoimen arvo muodostuu rakennusmateriaalin mukaan. ERRI (1999, s.51) mukaan suhteellisen vaimennuskertoimen arvo on teräsbetonisille ja jännitetyille silloille 0,004–0,04 sekä terässilloille 0,001–0,002 perustuen empiirisiin tietoihin useista rautatiesiltojen testeistä. Vastaavasti eurokoodin suunnittelustandardi SFS-EN 1991-2 (s.74) esittää jännemitaltaan yli 20 m siltojen suhteelliseksi vaimennuskertoimeksi 0,005–0,015 riippuen materiaalista. Siltojen värähtelyä tarkasteltaessa vaimennus on siis selkeästi alikriittistä. Vaimennetun systeemin ominaiskulmataajuutta ω_d merkitään (Salmi & Virtanen 2006, s.381)

$$\omega_d = \sqrt{1-\varsigma^2}\omega \tag{14}$$

Aiemmin esitetty liikeyhtälön (3) ratkaisu voidaan kirjoittaa uudelleen, jolloin alikriittisesti vaimennetun systeemin siirtymä on (Salmi & Virtanen 2006, s.382)

$$u_t = e^{-\varsigma\omega t}[u_0 \cos(\omega_d t) + \left(\frac{v_0+\varsigma\omega u_0}{\omega_d}\right) \sin(\omega_d t) \tag{15}$$

Värähdysaika T_d vaimenevalle ominaisvärähtelylle lasketaan (Salmi & Virtanen 2006, s.382)

$$T_d = \frac{T}{\sqrt{1-\varsigma^2}} \tag{16}$$

Vaimennetun systeemin ominaiskulmataajuus on pienempi verrattuna vaimentamattomaan systeemiin. Vastaavasti vaimennus kasvattaa värähtelyn ominaisvärähdysaikaa. (Salmi & Virtanen 2006, s.382)

2.2 Yhden vapausasteen pakkovärähtely

Pakkovärähtely syntyy ulkoisten dynaamisten kuormitusten, eli herätteiden, vaikutuksesta. Herätteet jaetaan deterministisiin ja epädeterministisiin herätteisiin. Determinististen herätteiden aikahistoria tunnetaan ja voidaan kuvata täsmällisesti funktion avulla. Deterministiset herätteet luokitellaan jaksollisiin sekä jaksottomiin herätteisiin. Jaksollisia herätteitä ovat epäharmoninen ja harmoninen heräte, joka on erityistapauksena siniaallon muotoinen. (Salmi & Virtanen 2006, s.385–386)

Epädeterministisiä ja niiden aiheuttamia vasteita pyritään kuvaamaan tilastollisesti todennäköisyyslaskennan keinoin. Tällaisessa tapauksessa rakenteen tarkastelut mm. taivutusmomentin ja leikkausvoiman osalta on myös laskettava epädeterministisillä analyyseillä. Epädeterministisiä herätteitä ovat esimerkiksi lentokoneiden turbulenttiset virtaukset, maanjäristykset ja liikennetärinä. (Salmi & Virtanen 2006, s.385; Chandrasekaran 2015, s.64–65)

Vaimentamattoman systeemin pakkovärähtelyä voidaan tarkastella harmonisen herätteen avulla, jota kuvataan muodossa

$$F(t) = \hat{F}\sin(\Omega t + \varphi_F) \tag{17}$$

jossa $\hat{F}$ on herätteen amplitudi, Ω herätteen kulmataajuus sekä φ_F herätteen vaihekulma. (Salmi & Virtanen 2006, s.386)

Vaimentamattoman systeemin pakkovärähtelijälle voidaan kirjoittaa liikeyhtälön yleinen ratkaisu, joka sisältää kaksi alkuehdoista riippuvaa integroimisvakiota (Salmi & Virtanen 2006, s.387). Saman lähteen mukaan todellisissa rakenteissa on aina mukana vaimennusta, joka hävittää nopeasti systeemin ominaisvärähtelyn. Jäljelle jäävää värähtelyä kutsutaan pysyväksi värähtelyksi, jonka aiheuttama siirtymä voidaan laskea

$$u(t) = \frac{\bar{u}_{st}}{1-\left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2}\sin(\Omega t) \tag{18}$$

jossa $\bar{u}_{st}$ on värähtelijään kiinnitetyn jousen jousivakion sekä pakkovoiman $\hat{F}$ amplitudin suuruisen staattisen voiman suhde (Salmi & Virtanen 2006, s.387).

Pysyvien värähtelyjen siirtymä eli vaste muutetaan yleisesti vahvistuskertoimen V avulla muotoon (Salmi & Virtanen 2006, s.388)

$$u(t) = V\bar{u}_{st}\sin(\Omega t) \tag{19}$$

$$V = \frac{1}{1-(\frac{\Omega}{\omega})^2} \tag{20}$$

Kun vahvistuskertoimen arvo on positiivinen, vaimentamattoman systeemin pysyvät värähtelyt tapahtuvat samassa tahdissa pakkovoiman kanssa ja systeemi värähtelee pakkovoiman suuntaan. Mikäli systeemi värähtelee pakkovoiman vastakkaiseen suuntaan, on vahvistuskertoimen arvo negatiivinen. (Salmi & Virtanen 2006, s.388)

Tarkasteltaessa todellisten rakenteiden, kuten siltojen, pakkovärähtelyjä pidetään systeemiä alikriittisesti vaimennettuna. Tällaisen systeemin liikeyhtälö voidaan esittää harmonisen herätteen vaikuttaessa (Salmi & Virtanen 2006, s.393)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = \hat{F}\sin(\Omega t) \tag{21}$$

Kulmataajuudelle ω, suhteelliselle vaimennuskertoimelle ς, staattisen tilanteen siirtymälle $\bar{u}_{st}$ sekä kriittiselle vaimennuskertoimelle c_k voidaan käyttää aiemmin esitettyjä lausekkeita. Tällöin vaimennetun pakkovärähtelyn liikeyhtälön standardimuoto on (Salmi & Virtanen 2006, s.393)

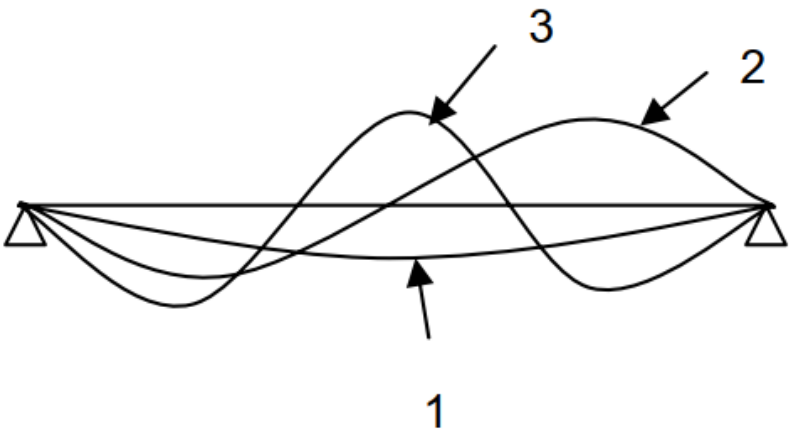
$$\ddot{u} + 2\varsigma\omega\dot{u} + \omega^2 u = \omega^2\bar{u}_{st}\sin(\Omega t) \tag{22}$$

Kuten vaimentamattoman pakkovärähtelyn tapauksessa myös vaimennetulla pakkovärähtelijällä systeemin ominaisvärähtelyt vaimenevat hyvin nopeasti ja jäljelle jää vain pysyvät värähtelyt (Salmi & Virtanen 2006). Vahvistuskerroin vaimennetulle värähtelijälle on

$$V = \frac{1}{\sqrt{[1-\left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2]^2+(\frac{2\varsigma\Omega}{\omega})^2}} \tag{23}$$

2.3 Resonanssi ja ominaismuodot

Resonanssiksi kutsutaan ilmiötä, jossa värähtely vahvistuu voimakkaasti. Tällöin herätteen taajuus on lähellä rakenteen ominaistaajuutta. Ominaistaajuudella rakenne värähtelee sille ominaisella muodolla eli niin sanotulla ominaismuodolla. Rakenteilla on useita eri ominaismuotoja eli toisin sanoen useita eri taajuuksia, joilla resonanssi voi tapahtua. Alimmaksi ominaismuodoksi kutsutaan muotoa, jolla on pienin värähtelytaajuus. Vastaavasti edellä mainittua taajuutta kutsutaan alimmaksi ominaistaajuudeksi. Kuvassa 2.3.1. on esitetty vapaasti tuetun palkin kolme alinta ominaismuotoa. (Talja 2004)

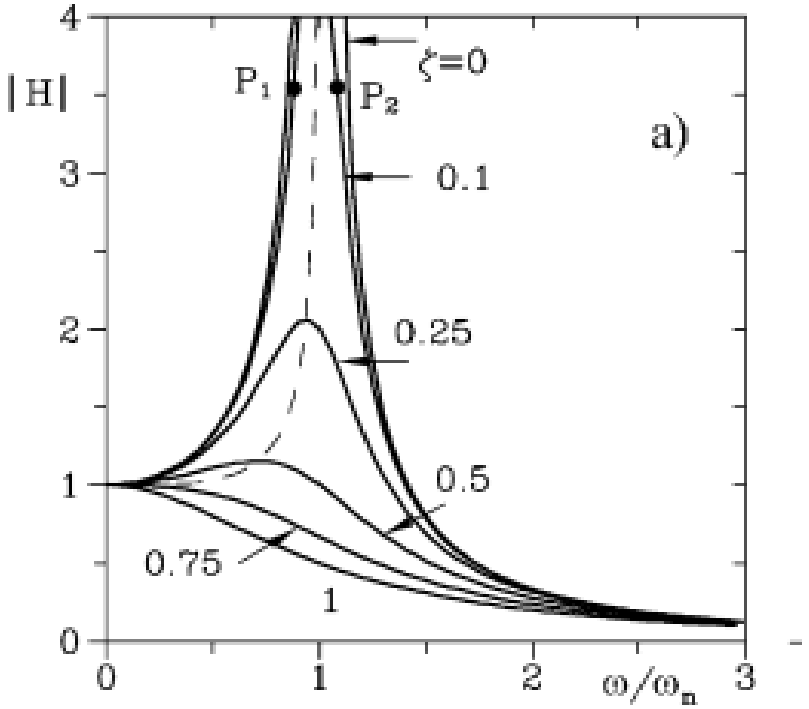


Kuva 2.3.1. Vapaasti tuetun palkin ominaismuotoja (Talja 2004, liite A1).

Teoreettisesti resonanssissa vaimentamattoman systeemin vahvistuskerroin ja vaste eli rakenteen siirtymä kasvavat äärettömäksi (Salmi & Virtanen 2006, s.393). Tällöin aiemmin esitetty lauseke (19) siirtymälle ei ole relevantti, vaan se voidaan esittää

$$u(t) = -\frac{1}{2}\bar{u}_{st}\omega t cos(\omega t) \tag{24}$$

Vaimennetuille systeemeille voidaan laskea vahvistuskertoimen arvoja eri taajuussuhteilla *Ω/ω* eli herätteen taajuuden ja systeemin ominaistaajuuden suhteilla. Tähän käytetään aiemmin esitettyä lauseketta (23). Kuvassa 2.3.2. on esitetty vahvistuskertoimen arvoja eri taajuussuhteilla ja suhteellisilla vaimennuksilla. Pystyakselilla on vahvistuskertoimen arvo ja vaaka-akselilla taajuussuhde.



Kuva 2.3.2. Vaimennetun systeemin vahvistuskertoimia eri taajuussuhteilla ja suhteellisilla vaimennuskertoimilla (Genta 2009, s.156).

Kuvasta 2.3.2. havaitaan selkeästi suhteellisen vaimennuskertoimen vaikutus systeemiin. Suhteellisen vaimennuksen arvon ollessa 0, vahvistuskertoimen ja samalla vasteen arvo kasvaa rajattomasti taajuussuhteen 1 ympäristössä. Suuremmilla suhteellisen vaimennuskertoimen arvoilla systeemin vasteet pienenevät ja saavuttavat maksiarvonsa ennen taajuussuhdetta 1. Lisäksi havaitaan taajuussuhteen 1 jälkeen, että vaimennuksella ei ole juurikaan merkitystä, vaan vasteet pysyvät matalalla tasolla taajuussuhteen kasvaessa. Derivoimalla vahvistuskertoimen lauseketta (23) Ω suhteen, voidaan määrittää vahvistuskertoimen maksimikohta ja suurin vahvistuskerroin V_{max} (Salmi & Virtanen 2006, s.395)

$$\Omega = \omega\sqrt{1 - 2\varsigma^2} \tag{25}$$

$$V_{max} = \frac{1}{2\varsigma\sqrt{1-\varsigma^2}} \tag{26}$$

Aiemmin esitettiin eri lähteisiin perustuen siltojen suhteellisen vaimennuksen olevan luokkaa ≤ 0,04. Tällöin kuvasta 2.3.2. voidaan todeta, että vasteen maksimiarvo on hyvin lähellä taajuussuhteen arvoa 1. Usein vaimennetun systeemin resonanssin pidetään tapahtuvan taajuussuhteella 1, jolloin resonanssivahvistus V_{res} on (Salmi & Virtanen 2006, s.395)

$$V_{res} = \frac{1}{2\varsigma} \tag{27}$$

Resonanssi on merkittävä ilmiö rakenteiden suunnittelussa. Mikäli resonanssivärähtelyt syntyvät ja värähtely jatkuu, voi rakenne vaurioitua, joten resonanssin syntyminen on pyrittävä estämään (Salmi & Virtanen 2006, s.388).

2.4 Useamman vapausasteen värähtelijä

Edellä on käsitelty yhden vapausasteen värähtelijää, jolloin systeemillä on vain yksi siirtymätapa. Todellisilla rakenteilla on aina olemassa lukuisia erilaisia siirtymätapoja, jolloin systeemillä on saman verran vapausasteita. Rakenteen käyttäytymistä voidaan kuvailla valituin pistein rakenteessa olevien siirtymäamplitudien avulla (Jain 2016). Suurempi huomioon otettavien vapausasteiden tai siirtymäkomponenttien määrä johtaa parempaan likiarvoon rakenteen todellisesta käyttäytymisestä. Järjestelmiä, joilla on äärellinen määrä vapausasteita, kutsutaan diskreeteiksi (Chandrasekaran 2015, s.16).

Useamman vapausasteen systeemin tarkasteluun on olemassa kaksi erilaista lähestymistapaa: niin sanottu superpositiomenetelmä sekä suoran aikaintegroinnin menetelmät (Zahlten). Tässä kappaleessa keskitytään tarkastelemaan superpositiomenetelmää.

Superpositiomenetelmä perustuu ominaismuotojen ortogonaalisuuteen. Useamman vapausasteen kytketyt liikeyhtälöt voidaan muuttaa useaksi kytkemättömäksi yhden vapausasteen systeemiksi ja kokonaisratkaisu on erillisten yhden vapausasteen systeemien ratkaisujen summa. Usein todellisilla rakenteilla vain alimmat ominaistaajuudet ovat merkityksellisiä. Tällöin superpositiomenetelmässä voidaan keskittyä ratkaisemaan vain alimmat ominaistaajuudet ja laskenta supistuu. Käytettäessä superpositiomenetelmää rakenteen käyttäytymisen tulee olla lineaarista. (Zahlten)

Yhden vapausasteen värähtelyn periaatteet laajennetaan useammalle vapausasteelle (Chandrasekaran 2015). Lähteen mukaan useamman vapausasteen systeemin ominaistaajuudet voidaan ratkaista liikeyhtälön avulla, jolloin se on matriisimuodossa

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \tag{28}$$

Harmonisen herätteen vaikuttaessa systeemiin, voidaan edellisestä liikeyhtälöstä johtaa seuraava lauseke (Zahlten)

$$(K - \omega^2 M)\Phi = 0 \tag{29}$$

jossa Φ on systeemin ominaisvektori. Yhtälön (29) determinantin ja aiemmin tunnettujen yhteyksien avulla voidaan ratkaista systeemin ominaistaajuudet ja niitä vastaavat ominaismuodot.

Kun useamman vapausasteen systeemin vaikuttaa pakkovoima ja vaimennus otetaan huomioon, liikeyhtälö kirjoitetaan matriisien avulla (Chandrasekaran 2015)

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \tag{30}$$

Jäykkyys-, massa- ja vaimennusmatriisit voidaan muuttaa modaalisiksi (Zahlten)

$$\widetilde{M} = \Phi^T M \Phi \tag{31}$$

$$\widetilde{K} = \Phi^T K \Phi \tag{32}$$

$$\tilde{C} = \Phi^T C \Phi \tag{33}$$

missä Φ on ominaisvektorimatriisi, joka sisältää kaikki ominaisvärähtelymuodot.

Siirtymätila ajan hetkellä *t* voidaan ilmaista ominaismuotojen lineaarisena yhdistelmänä (Zahlten)

$$u(t) = \Phi\eta(t) = \sum_{r=1}^{N} \eta_r(t)\phi_r \tag{34}$$

jossa Φ on ominaisvektorimatriisi, joka sisältää kaikki ominaismuodot. Merkintä η on pääkoordinaattivektori, ϕ_r on systeemin järjestyksessään r:s ominaisvektori ja $\eta_r(t)$ on r:s pääkoordinaatti. Liikeyhtälö voidaan esittää kokonaisuudessaan modaalimuodossa

$$\tilde{M}\ddot{\eta} + \tilde{C}\dot{\eta} + \tilde{K}\eta = \tilde{F}(t) \tag{35}$$

jossa $\tilde{F}(t) = \Phi^t F$ sekä $\dot{\eta}$ ja $\ddot{\eta}$ ovat pääkoordinaattivektorin derivaattoja (Zahlten). Modaalimuotoisen liikeyhtälön avulla voidaan ratkaista aiemmin esitettyjen yhteyksien avulla siirtymä ja täten pystytään käsittelemään useamman vapausasteen värähtelijää.

2.5 Palkin värähtely

Edellä käsiteltiin diskreettien järjestelmien värähtelyä, jolloin järjestelmillä oli äärellinen määrä vapausasteita. Todellisia rakenteita pidetään usein jatkuvina deformoituvina kappaleina, jolloin niiden ajatellaan koostuvan äärettömästä määrästä pisteitä (Genta 2009). Tällöin jatkuvalla rakenteella on ääretön määrä vapausasteita. Jatkuvien rakenteiden käsittelyyn on kehitetty erilaisia matemaattisia malleja, jotka koostuvat differentiaaliyhtälöistä.

Yksinkertaisin tapa jatkuvan rakenteen värähtelyn tarkasteluun on Euler-Bernoullin palkkiteoria (Genta 2009, s.280). Teoriaan kuuluu oletuksia palkin ominaisuuksista, jolloin palkin käyttäytymistä voidaan pitää teorian mukaisena. Keskeisiä oletuksia ovat leikkausmuodonmuutosten ja kiertymien olevan merkityksettömiä sekä palkin pituuden olevan huomattavasti suurempi kuin paksuus (Genta 2009, s.280). Seuraavissa kappaleissa käsitellään palkin värähtelyä.

2.5.1 Ominaisvärähtely

Euler-Bernoullin palkkiteorian mukaan tarkasteltaessa vaimentamattoman palkin vapaata värähtelyä yhtälö kirjoitetaan (Jain 2016)

$$EI\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \boldsymbol{m}\frac{\partial^u}{\partial t^2} = 0 \tag{36}$$

jossa *u* on pystysuuntainen siirtymä eli taipuma, *x* on pituuskoordinaatti, *EI* taivutusjäykkyys, ***m*** massa pituusyksikköä kohden ja ∂ osittaisderivaatan merkintä. Yhtälö voidaan kirjoittaa uudelleen muotoon (Hjelm & Karlsson 2016)

$$(EIu'')'' + \boldsymbol{m}\ddot{u} = 0 \tag{37}$$

Oletetaan harmoninen liikeyhtälö

$$U(x,t) = U(x)\cos(\omega t - \varphi) \tag{38}$$

joissa *U* on vakiotilan amplitudi ja ″ toisen derivaatan merkintä pituuden suhteen (Hjelm & Karlsson 2016).

Yhtälö (38) sijoitetaan yhtälöön (37)

$$(EIU")" + \boldsymbol{m}\omega^2 U = 0 \quad (39)$$

Yhtälöä (39) voidaan muokata muotoon

$$\frac{d^4U}{dx^4} - \lambda^4 U = 0 \quad (40)$$

jossa

$$\lambda^4 = \omega^4 \frac{\boldsymbol{m}}{EI} \quad (41)$$

ja *d* on derivoinnin merkintä. (Hjelm & Karlsson 2016).

Yhtälölle (40) voidaan esittää yleinen ratkaisu (Hjelm & Karlsson 2016)

$$U(x) = C_1 \sinh(\lambda x) + C_2 \cosh(\lambda x) + C_3 \sinh(\lambda x) + C_4 \cosh(\lambda x) \quad (42)$$

jossa merkinnät *C* ovat integroimisvakioita.

Kun tarkastellaan yksinkertaisesti, eli vapaasti, tuettua yksiaukkoista palkkia, voidaan ratkaista integroimisvakiot. Kyseiselle palkille kirjoitetaan rajaehdot siirtymän ja momentin arvoille palkin päissä (Hjelm & Karlsson 2016, s.10)

$$u(0,t) = 0 \quad (43)$$

$$u"(0,t) = 0 \quad (44)$$

$$u(L,t) = 0 \quad (45)$$

$$u"(L,t) = 0 \quad (46)$$

Käyttämällä yläpuolella lueteltuja rajaehtoja sekä lausekkeen (40) yleistä ratkaisumuotoa, voidaan laskea palkin ominaistaajuudet ω_n lausekkeella (Hjelm & Karlsson 2016, s.10)

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\boldsymbol{m}}} \quad (47)$$

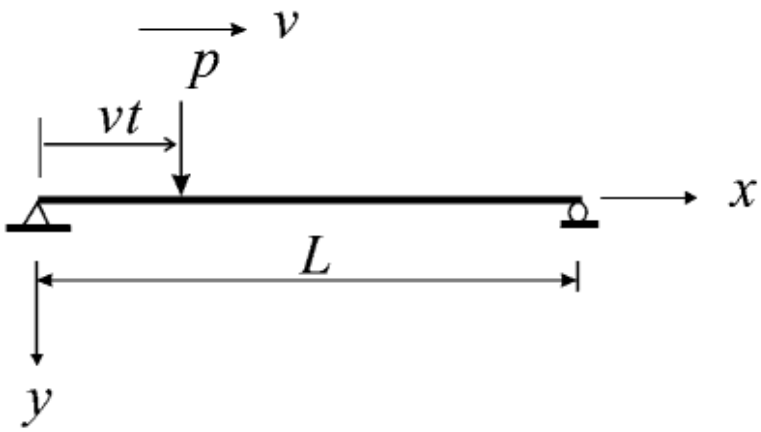
Ominaistaajuuksia vastaavat ominaismuodot ϕ_n saadaan lausekkeesta (Hjelm & Karlsson 2016, s.10)

$$\phi_n = \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (48)$$

Kaavoissa *n* tilalle sijoittamalla kokonaislukuja, saadaan n:s ominaistaajuus ja sitä vastaava muoto.

2.5.2 Värähtely liikkuvasta kuormasta

Siltojen dynaamisessa analyysissä tarkastellaan usein liikennekuormien aiheuttamia vasteita. Rakennemalleja luodessa sillat yksinkertaistetaan tilanteen mukaan palkkirakenteiksi. Tällöin tutkitaan liikkuvan kuorman aiheuttamia vaikutuksia palkille. Tarkastellaan seuraavaksi kuvan 2.5.2.1. mukaista tilannetta, jossa vapaasti tuetun yksiaukkoisen palkin ylitse kulkee yksittäinen pistekuorma.



Kuva 2.5.2.1. Palkki ja liikkuva kuorma (Yang 2004, s.30).

Asetetaan seuraavat alkuoletukset tutkittaessa edellä esitettyä palkkia (Yang 2004):

- Euler-Bernoullin mukainen palkkiteoria, tasopoikkileikkaukset pysyvät tasoina
- palkin päällä on vain yksi pistekuorma kerrallaan
- pistekuorma liikkuu vakionopeudella
- palkin vaimennus on Rayleigh-vaimennusta
- palkki on levossa ennen pistekuorman siirtymistä sen päälle

Rayleigh-vaimennuksen vaimennusmatriisi koostuu massan ja jäykkyyden yhteisvaikutuksista ja se määritellään (Chandrasekaran 2015, s.158)

$$C = a_0 M + a_1 K \tag{49}$$

jossa a_0 ja a_1 ovat Rayleigh-kertoimet. Rayleigh-vaimennuksen arvo muuttuu taajuuden mukaan (Chandrasekaran 2015, s.158–159). Lähteen mukaan Rayleigh-vaimennuksen suhteellisen vaimennuskertoimen arvo n:lle ominaismuodolle kirjoitetaan

$$\varsigma_n = \frac{a_0}{2}\frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2}\omega_n \tag{50}$$

Jos tarkastellaan kahta eri taajuutta, voidaan muodostaa lausekkeesta (50) yhtälöpari ja Rayleigh-kertoimet voidaan laskea (Chandrasekaran 2015, s.159)

$$a_0 = \frac{2\omega_1\omega_2}{{\omega_2}^2-{\omega_1}^2}(\omega_2\varsigma_1 - \omega_1\varsigma_2) \quad (51)$$

$$a_1 = \frac{2\omega_2\varsigma_2-2\omega_1\varsigma_1}{{\omega_2}^2-{\omega_1}^2} \quad (52)$$

Ennen pistekuorman siirtymistä palkille, sen oletetaan olevan levossa ja ettei se ole kokenut muodonmuutoksia (Yang 2004, s.30). Toisin sanoen voidaan kirjoittaa alkuehdot

$$u(x,0) = 0 \quad (53)$$

$$\dot{u}(x,0) = 0 \quad (54)$$

Palkin taipuma voidaan kirjoittaa, kun palkki värähtelee n:lla ominaismuodolla (Yang 2004, s.31)

$$u(x,0) = \phi_n(x)q_n(t) \quad (55)$$

jossa q_n on n:ttä ominaismuotoa vastaava yleinen koordinaatti. Kun pistekuorma sijaitsee palkin päällä, voidaan aiemmin tunnettujen yhteyksien kautta johtaa palkin taipumalle lauseke (Yang 2004, s.33)

$$u(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{2p_0L^3/(EIn^4\pi^4)}{\left(1-{S_n}^2\right)^2+(2\varsigma S_n)^2} \times \left[\left(1-{S_n}^2\right)sin\Omega_n t - 2\varsigma_n S_n cos\Omega_n t + e^{-\varsigma_n\omega_n t} \times \right.\right.$$
$$\left.\left.\left(2\varsigma_n S_n cos\omega_{dn}t + \frac{S_n}{\sqrt{1-{\varsigma_n}^2}}\left(2{\varsigma_n}^2 + {S_n}^2 - 1\right)sin\omega_{dn}t\right)\right] \times sin\frac{n\pi x}{L}\right] \quad (56)$$

jossa

$$\Omega_n = \frac{n\pi v}{L} \quad (57)$$

$$S_n = \frac{n\pi v}{\omega_n L} \quad (58)$$

Yksinkertaisesti tuetun palkin tapauksessa vaimennuksen vaikutus palkin taipumaan on vähäinen, koska pistekuorman vaikutusaika palkilla on suhteellisen lyhyt (Yang 2004, s.34). Kun vaimennusta ei oteta huomioon, lauseke (56) supistuu

$$u(x,t) = \frac{2p_0L^3}{EI\pi^4}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^4}\sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right)\left(\frac{\sin(\Omega_n t)-S_n\sin(\omega_n t)}{1-{S_n}^2}\right) \quad (59)$$

jossa p_o on pistevoiman suuruus ja L palkin jännemitta.

2.5.3 Ominaismuotojen vaikutukset

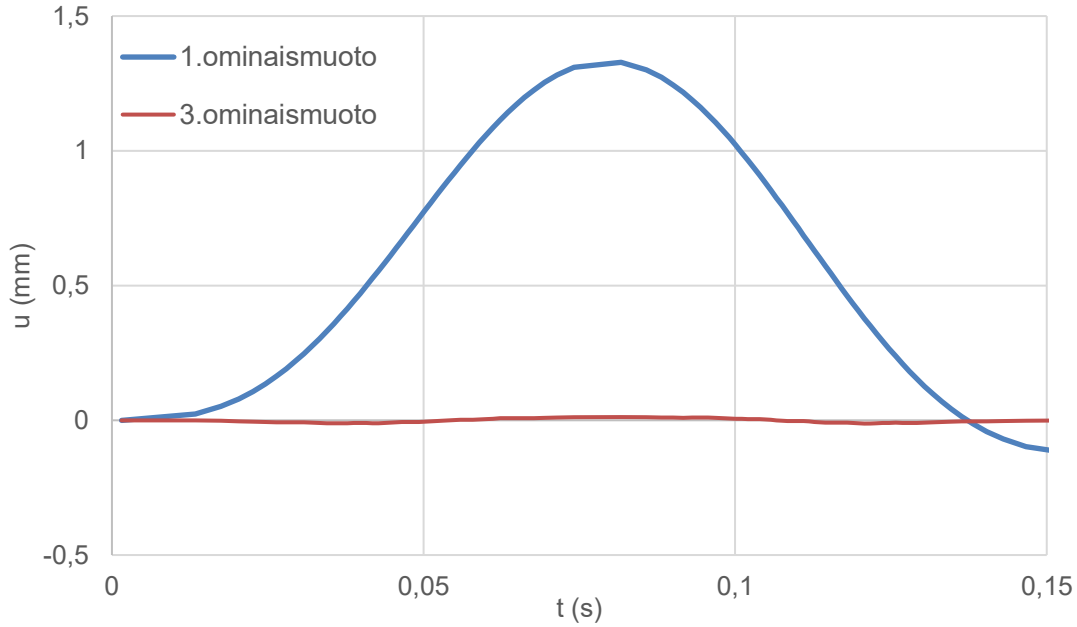
Kuten edellä on esitetty, palkilla on useita eri ominaistaajuuksia ja näitä vastaavia ominaismuotoja, joilla värähtelyä voi tapahtua. Käytännössä ainoastaan alimman ominaismuodon vaikutukset otetaan huomioon, sillä korkeampien ominaismuotojen vaikutukset vasteisiin ovat lähes merkityksettömiä. Tarkastellaan ominaismuotojen vaikutusta sillan

Bl 2 avulla, jonka tiedot on esitetty kappaleessa 4.2.2. Lasketaan eri ominaismuotojen siirtymät yksiaukkoisen vapaasti tuetun rakenteen kentän keskipisteessä kaavan (59) avulla. Kohdistetaan sillalle yksittäinen 340 kN pistekuorma, joka liikkuu vakionopeudella 280 km/h. Tarkasteltava ajanjakson pituus on aika, joka pistekuormalla kuluu palkin ylittämiseen. Sillan kolme ensimmäistä ominaiskulmataajuutta on esitetty taulukossa 2.5.3.1., jotka on laskettu kaavalla (47).

Taulukko 2.5.3.1. Bl 2 ensimmäisiä taivutuksen ominaiskulmataajuuksia.

Taivutuksen ominaismuoto (n)	Ominaiskulmataajuus ω_n [rad/s]
1	58,69
2	234,75
3	528,20

Laskettaessa havaittiin, että parilliset ominaismuodot eivät aiheuta ollenkaan siirtymiä kentän keskipisteeseen. Tämä johtuu siitä, että parillisilla ominaismuodoilla aallot syntyvät symmetrisesti keskipisteen ympärille siirtymän ollessa keskipisteessä nolla. Kuvassa 2.5.3.1. esitetään 1. ja 3. ominaismuodon aiheuttamat taipumat.



Kuva 2.5.3.1. Bl 2 keskipisteen taipumat.

Kuvasta 2.5.3.1. havaitaan selvästi 3. ominaismuodon aiheuttamien taipumien olevan suuruusluokaltaan vain murto-osa 1. ominaismuodon vasteista. Käytännössä 3.omi-

naismuodon vasteiden summaaminen 1.ominaismuodon vasteisiin ei juuri muuta siirtymien arvoja. Tällöin siirtymien ratkaisuissa laskenta voidaankin rajata koskemaan vain 1.ominaismuotoa.

2.6 Impulssivaste

Värähtelysysteemeihin voidaan kohdistaa impulssimaisia kuormituksia, joiden aiheuttamia vasteita kuvataan usein ykkösimpulssivasteella *h(t-τ)* (Salmi & Virtanen 2006, s.406). Salmen ja Virtasen mukaan mielivaltainen heräte systeemille voidaan esittää

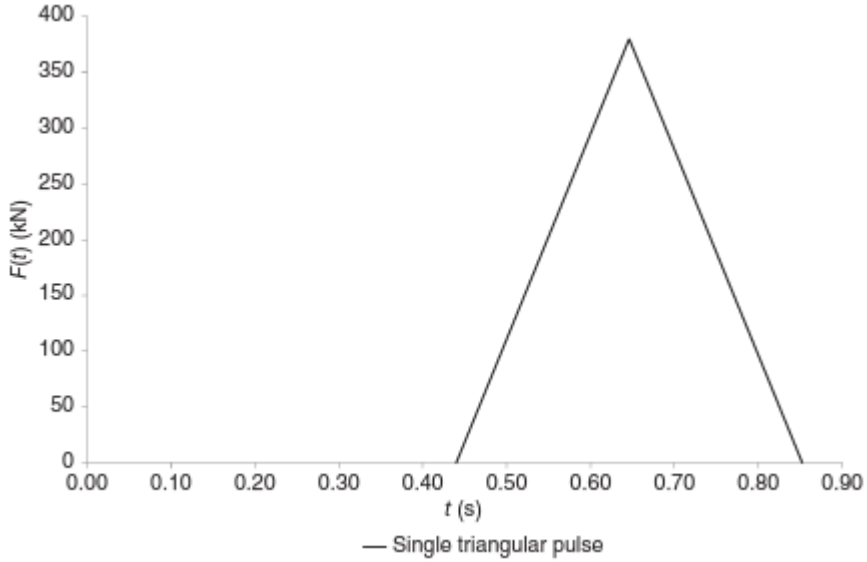
$$F(t) = F_0 f(t) \tag{60}$$

jossa F_0 on ajanhetken τ voima ja *f(t)* voiman määrittävä funktio. Lähteen mukaan heräte ajatellaan koostuvan sarjasta impulsseja, jolloin siirtymälle johdetaan seuraava lauseke

$$u(t) = F_0 \int_0^t f(\tau) h(t-\tau) d\tau \tag{61}$$

Lauseketta (61) kutsutaan Duhamelin integraaliksi (Salmi & Virtanen 2006, s.408). Kyseisen lähteen mukaan Duhamelin integraalin avulla voidaan ratkaista impulssimaisten kuormitusten tuottamat kokonaisvasteet summaamalla yhteen kaikki tarkasteltavalla ajanhetkellä vaikuttavat yksittäiset impulssivasteet.

Impulsseja voidaan kohdistaa erilaisina funktioina systeemiin, kuten kolmiomaisena tai suorakaiteen muotoisena. Kolmiomaisen impulssin vasteita tarkasteltaessa vastefunktiot jaetaan neljään osaan. Ensimmäiseen osaan kuuluvat ajanhetket ennen impulssin saapumista systeemiin, jolloin vasteita ei ole. Toinen osa ovat ajanhetket, jolloin impulssin voimakkuus kasvaa, eli kolmion ensimmäinen puolikas. Kolmas osio muodostuu ajanhetkistä, jolloin impulssin voimakkuus pienenee, eli kolmion jälkimmäinen puolikas. Viimeinen osuus on se, jolloin impulssi on poistunut rakenteesta. Kuvassa 2.6.1. on esimerkki kolmiomaisesta impulssista. (Romo et. al. 2023, s.253–254)



Kuva 2.6.1. Eräs kolmiomainen impulssi (Romo et. al. 2023, s.254).

Vasteet eri ajanjaksoilla ratkaistaan integraalilaskennalla tarkasteltavan jakson integrointirajoilla. Jokaisen ajanjakson vastefunktion integraaliratkaisua voidaan sieventää. Neljännellä ajanjaksolla systeemi on vapaassa värähtelyssä, jolloin vastefunktion sievennetty ratkaisu siirtymävasteille vaimennetun yhden vapausasteen systeemin tapauksessa on

$$u(t) = e^{-\varsigma\omega(t-t_0-\Delta t)}[u_0 \cos\omega_d(t-t_0-\Delta t) + \frac{\dot{u}_0+\varsigma\omega u_o}{\omega_d} sin\omega_d(t-t_0-\Delta t)] \quad (62)$$

jossa u_0 on alkusiirtymä, $\dot{u}_0$ alkunopeus, t_0 kuorman saapumisen ajanhetki rakenteeseen ja Δt impulssikuormituksen kesto. Alkusiirtymä- ja alkunopeus vapaan värähtelyn alkaessa ovat vastaavat arvot kuin kolmannen ajanjakson viimeisellä hetkellä. (Romo et. al. 2023, s.258–262)

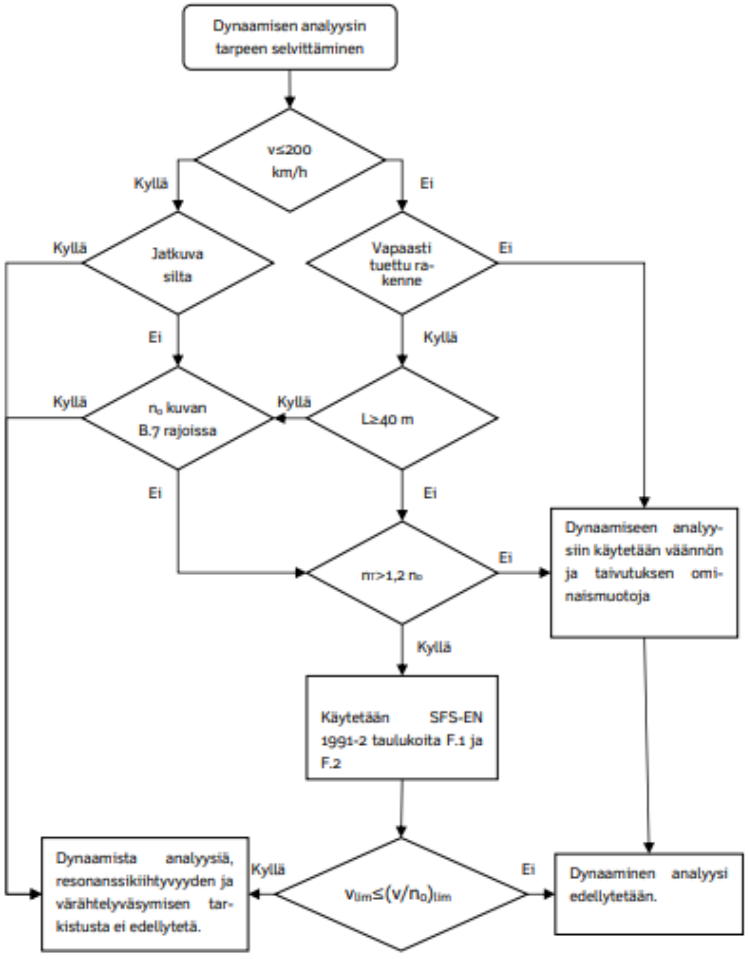
Duhamelin integraalin avulla voidaan ratkaista sekä vaimentamattoman, että vaimennetun systeemin vasteita. Kaavan (62) johtaminen ja muut vaimennetun yhden vapausasteen systeemin kolmiomaisen impulssin vastefunktiot on esitetty Romon ja kumppaneiden (2023) teoksen liitteessä A.

3. RAUTATIESILTOJEN DYNAAMINEN ANALYYSI

Tässä kappaleessa esitetään eurokoodien asettamat vaatimukset rautatiesiltojen dynaamiselle analyysille ja tärkeimmät analyysiin vaikuttavat tekijät. Lisäksi käsitellään tekijöiden tarkkuustasoja ja niiden vaikutuksia analyysin lopputuloksiin.

3.1 Eurokoodien asettamat vaatimukset

Siltojen suunnittelua määrittävät eurokoodit sekä Väyläviraston ohjeistukset. Eurokoodin soveltamisohjeessa (Liikennevirasto 2017) esitetään, milloin rautatiesillalle tulee tehdä dynaaminen analyysi. Kuvassa 3.1.1. on esitetty dynaamisen analyysin tarpeen määräytyminen.



Kuva 3.1.1. Dynaamisen analyysin tarpeen määräytyminen (Liikennevirasto 2017).

Kuvassa 3.1.1. esiintyvät lyhenteet on esitetty Eurokoodin soveltamisohjeessa Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1 sivulla 27. Samoin ominaistaajuuksien raja-arvot sekä niiden mukaan syntyvät kriteerit dynaamisen analyysin tarpeelle on esitetty samassa ohjeessa.

Lähtökohtaisesti tavanomaiset rautatiesillat pyritään suunnittelemaan siten, että dynaamista analyysiä eikä resonanssikiihtyvyyden ja värähtelystä johtuvaa väsymisen tarkistusta tarvitse tehdä (Liikennevirasto 2017). Tällöin dynaamisen suurennuskertoimen avulla otetaan huomioon jännitysten dynaaminen vaikutus ja värähtelyn vaikutukset rakenteessa, kuitenkin sivuuttaen resonanssivaikutukset (SFS-EN 1991-2). Rakenteen tarkastelu dynaamisen suurennuskertoimen avulla yksinkertaistaa suunnitteluprosessia verrattuna dynaamisen analyysin suorittamiseen. Dynaaminen suurennuskerroin ja sen käyttö on määritelty Eurokoodissa SFS-EN 1991-2 kohdassa 6.4.5 sekä esitelty tämän työn kappaleessa 3.1.6.

Kun rautatiesillalla suurin sallittu nopeus on yli 200 km/h, sillalle tulee aina tehdä dynaaminen analyysi. Dynaamisessa analyysissä tulee ottaa huomioon Eurokoodin SFS-EN 1991-2 asettamat vaatimukset:

- lisäkuormitustapausten tulee olla kyseisen Eurokoodin kohdan 6.4.6.1.2 mukaisia
- kannen kiihtyvyyden suurin arvo tulee tarkastaa kyseisen Eurokoodin kohdan 6.4.6.5 mukaisesti
- dynaamisen analyysin tuloksia verrataan dynaamisella suurennuskertoimella kerrottuihin staattisen analyysin tuloksiin ja mitoitukseen käytetään voimasuureiden epäedullisimpia arvoja
- tarkistetaan, että staattisesta analyysistä saatujen ja dynaamisella suurennuskertoimella kerrottujen jännitysten huomioon ottaminen kattaa suurilla nopeuksilla ja resonanssissa syntyvän ylimääräisen väsymiskuormituksen

3.1.1 Kannen pystysuuntainen kiihtyvyys

Kansirakenteen pystysuuntaisen kiihtyvyyden arvot käyttörajatilassa tulee tarkistaa, jotta tukikerros pysyy vakaasti paikallaan sekä estetään junan pyörien ja raiteen välisen kosketusvoiman liiallinen pieneneminen. Kiihtyvyyden suurimmat sallitut arvot ovat tukikerroksiselle sillalle 3,5 m/s^2 ja tukikerroksettomalle 5,0 m/s^2. (SFS-EN 1990 liite A1)

Siltaa tarkasteltaessa tulee ottaa huomioon taajuudet määrätyltä taajuusalueelta. Taajuudet otetaan huomioon alkaen 0 Hz ja päättyen suurimpaan seuraavista arvoista: 30 Hz, 1,5 kertaa rakenneosan alin ominaistaajuus tai rakenneosan 3. ominaistaajuus. (SFS-EN 1990 liite A1)

Eurokoodissa (SFS-EN 1990 liite A1) esitetään kannen kiihtyvyydelle myös kolmen eri matkustajamukavuustason (erittäin hyvä, hyvä ja tyydyttävä) suuntaa-antavat raja-arvot. Kun kannen kiihtyvyyttä tarkastellaan matkustajamukavuuden kannalta, tulee analyysissä ottaa huomioon junan ja sillan dynaamiset vuorovaikutukset mm. vaunujen jousitusten vaimennukset ja jäykkyydet sekä massojen vuorovaikutukset. Taulukko 3.1.1.1. sisältää suuntaa-antavat mukavuustasojen raja-arvot.

Taulukko 3.1.1.1. Suuntaa-antavat mukavuustasojen raja-arvot kannen kiihtyvyyksille (SFS-EN 1990- 1).

Mukavuustaso	Kiihtyvyys b_v (m/s^2)
Erittäin hyvä	1,0
Hyvä	1,3
Tyydyttävä	2,0

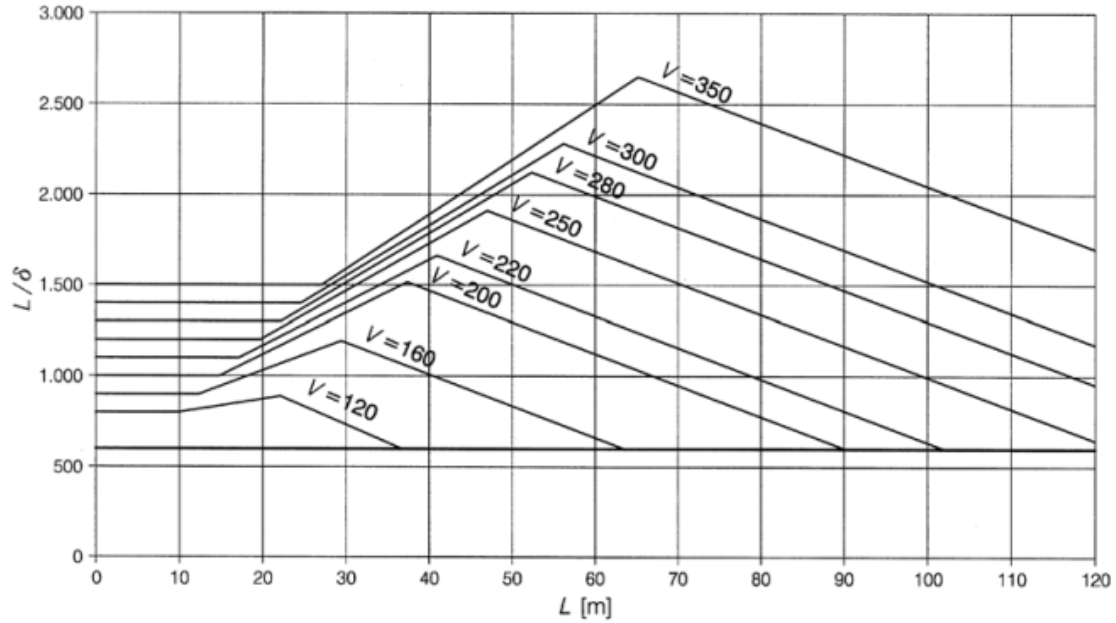
3.1.2 Kannen pystysuuntaiset taipumat

Kannen pystysuuntaisien taipumien arvot tarkastetaan dynaamisen analyysin perusteella sekä dynaamisella suurennuskertoimella kerrottujen kuormakaavioiden LM71 ja SW/0 avulla (SFS-EN 1991-2). NCCI 1 (Liikennevirasto 2017) määrää pystytaipuman raja-arvoksi rautatiesilloille L/600.

NCCI 1 (Liikennevirasto 2017) esittää lisäksi raja-arvon kannen pään pystysiirtymälle viereisen tuen tai kannen pään suhteen. Ohjeessa todetaan raja-arvoksi 2 mm, kun raideliikenteen suurin sallittu nopeus on yli 200 km/h.

SFS-EN 1990-1 määrittää taipumakriteerit myös matkustajamukavuuden tarkistamiseksi. Taipumien tarkastelun kautta voidaan suorittaa matkustajamukavuuden arviointi, sillä pystytaipumien raja-arvoilla kannen kiihtyvyys voidaan rajoittaa annettuihin kiihtyvyyden rajoihin. Pystytaipuma lasketaan kuormakaaviolla LM71 kerrottuna suurennuskertoimella Φ ja α-kertoimen ollessa 1 EN 1991-2 luvun 6 mukaisesti. Matkusta-

jamukavuuden taipumarajat määräytyvät sillan jännemitan, junan nopeuden, sillan jänteiden lukumäärän ja rakennetyypin funktiona. Kuvassa 3.1.2.1. on esitetty mukavuusrajojen mukainen sallittu kannen pystytaipuma *δ*.(SFS-EN 1990 liite A1)



Kuva 3.1.2.1. Kannen sallittu pystytaipuma matkustajamukavuuden kannalta (SFS-EN 1990-1).

Kuvassa 3.1.2.1. esitetyt sallitut taipumat koskevat kiihtyvyyden raja-arvoa 1 m/s^2 ja siltoja, joissa on kolme tai useampia peräkkäisiä vapaasti tuettuja jänteitä. Muiden mukavuustasojen kiihtyvyysarvoja vastaavat taipumarajat voidaan määrittää jakamalla kuvassa 3.1.2.1. esitetty suhde *L/δ* tarkastellun mukavuustason kiihtyvyysrajalla [m/s^2]. Mikäli tarkastellaan yksiaukkoista tai kahta peräkkäistä vapaasti tuettua jännettä sisältävää tai kaksiaukkoista jatkuvaa siltaa, kerrotaan kuvassa 3.1.2.1. esitetty suhde *L/δ* luvulla 0,7. Jatkuville silloille, joissa kolme tai useampia jänteitä, kerrotaan edellä mainittu suhdeluku luvulla 0,9. (SFS-EN 1990-1)

Väyläviraston ohjeistuksen mukaan (Väylävirasto 2019b) ulokkeellisten rautatiesiltojen ulokkeiden taipumarajat määräytyvät NCCI1 (Liikennevirasto 2017) esitettyjen matkustusmukavuuskriteerien mukaisesti. Ulokeosan jännemittana voidaan käyttää etäisyyttä siirtymälaatan loppupään teoreettisesta tukipisteestä sillan päätytuelle (Väylävirasto 2019b). NCC1 (Liikennevirasto 2017) esittää matkustajamukavuuden taipumarajat junan nopeuksille alle 200 km/h ja yli 200 km/h. Nämä raja-arvot vastaavat kuvan 3.1.2.1. mukaisia käyriä junan nopeuksille 200 ja 300 km/h.

3.1.3 Vaakasuuntaiset raja-arvot

NCCI 1 määrittelee raja-arvot kannen vaakasuuntaiselle toiminnalle ja poikittaiselle ominaisvärähtelytaajuudelle. Vaakasuuntaisissa tarkasteluissa kuormakaavioiden lisäksi tulee ottaa huomioon muun muassa keskipakokuormat, sysäyslisät, tuulikuormat sekä sillan poikittaiset lämpötilaerot riippuen tarkasteltavasta käyttäytymisestä.

3.1.4 Epäedullisimmat voimasuureet

Mitoituksessa käytettäviksi voimasuureiksi valitaan epäedullisimmat arvot dynaamisen analyysin ja dynaamisella suurennuskertoimella kerrottujen staattisen analyysin tulosten väliltä. Dynaamisen analyysin tulokset määritellään lausekkeella huolellisesti kunnossa pidetylle raiteelle (SFS-EN 1991-2)

$$(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}) \times \begin{cases} HSLM \\ tai \\ RT \end{cases} \tag{63}$$

jossa *HSLM* on eurooppalaisten suurnopeusjunien kuormitukset, *RT* on kaikkien todellisten junien kuormitukset ja *φ''* kappaleessa 3.5 esitetty kerroin raiteen ja liikennevälineiden epätarkkuudelle. Kerroin φ'_{dyn} on dynaaminen lisä, joka määritellään (SFS-EN 1991-2)

$$\varphi'_{dyn} = max\left|y_{dyn}/y_{stat}\right| - 1 \tag{64}$$

jossa y_{dyn} on suurin dynaaminen vaste ja y_{stat} vastaava todellisesta junasta tai HSML kuormakaaviosta aiheutuva staattinen vaste tiettyyn rakenneosan kohtaan.

Staattisen analyysin vertailtavat vasteet kerrottuna dynaamisella suurennuskertoimella lasketaan (SFS-EN 1991-2)

$$\Phi \times (LM71'' + ''SW/0) \tag{65}$$

jossa *LM71´´+´´SW/0* on kuormakaavion 71 ja tarvittaessa jatkuville silloille kuormakaavion SW/0 aiheuttamat vasteet. Dynaaminen suurennuskerroin *Φ* on esitetty kappaleessa 3.1.6 sekä suunnittelustandardissa SFS-EN 1991-2 kohdassa 6.4.5.

3.1.5 Väsymisen lisätarkistus dynaamisella analyysillä

Suunnittelustandardissa SFS-EN 1991-2 määrätään, että väsymisen tarkasteluissa tulee ottaa huomioon jännitysten vaihteluväli, kun rakenneosat värähtelevät pysyvän

kuorman aiheuttaman taipuman ylä- ja alapuolella. Näihin jännitysten vaihteluihin vaikuttavat suurella nopeudella kulkevien junien aiheuttamat värähtelyt, voimasuureet ja jännitysvaihtelut resonanssissa. SFS-EN 1991-2 ohjeistaa, että todellisen junan tavallisen nopeuden ollessa lähellä resonanssinopeutta, tulee mitoituksessa tarkastella resonanssin tuottamat ylimääräiset väsymiskuormitukset. Nämä väsymiskuormitukset määritellään erikseen, kun mitoituksessa on käytetty HSLM-kaavioita (SFS-EN 1991-2).

3.1.6 Dynaaminen suurennuskerroin

Staattisen analyysin tuloksia kasvatetaan dynaamisella suurennuskertoimella ja verrataan dynaamisen analyysin tuloksiin. Suurennuskerroin määritellään huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle (SFS-EN 1991-2)

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82\,, rajoin\ \ 1 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67 \tag{66}$$

ja tavanomaisesti kunnossapidetylle raiteelle

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73\,, rajoin\ \ 1 \leq \Phi_3 \leq 2{,}0 \tag{67}$$

joissa L_Φ on määräävä rakenneosaan liittyvä pituus, joka on esitetty SFS-EN 1991-2 kohdan 6.4.5.2 taulukossa 6.2. Dynaamisia suurennuskertoimia käytetään staattisen analyysin kuormakaavioiden LM71, SW/0 ja SW/2 kanssa.

NCCI 1 (Liikennevirasto 2017) sisältää lisämääräyksiä dynaamisiin suurennuskertoimiin liittyen. Kansilaatan pituussuuntaisille maksimissaan 0,5 m pituisille ulokkeille ja pääkannattimen siirtymälaatalla varustetuille maksimissaan 2,5 m pitkille ulokkeille käytetään suurennuskertoimen arvona 2,0. Lisäksi ohjeessa (Liikennevirasto 2017) todetaan, että edellä mainittuja pidemmät ulokkeet vaativat dynaamisen analyysin mukaisia erityistarkasteluja.

Suurennuskertoimelle sallitaan myös pienennys, kun rakenteen yläpinnan ja ratapölkyn yläpinnan välinen mitta on enemmän kuin 1 m (Liikennevirasto 2017). Kerrointa voidaan pienentää seuraavasti

$$\Phi_r = \Phi_2 - \frac{h-1}{10} \geq 1{,}0 \tag{68}$$

3.2 Rakenteen vaimennus

Suunnittelustandardi SFS-EN 1991-2 esittää rakenteen suhteellisen vaimennuskertoimen ς arvot eri materiaaleille ja jännemitoille taulukon 3.2.1. mukaisesti

Taulukko 3.2.1. Mitoitukseen käytettäviä vaimennuksia (SFS-EN 1991-2 s.74).

Sillan materiaali	ζ = vaimennuksen alaraja prosentteina kriittisestä vaimennuksesta [%]	
	Jännemitta $L < 20$ m	Jännemitta $L \geq 20$ m
Teräs tai liittorakenne	$\zeta = 0{,}5 + 0{,}125\ (20 - L)$	$\zeta = 0{,}5$
Esijännitetty betoni	$\zeta = 1{,}0 + 0{,}07\ (20 - L)$	$\zeta = 1{,}0$
Teräsbetoni tai teräspalkkibetoni	$\zeta = 1{,}5 + 0{,}07\ (20 - L)$	$\zeta = 1{,}5$

Taulukossa 3.2.1. esitetyt arvot ovat samat kuin ERRI (1999) raportin ehdottamat arvot. ERRI (1999) esittämä taulukko pohjautuu kokeellisesti saatuihin tuloksiin, joissa eri materiaaleilla ja jännemitoilla saatiin toisistaan poikkeavia tuloksia vaimennuksen arvoille. Kokeellisten tulosten hajonnan perusteella raportissa (ERRI 1999) todetaan sopivimmaksi ja käytännöllisimmäksi tavaksi käyttää jännevälistä riippuvia vaimennuksen alarajoja.

ERRI (1999) raportissa mainitaan kokeiden perusteella sillan värähtelyvasteiden olevan resonanssissa voimakkaasti riippuvaisia vaimennuksesta. Heikomman vaimennuksen todettiin olevan yhteydessä suurempiin dynaamisiin vaikutuksiin (ERRI 1999). Myös Eurokoodi SFS-EN 1991-2 ilmaisee resonanssitilanteen huippuvasteen olevan voimakkaasti yhteydessä vaimennukseen. Tämän vuoksi onkin erittäin tärkeää käyttää mitoituksessa vaimennuksen alaraja-arvioita.

Useat rautatiesiltojen värähtelyyn liittyvät tutkimukset (Adhikari 2023; Hjelm & Karlsson 2016) ovat myös todenneet, että suuremmat vaimennuskertoimen arvot pienentävät dynaamisia vasteita, kuten kannen kiihtyvyyksiä ja taipumia. Tutkimukset (Adhikari 2023; Björklund 2004) ovat lisäksi osoittaneet, että laskennallisesti dynaamisten vasteiden huippuarvot esiintyvät edelleen samoilla raideliikenteen nopeuksilla riippumatta vaimennuskertoimen arvosta.

Kokeelliset tiedot ovat osoittaneet, että vaimennus todennäköisesti kasvaa rakenteen iän myötä johtuen muun muassa betonin halkeilusta ja heikkenemisestä. Olemassa olevien siltojen arvioinnissa on mahdollista myös mitata vaimennuksen arvoja ja tässä tapauksessa tulee noudattaa varovaisuutta tulosten käyttämisessä. Mittausten osalta tulee pohtia, ovatko kaikki nykyisen sillan edulliset ominaisuudet vaimennukselle edelleen voimassa tulevaisuudessa mahdollisten korjaus- sekä huoltotöiden jälkeen ja suuremmilla dynaamisilla kuormituksilla. (ERRI 1999)

3.3 Rakenteen massa

Rakenteiden massa ohjaa sillan dynaamista käyttäytymistä kahdella tavalla. Kun resonanssitilanteessa kuormitustaajuuden monikerta ja rakenteen ominaistaajuus ovat samat, esiintyvät todennäköisesti suurimmat dynaamiset voimasuureet. Aliarvioitu massan arvo johtaa rakenteen ominaistaajuuden liian suureen arvoon ja täten liian suuriin resonanssin mahdollistaviin nopeuden arvoihin. Toisaalta taas resonanssissa rakenteen suurin kiihtyvyys on kääntäen verrannollinen rakenteen massaan. Tällöin massan alaraja-arviolla voidaan määrittää rakenteen suurin kiihtyvyys, joka tapahtuu suuremmalla kuormituksen nopeudella. Vastaavasti massan yläraja-arviolla voidaan laskea pienin resonanssin mahdollistava nopeus, mutta rakenteen kiihtyvyys ei ole yhtä suuri kuin pienemmällä massan arvolla. (SFS-EN 1991-2 s.74)

Eurokoodissa SFS-EN 1991-2 määrätäänkin tarkastelemaan tapaukset massan ylä- ja alaraja-arvioiden mukaan. Alaraja-arviossa radan tukikerroksen oletetaan olevan kuiva ja puhdas sekä sille oletetaan pienin tiheys ja paksuus. Vähimmäistiheytenä voidaan käyttää arvoa 1700 kg/m^3. Yläraja-arviossa tukikerroksen oletetaan olevan likaantunut ja kyllästynyt sekä paksuudessa otetaan huomioon tulevat mahdolliset raiteen nostot. Materiaalien tilavuuspainoina voidaan käyttää EN 1991-1-1 arvoja, mikäli kokeellisia arvoja ei ole saatavissa. (SFS-EN 1991-2 s.74)

3.4 Rakenteen jäykkyys

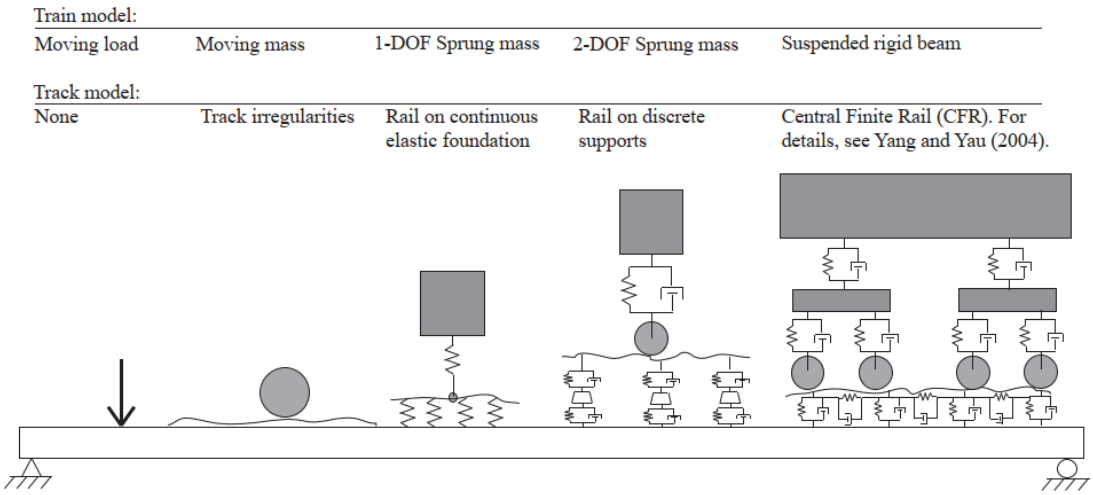
Rakenteen jäykkyyden yliarviointi johtaa rakenteen ominaistaajuuden liian suureen arvoon ja täten liian suureen resonanssin mahdollistavaan nopeuteen (SFS-EN 1991-2 s.74). Tämän vuoksi standardi SFS-EN 1991-2 määrääkin, että koko rakenteen jäykkyydelle tulee käyttää alaraja-arviota. Aiemmat tutkimukset (Adhikari 2023; Björklund 2004; Hjelm & Karlsson 2016) ovat osoittaneet, että laskennallisesti jäykkyyden kasvattaminen johtaa suurempaan resonanssinopeuteen, mutta rakenteen kiihtyvyyden huippuarvo säilyy samana. Rakenneosien jäykkyys määritetään standardien EN1992…EN1994 mukaan (SFS-EN 1991-2 s.74–75).

Rautatiesiltojen värähtelyä koskevissa tutkimuksissa (Adhikari 2023; Hjelm & Karlsson 2016) on tarkasteltu betonin jäykkyyden vähentämistä olettaen betonin olevan osittain halkeillut. Kaksipalkkisen laattapalkkisillan tapauksessa välilaatan jäykkyyden vähentäminen 50 % verrattuna halkeamattoman betonin ominaisuuksiin on todettu tuottavan hieman suurempia arvoja taivutusmomentin ja kannen kiihtyvyyden osalta (Adhikari 2023). Hjelmin ja Karlssonin (2016) tekemässä tutkimuksessa teräsbetonisilloille käytettiin 40 % pienennettyä jäykkyyttä ja todettiin, että täysin halkeamattoman betonin

ominaisuuksia voidaan käyttää vain esijännitetyille rakenteille tai suunnittelijan harkinnan mukaan.

3.5 Junan ja sillan yhteisvaikutukset

Junan ja sillan väliset yhteisvaikutukset vaikuttavat oleellisesti dynaamisen analyysin tuloksiin ja aiheesta onkin tehty useita tutkimuksia. Näitä yhteisvaikutuksia voidaan mallintaa ja tarkastella eri tarkkuustasoilla. Kuvassa 3.5.1. on esitetty erilaisia malleja juna-silta-yhteisvaikutuksista.



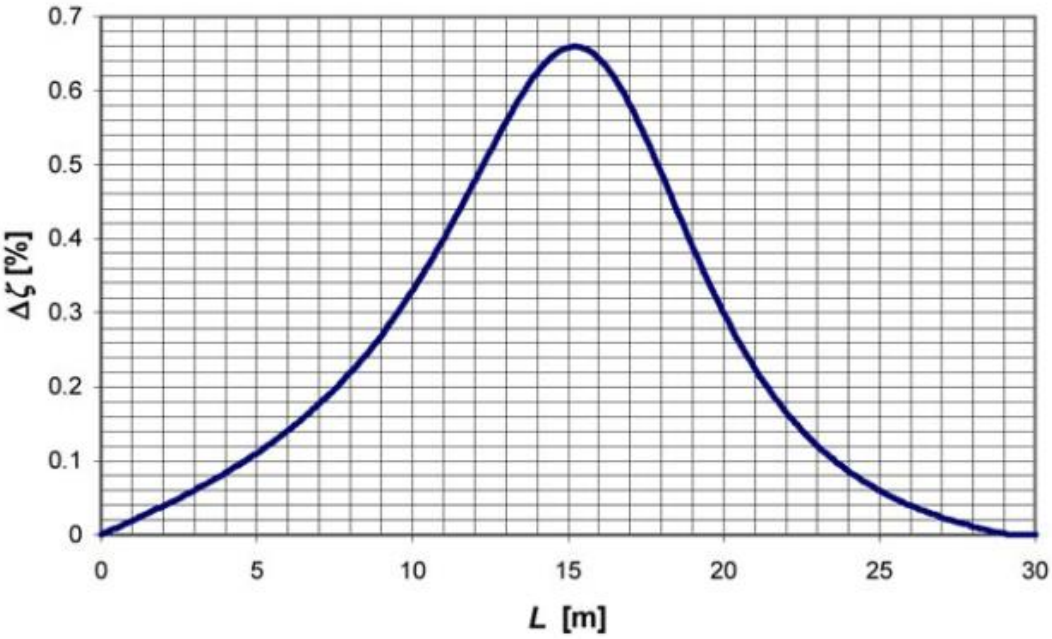
Kuva 3.5.1. Juna-silta-yhteisvaikutusten malleja (Johansson 2013, s.14).

Yksinkertaisin malli on liikkuvan kuorman malli, joka ei ota huomioon junan ja sillan yhteisvaikutuksia. Toinen pelkistetty malli on liikkuva massa, joka ottaa huomioon kuorman ja sen hitausvaikutukset. Ajoneuvoa paremmin kuvaavia malleja ovat versiot, jotka sisältävät liikettä vaimentavia jousia massan ja siltarakenteen välillä. Jousitetuista systeemeistä voidaan tehdä monimutkaisempia ja tarkemmin vuorovaikutuksia kuvaavia, kun niihin sisällytetään muun muassa pyörien ja vaunujen jousituksia, pyörien massoja sekä vaunujen välisiä vuorovaikutuksia (Johansson 2013, s.13).

Liu ja kumppanit (2009) tarkastelivat tutkimuksessaan juna-silta-vuorovaikutuksia vapaasti tuettuihin siltoihin. Tutkimuksessa todetaan, että junan lähestyessä resonanssinopeutta dynaamiset juna-silta-mallit johtavat alhaisempiin vasteisiin verrattuna liikkuvan kuorman malliin. Dynaamisten ja liikkuvan kuormien mallien tulosten eron mainitaan olevan suurempi sillan keskikohdan kiihtyvyydessä kuin vastaavassa siirtymässä. Liu ja kumppanit (2009) esittävät, että junan ja sillan massan suhteen ollessa pieni, liikkuvan kuorman malli on riittävä dynaamisessa analyysissä. Yleensä siltarakenteiden massa on merkittävästi ylittävien junien vaunujen massaa suurempi, jolloin liikkuvan kuorman malli on käyttökelpoinen. Lisäksi liikkuvan kuorman mallilla todettiin tulosten

olevan konservatiivisia ja täten varmalla puolella (Liu et al.2009). Suunnittelustandardi SFS-EN 1991-2 määrääkin, että junan dynaamiset vaikutukset voidaan esittää piste-kuormina sekä junan ja rakenteen massan yhteisvaikutukset voidaan sivuuttaa.

Sillan jännemitan ollessa alle 30 m on todettu, että dynaamiset junan ja sillan väliset vuorovaikutukset pienentävät huippuvastetta resonanssitilanteessa (SFS-EN 1991-2). Suunnittelustandardissa SFS-EN 1991-2 esitetään otettavan tämä huomioon korotta-malla rakenteelle oletettua vaimennusta. Lisävaimennuksen arvo jännemitan funktiona on esitetty kuvassa 3.5.2.



Kuva 3.5.2. Lisävaimennuksen arvo jännemitan funktiona (SFS-EN 1991-2 s.76).

Lisävaimennuksen arvo $\Delta\varsigma$ voidaan myös laskea kaavalla (SFS-EN 1991-2 s.76)

$$\Delta\varsigma = \frac{0{,}0187L - 0{,}00064L^2}{1 - 0{,}0441L - 0{,}0044L^2 + 0{,}000255L^3}\,[\%] \tag{69}$$

jossa *L* on sillan jännemitta. Jatkuvalla rakenteella käytetään pienintä lisävaimennuk-sen arvoa. Kokonaisvaimennuksen arvo lasketaan rakenteellisen vaimennuksen ja lisä-vaimennuksen summana (SFS-EN 1991-2 s.76)

$$\varsigma_{TOTAL} = \varsigma + \Delta\varsigma \tag{70}$$

Junan aiheuttaman kuormituksen mallintaminen pistevoimilla liioittelee dynaamisia vai-kutuksia kuormitetun pituuden ollessa alle 10 m (SFS-EN 1991-2). Tällöin suunnitte-lustandardi SFS-EN 1991-2 sallii ottaa huomioon kuormitusten jakautumisen kiskojen, ratapölkkyjen ja tukikerroksen välityksellä. Akselikuormien jakautuminen kiskojen, rata-pölkkyjen ja tukikerroksen välityksellä voidaan ottaa huomioon NCCI 1 kohdan B.6.3.6

mukaisesti. Kyseinen ohje olettaa akselikuorman kuormittavan 50 % sen alla olevaa pölkkyä ja 25 % kumpaakin tämän viereistä pölkkyä.

Raiteen erilaiset viat ja liikennevälineiden epätarkkuudet voivat kasvattaa dynaamisten kuormitusten vasteita. Tämä otetaan huomioon kertomalla dynaamisen analyysin tulokset (jännitykset, taipumat, kannen kiihtyvyys jne.) kertoimella $\frac{\varphi''}{2}$ huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle ja kertoimella φ'' normaalisti kunnossapidetylle raiteelle (SFS-EN 1991-2). Kerroin φ'' ei voi olla nollaa pienempi ja se lasketaan SFS-EN 1991-2 liitteen C mukaisesti

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100}\left[56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50\left(\frac{L_\Phi n_0}{80} - 1\right)e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2}\right] \tag{71}$$

missä *v* on suurin sallittu kalustonopeus [m/s], n_0 on pysyvien kuormien kuormittaman sillan taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus [Hz], L_Φ on SFS-EN 1991-2 kohdan 6.4.5.3 mukainen määräävä pituus ja α nopeuskerroin. Nopeuskerroin α lasketaan seuraavasti (SFS-EN 1991-2 liite C)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}\ kun\ v \leq 22m/s \\ 1\ kun\ v > 22m/s \end{cases} \tag{72}$$

3.6 Maaperän ja rakenteen vuorovaikutukset

Maaperän ja rakenteen välisten vuorovaikutusten huomioon ottaminen vaikuttaa dynaamisen analyysin lopputuloksiin. Ülker-Kaustell ja kumppanit (2010) tutkivat yksinkertaistetulla kaksiulotteisella mallilla maaperä-silta-vuorovaikutusten merkitystä kehäsilloilla ja totesivat, että jäykästi kiinnitetty kehä aliarvioi dynaamisia vasteita verrattuna ns. SSI-malleihin, joissa maaperää mallinnettiin jousin. Lisäksi he totesivat, että maan ja sillan välisen vuorovaikutuksen osuus vaimennukseen on melko merkittävä pehmeissä maaperissä.

Romeron ja kumppanien tutkimuksessa (2012) taas todetaan, että otettaessa huomioon maaperä-rakenne-vuorovaikutukset siltojen resonanssit esiintyivät matalammilla nopeuksilla ja dynaamiset vasteet olivat pienempiä. He tarkastelivat vuorovaikutusta kolmiulotteisella FEM-mallilla sekä ottivat huomioon junan ja sillan yhteisvaikutukset. Tutkimuksessa päädyttiin lopputulokseen, että pehmeällä maaperällä dynaamiset vasteet ovat pienempiä kuin jäykemmillä pohjaolosuhteilla.

SSI:n vaikutuksista kehäsillan dynaamisiin vasteisiin on tehty lisää tutkimuksia viime vuosina. Ikzer (2018) tarkasteli työssään SSI:n erilaisia versioita kolmiulotteisen FEM-mallinnuksen avulla ja niiden vaikutusta kehäsiltojen värähtelyyn. Hän toteaa työssään,

että SSI:llä on edullisia vaikutuksia lyhyen jännevälin kehäsilloille, koska maaperän vaimennus kasvattaa sillan vaimennussuhdetta ja siirtää kriittistä resonanssinopeutta suuremmille nopeuksille. Ikzerin (2018) mukaan lyhyen jännevälin kehäsillan suhteellinen vaimennus voi olla jopa 600 % suurempi kuin suunnittelustandardissa SFS-EN 1991-2 annetut arvot.

Zangeneh (2021) tarkasteli työssään SSI:n vaikutuksia kehäsilloissa ja vapaasti tuetuissa palkkisilloissa. Hän osoitti työssään, että laskennallisesti SSI:n sivuuttaminen johtaa konservatiivisempiin arvoihin verrattuna SSI:n huomioon ottamiseen. Lisäksi hän mainitsee, että laskennallisesti SSI:n vaikutukset ovat merkittävämmät, kun sillan kannen ja maan jäykkyyden suhde kasvaa. Toisin sanoen SSI:n vaikutukset ovat suuremmat pehmeällä maaperällä kuin jäykemmällä. Työssä suoritettiin myös mittauksia eri pituisille kehäsilloille ja havaittiin, että SSI:n vaikutukset vähenevät huomattavasti kehäsillan jännemitan kasvaessa. Mitatut vaimennuksen arvot olivat huomattavasti suurempia kuin SFS-EN 1991-2 esittämät arvot lyhyille jännemitoille. Vastaavasti jännemitan kasvaessa lähelle 30 m, mitatut vaimennuksen arvot pienenivät ja olivat melko lähellä suunnittelustandardin arvoja.

SSI:n vaikutusta myös muiden siltatyyppien värähtelyihin on tutkittu. Zangeneh (2018) toteaa, että mallinnettaessa maata puoliavaruuden väliaineena, SSI:n tuottaman vaimennuksen arvot kasvavat sillan ja maan jäykkyyden suhteen kasvaessa vapaasti tuetulla palkkisillalla. Hän kirjoittaa, että yleisesti SSI:n vaikutukset ovat edullisia tarkasteltaessa palkkisillan dynaamista käyttäytymistä. Myös muissa palkkisiltoja koskevissa tutkimuksissa (Tehrani et. al. 2023; Martinez-Rodrigo et al. 2018; Doménech et al. 2016) on päädytty tätä tukeviin johtopäätöksiin. Näissä tutkimuksissa todetaan, että maaperä-rakenne-vuorovaikutuksien sivuuttaminen johtaa todellisia arvoja heikompaan vaimennukseen ja jäykkyyteen. Tehrani ja kumppanit (2023) käsittelivät työssään ulokkeellista 3-aukkoista rautatiesiltaa ja totesivat, että SSI:n sivuuttaminen johtaa päätyulokkeiden lisääntyneeseen värähtelyyn.

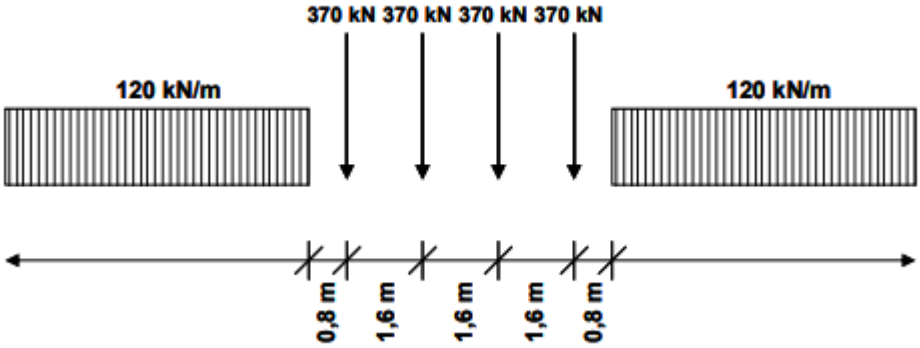
Tällä hetkellä suunnittelustandardissa SFS-EN 1991-2 ei ole erikseen otettu kantaa maaperän ja rakenteen vuorovaikutukseen koskien rautatiesiltojen dynaamista analyysiä. Aiemmissa tutkimuksissa (Romero et al. 2012; Doménech et al. 2016; Martinez-rodrigo et al. 2018; Zangeneh 2021) SSI:n huomioon ottaminen on johtanut suunnittelustandardia huomattavasti suurempiin suhteellisen vaimennuksen arvoihin. Zangeneh ja kumppanit (2019) toivovatkin julkaisussaan, että SSI:n tutkiminen ja menetelmien kehittäminen johtaisivat määräyksissä suositeltujen vaimennusten tarkastamiseen. Suuremmilla vaimennuksen arvoilla jännemitaltaan lyhyempien siltojen olisi helpompaa toteuttaa suunnittelukriteerit dynaamisessa tarkastelussa.

3.7 Kuormakaaviot

3.7.1 Staattisen analyysin kuormakaaviot

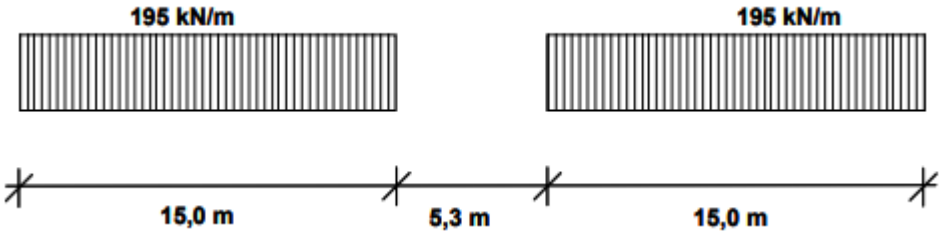
Kuormakaavio LM71 mallintaa pystysuoria ominaiskuormia, jotka aiheutuvat levossa olevasta rautatieliikennekalustosta, jonka sallittu akselipaino on 22,5 tonnia. Uudet rautatiesillat suunnitellaan Suomessa akselipainoltaan 35-tonniselle kalustolle, jolloin LM71-kaavio muunnetaan suuremmalle akselipainolle kasvattamalla kuormitusta luokittelukertoimella α=1,46. Tällöin kaaviota kuvataan tunnuksella LM71-35. (Liikennevirasto 2017)

LM71-kaaviota voidaan soveltaa myös muille akselipainoille. Luokiteltuja kuormakaavioita eri akselipainoille on esitetty NCCI 1 taulukossa B.6. Kuvassa 3.7.1.1. on esitetty kuormakaavio LM71-35.



Kuva 3.7.1.1. Kuormakaavio LM71-35 (Liikennevirasto 2017).

Jatkuvat rakenteet tulee mitoittaa kuormakaavion LM71 lisäksi kaaviolle SW/0. SW/0 luokitellaan vastaavalla tavalla kuin LM71 eri akselipainoille. Kuvassa 3.7.1.2. on esitetty kuormakaavio SW/0–35. (Liikennevirasto 2017)

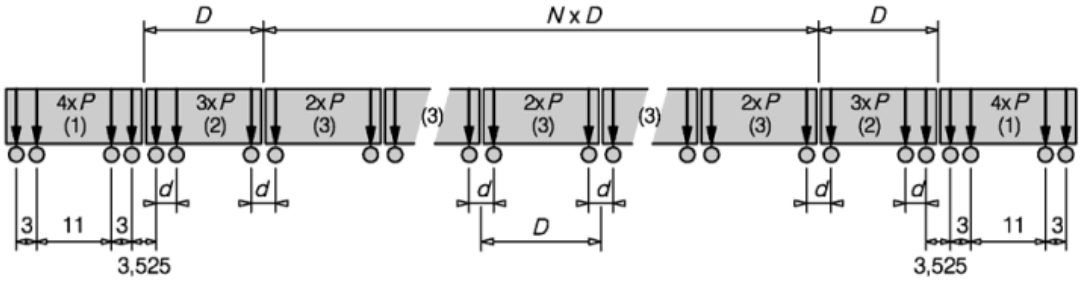


Kuva 3.7.1.2. Kuormakaavio SW/0–35 (Liikennevirasto 2017).

Raskaan liikenteen ratoja varten on kuormakaavio SW/2, jota ei luokitella akselipainojen mukaan (Liikennevirasto 2017). NCCI 1 kohdassa B.6.3.3 on esitetty kuormakaavio SW/2.

3.7.2 Dynaamisen analyysin kuormakaaviot

NCCI 1 (Väylävirasto 2017) määrää, että suoritettaessa dynaaminen analyysi, siltojen mitoitus tulee tarkistaa ”todellisten junien” kuormakaavion ja HSLM-kuormakaavion mukaan. HSLM-kaaviot kuvaavat niveljunien, tavanomaisten ja säännöllisten suurnopeusjunien aiheuttamaa dynaamista kuormitusta eurooppalaisen yhteentoimivuuden vaatimusten mukaisesti (SFS-EN 1991-2 s.70). HSLM-kuormakaavioita on kaksi, A- ja B-kaaviot, ja niiden käyttö määräytyy sillan jännemitan ja tyypin mukaan. Kaaviota HSLM-B käytetään vapaasti tuetuille jännemitaltaan alle 7 m silloille ja kuormakaaviota HSLM-A muille silloille (SFS-EN 1991-2 s.72). HSLM-A kaavion määrittely on esitetty kuvassa 3.7.2.1.



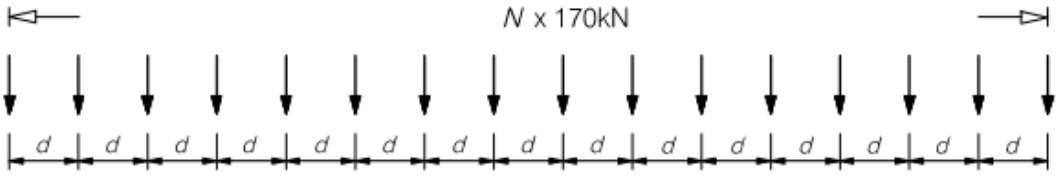
Kuva 3.7.2.1. HSLM-A kuormakaavio (SFS-EN 1991-2 s.70).

HSLM-A-kaavion junayhdistelmä koostuu ensimmäisenä sijaitsevasta moottorivaunusta, tämän jälkeen tulevasta päätevaunusta ja välivaunuista (SFS-EN 1991-2 s.70). Moottori- ja päätevaunut sijaitsevat symmetrisesti etu- ja takapäässä. Moottorivaunujen akseli- ja telivälit ovat aina vakioita kaikissa kaavion junissa. Pääte- ja välivaunujen vaunupituudet ja telin akselivälit, pistekuorma sekä välivaunujen määrä muuttuvat kaavion junien välillä. HSLM-A-junien määritellyt arvot on esitetty taulukossa 3.7.2.1.

Taulukko 3.7.2.1. HSLM-A kaavion määritellyt arvot (SFS-EN 1991-2 s.70)

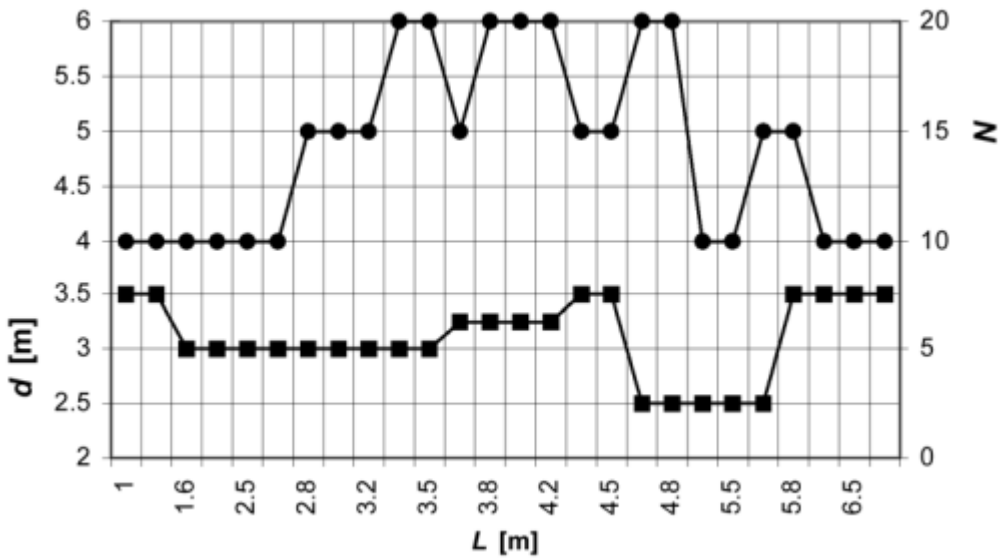
Yleisjuna	Välivaunujen lukumäärä N	Vaunun pituus D [m]	Telin akseliväli d [m]	Pistekuorma P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

HSLM-B-kaavio koostuu tietystä määrästä 170 kN suuruisia pistekuormia, jotka sijaitsevat toisistaan määritellyn etäisyyden päässä. HSLM-B kaavio on esitetty kuvassa 3.7.2.2.



Kuva 3.7.2.2. HSLM-B kuormakaavio (SFS-EN 1991-2 s.71).

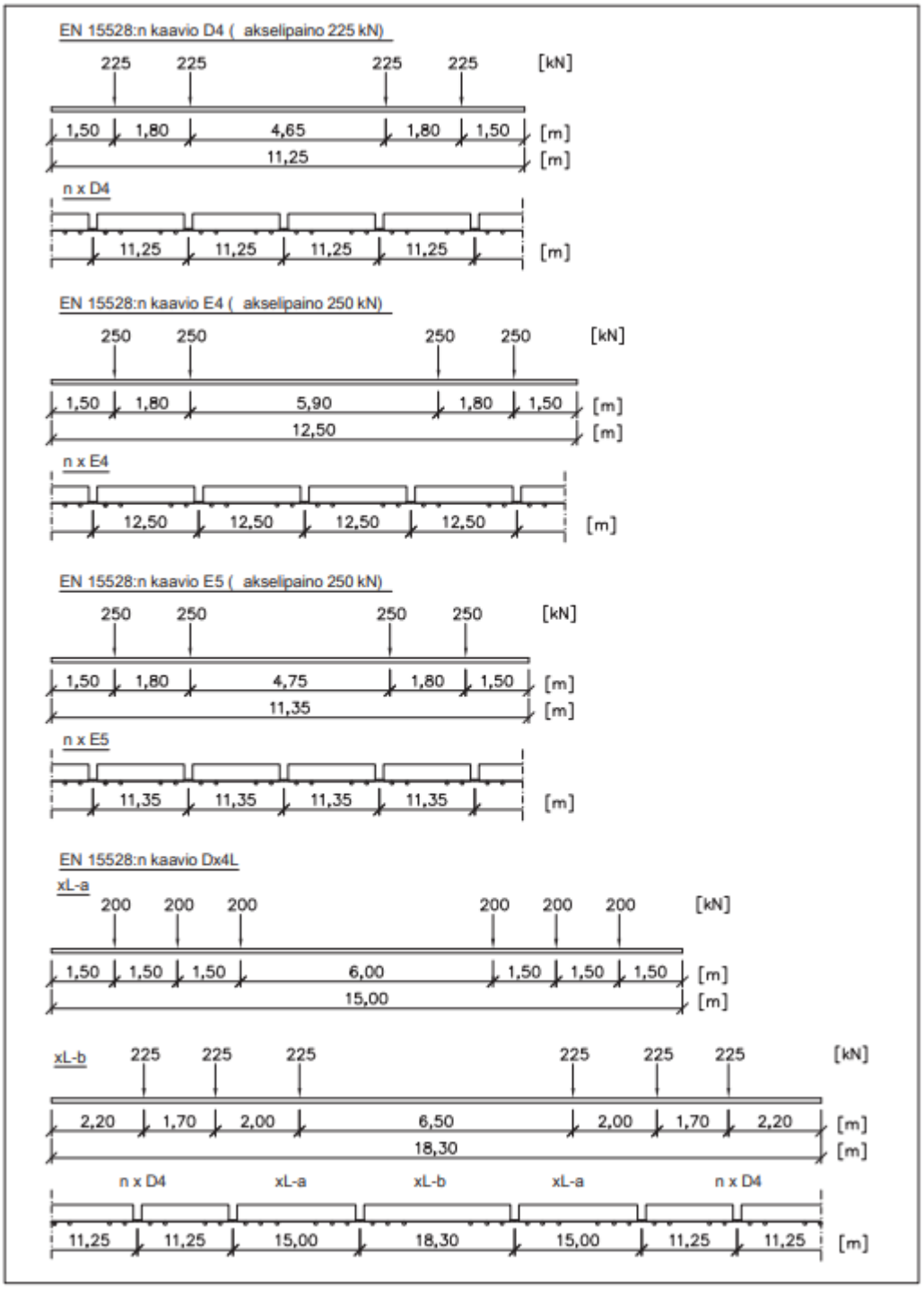
Vaunujen lukumäärä *N* ja pistekuormien välinen etäisyys *d* määräytyvät sillan jännemitan mukaan. Tämä on esitetty kuvassa 3.7.2.3.



Kuva 3.7.2.3. Kuormakaaviossa HSLM-B käytettävien suureiden määräytyminen (SFS-EN 1991-2 s.71).

3.7.3 Kantavuuslaskenta

Suomessa rautatiesiltojen kantavuuslaskennassa käytetään pääosin EN 15528 mukaisia kaavioita (Liikennevirasto 2015). Kuvassa 3.7.3.1. on esitetty joitakin standardin EN 15528 mukaisia kuormakaavioita.

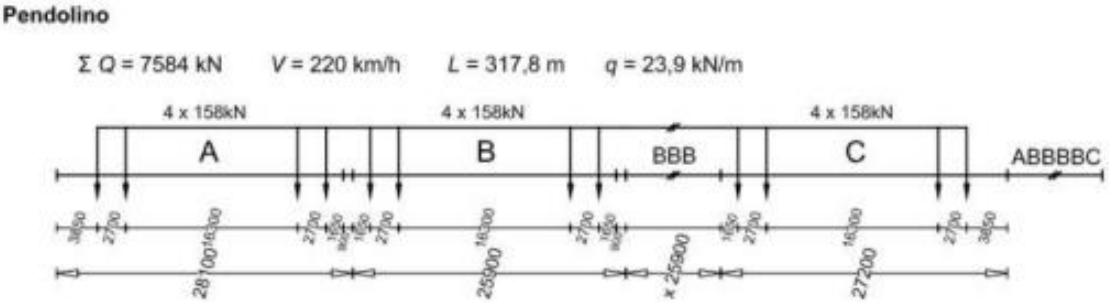


Kuva 3.7.3.1. EN 15528 mukaiset kaaviot D4, E4, E5 ja Dx4L (EN 15528, Liikennevirasto 2015 mukaan).

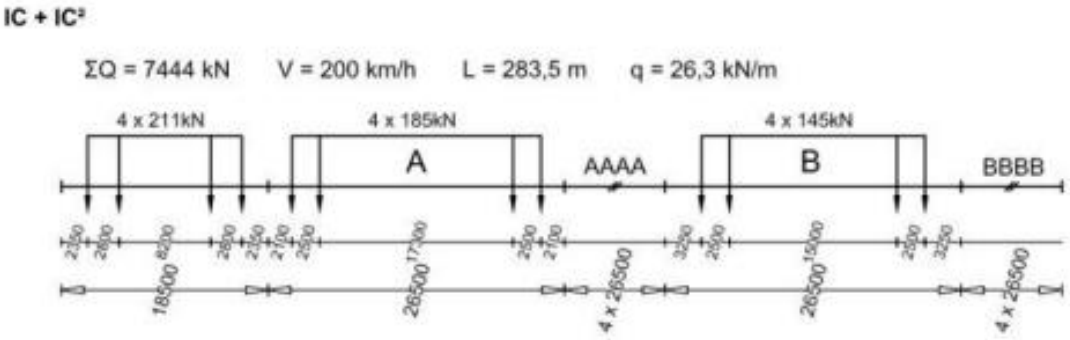
Kantavuuslaskentaohjeen (Liikennevirasto 2015) mukaan tietyllä nopeudella kulkevan EN 15528 kuormakaavion junan dynaaminen suurennuskerroin lasketaan Eurokoodin SFS-EN 1991-2 liitteessä C esitetyllä tavalla. Myös tukikerroksen paksuus voidaan ottaa huomioon dynaamisessa suurennuskertoimessa Kantavuuslaskentaohjeessa esitetyllä tavalla (Liikennevirasto 2015).

3.7.4 Suomalaiset junatyypit väsymismitoituksessa

Ohjeessa NCCI1 (Väylävirasto 2017) on esitetty suomalaiset junatyypit väsymismitoituksessa. Nämä kuormakaaviot kuvaavat käytössä olevaa todellista kalustoa. Kuvissa 3.7.4.1 ja 3.7.4.2. on esitetty Pendolino- ja InterCity-junien kuormakaaviot.



Kuva 3.7.4.1. Pendolinon kuormakaavio (Väylävirasto 2017).



Kuva 3.7.4.2. InterCityn kuormakaavio (Väylävirasto 2017).

Pendolino on Italiassa kehitetty suurnopeusjuna, jonka vaunut ja veturit ovat aina yksikerroksisia. Ensimmäisen kerran Suomen rataverkossa liikennöitiin Pendolinolla vuonna 1995. Pendolinon suurin sallittu nopeus Suomessa matkustajaliikenteessä on 220 km/h. (Pendolino n.d.)

InterCity on Suomen kaukoliikenteen yleisin juna ja sen kokoonpanoon sisältyy erilaisia vaunuja, kuten ravintola- ja palveluvaunuja. Osa vaunuista on kaksikerroksisia ja kaavion akselipainot ovatkin suuremmat kuin Pendolinolla. InterCityn suurin sallittu nopeus on 200 km/h. (InterCity n.d.)

3.8 Junan nopeus

Suunnittelustandardissa SFS-EN 1991-2 määritetään, että dynaamisessa analyysissä laskelmat tulee tehdä useilla junien nopeuksilla alkaen nopeudesta 40 m/s (144 km/h) suurimpaan mitoitusnopeuteen asti. Mitoitusnopeutena käytetään suurinta sillan kohdalla sallittua nopeutta kerrottuna arvolla 1,2. Tarkasteltavien nopeuksien väliä tulee tihentää resonanssinopeuksien lähellä.

SFS-EN 1991-2 mukaan suorana palkkina mallinnettavissa oleville ja vapaasti tuetuille silloille voidaan resonanssinopeus arvioida karkeasti seuraavalla lausekkeella

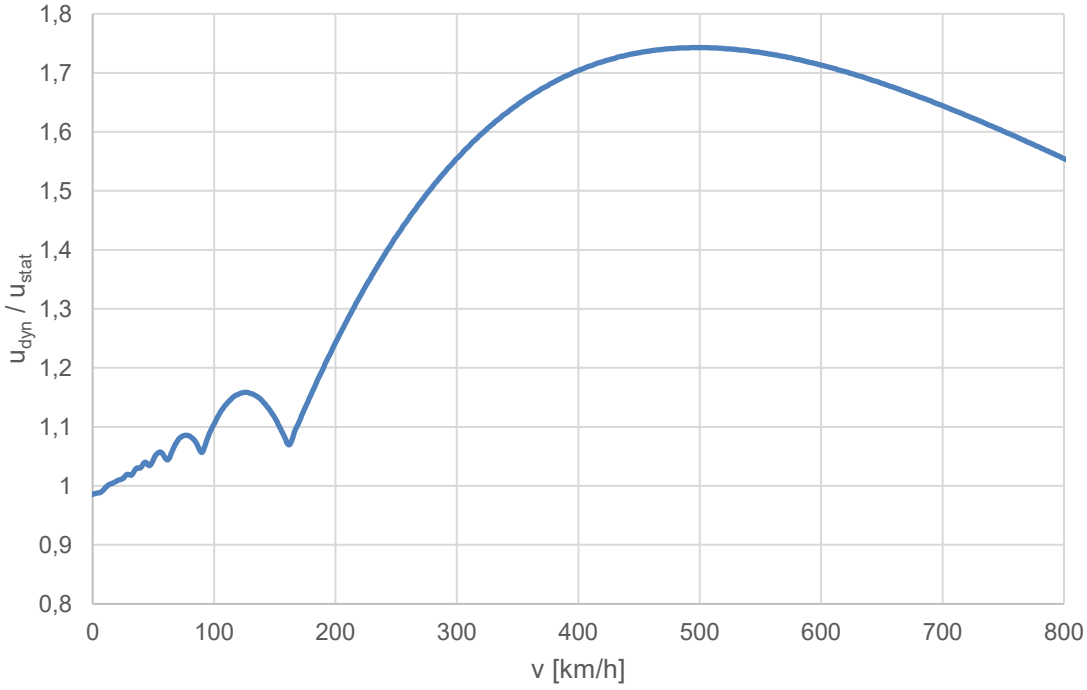
$$v_i = n_0 \lambda_i \tag{73}$$

missä v_i on resonanssinopeus, n_0 kuormittamattoman rakenteen alin ominaistaajuus ja λ_i herätetaajuutta vastaava pääaallonpituus, joka voidaan määrittää likimäärin

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \tag{74}$$

jossa d on akseliryhmien säännöllinen väli ja i on kokonaisluku väliltä 1–4.

Nopeuden vaikutusta voidaan havainnollistaa yksittäisen pistekuorman aiheuttaman taipuman avulla. Vakionopeudella liikkuvan kuorman tuottama taipuma määritetään kaavalla (59) kuorman sijaitessa palkin päällä. Tarkastellaan yksiaukkoista siltaa BI 2, joka on tarkemmin esitelty kappaleessa 4.2.2. Sillalle kohdistettiin yksittäinen 340 kN pistekuorma, joka liikkui valituilla vakionopeuksilla 0–800 km/h. Nopeudet tarkasteltiin 1 km/h välein. Pistekuorman aiheuttamat taipumat jännevälin keskellä kullakin nopeudella laskettiin kaavan (59) avulla. Laskennassa otettiin huomioon vain ensimmäinen ominaismuoto. Jokaisesta tarkastellusta nopeudesta poimittiin suurin taipuman arvo ja sitä verrattiin vastaavan pistekuorman aiheuttamaan suurimpaan staattiseen taipumaan. Kuvassa 3.8.1. on esitetty dynaamisen taipuman ja staattisen taipuman suhde nopeuden funktiona.



Kuva 3.8.1. Dynaamisen ja staattisen taipuman suhde esimerkkitapauksessa.

Yksittäisen pistekuorman tapauksessa kuvassa 3.8.1 havaitaan dynaamisten taipumien olevan selkeästi staattista maksimitaipumaa suurempia. Tarkastellulla sillalla yksittäinen pistekuorma aiheuttaa suurimman taipuman nopeudella noin 500 km/h. Nopeudella on siis merkittävä vaikutus taipumien kasvuun jo yksittäisen pistekuorman tapauksessa.

Nopeuden toinen tärkeä vaikutus liittyy resonanssin syntymiseen. Kaava (73) esittää, millä nopeudella resonanssi ilmenee, kun sillalle kohdistuu säännöllisten akseliryhmien kuormitus. Esimerkiksi HSLM-A-kaavion junien välivaunujen akseliparien säännöllinen väli on 18–27 m, jolloin ensimmäinen herätetaajuuden pääaallonpituus λ on samansuuruinen. Mikäli esimerkiksi tarkasteltavan sillan taivutusvärähtelyn ensimmäinen ominaistaajuus on 3 Hz ja ylittävän junan akseliryhmien säännöllinen väli 18 m, kaavan (73) perusteella resonanssinopeudeksi saadaan 194,4 km/h. Junan ylittäessä silta kyseisellä nopeudella tapahtuu resonanssi ja vasteet voivat kasvaa suuriksi. Esimerkiksi kannen pystykiihtyvyyden raja-arvo voi ylittyä, mikä voi johtaa tukikerroksen epästabiiliuteen sekä junan pyörien ja raiteen välisen kosketusvoiman liialliseen pienemiseen.

3.9 Kumoamisvaikutukset

Resonanssin toteutumiselle vapaasti tuetulle palkille voidaan johtaa ehto ns. nopeusparametrin S_r avulla (Yang et al. 2004)

$$S_r = \frac{d}{2iL} = \frac{\Omega}{\omega_1} \tag{75}$$

jossa i on positiivinen kokonaisluku, L jännemitta, d junan vaunun pituus ja ω_1 palkin ensimmäinen ominaiskulmataajuus sekä Ω herätteen kulmataajuus. Yang ja kumppanit (2004) tutkivat resonanssia ja ns. kumoamaisvaikutuksia palkkisilloille. Kumoamisvaikutuksiksi kutsutaan resonanssille päinvastaista ilmiötä, eli tilannetta, jossa värähtely vaimenee voimakkaasti. Kumoamisvaikutuksille vapaasti tuetulle palkille voidaan johtaa vastaava ehto kuin edellä resonanssille (Yang et al. 2004)

$$S_c = \frac{1}{2i-1} \tag{76}$$

Vaunun pituudelle ja sillan jännemitalle voidaan johtaa yhteys, jolloin olosuhteet ovat optimaalisimmat kumoamisvaikutusten syntymiseen. Resonanssin osalta kriittisimmäksi tilanteeksi on todettu, kun $S_r=0,5d/L$ (Hjelm & Karlsson 2016). Tämä on ns. ensisijainen resonanssinopeus, jonka avulla voidaan johtaa optimaalinen suhde sillan jännevälille ja vaunun pituudelle kumoamisvaikutusten kannalta (Hjelm & Karlsson 2016)

$$\frac{L}{d} = i - 0{,}5 \tag{77}$$

Lausekkeesta (77) voidaan todeta, että yksiaukkoiselle vapaasti tuetulle palkille resonanssin kumoamisen kannalta optimaalisimmat jännemitat ovat 1,5d, 2,5d, 3,5d jne. Yang ja kumppanit (2004) totesivat, että kumoamisvaikutusten ja resonanssin ilmetessä läheisillä nopeuden arvoilla, kumoamisvaikutukset ovat hallitsevampia ja resonanssin vaikutukset pienenevät merkittävästi. Heidän tutkimuksessaan suoritettiin myös siltojen kenttämittauksia tukemaan havaintoja.

Hjelm ja Karlsson (2016) toteavat omassa tutkimuksessaan, että yksipalkkisille silloille jännemittojen ja vaunun pituuksien suhteilla 1,5d ja 2,5d vasteet ensimmäisestä taivutuksen ominaismuodosta kumoutuivat tehokkaasti. Lisäksi tutkimuksessa osoitettiin jatkuvien siltojen noudattavan kumoamisvaikutusten osalta samankaltaista kaltaista käyttäytymistä tietyillä suhdeluvuilla.

4. DYNAAMINEN ANALYYSI ANALYYTTISELLA MENETELMÄLLÄ

Tämän luvun alussa on kuvattu analyyttinen menetelmä, jolla yksiaukkoisten vapaasti tuettujen siltojen siirtymiä dynaamisen kuormituksen alaisena voidaan ratkaista. Tämän jälkeen on esitelty tarkastellut sillat ja niiden laskentatulokset.

4.1 Laskentaperiaate

Yksiaukkoisten vapaasti tuettujen siltojen siirtymien laskentaan sovelletaan seuraavaksi esitettyä laskentaperiaatetta. Kappaleessa 2.5.2 on kuvattu, kuinka yksiaukkoiselle vapaasti tuetulle palkille lasketaan taipumat yksittäisen vakionopeudella liikkuvan massattoman pistekuorman vaikutuksesta. Esitetty analogia on voimassa vain silloin, kun pistekuorma sijaitsee rakenteen päällä. Tällöin siirtymä lasketaan kaavan (59) avulla. Kun käytettävien kuormituskaavioiden yksittäinen tarkasteltava akseli sijaitsee rakenteen kannella, lasketaan siirtymä edellä esitetysti.

Akselikuorman poistuessa rakenteen päältä, rakenne otaksutaan yhden vapausasteen alikriittisesti vaimennetuksi systeemiksi, joka on vapaassa värähtelyssä. Vapaan värähtelyn alkaessa rakenteella on alkunopeus ja alkusiirtymä, jotka liikkuva akselikuormakuorma aiheuttaa. Kyseinen alkunopeus ja -siirtymä lasketaan kaavan (59) ja sen derivaatan avulla käyttäen ajanhetkenä arvoa, jolloin akselikuorma saavuttaa rakenteen pään ja on juuri poistumassa rakenteesta. Kuormituksen kestona käytetään ajan arvoa, joka yhdellä akselikuormalla kestää ylittää rakenne valitulla vakionopeudella. Vapaassa värähtelyssä akselikuorman aiheuttamat siirtymät lasketaan kaavalla (62).

Lisäksi laskentaan asetetaan rajoitus, että siirtymien tarkastelut koskevat vain ensimmäistä ominaismuotoa. Vasteisiin sisällytetään mukaan siis vain ensimmäisen ominaismuodon vasteet. Korkeampien ominaismuotojen tuottamat siirtymät ovat suuruusluokaltaan niin pieniä, ettei niillä ole merkittävää vaikutusta verrattuna alimman ominaismuodon vaikutuksiin. Ominaismuotojen vaikutusta on käsitelty kappaleessa 2.5.3.

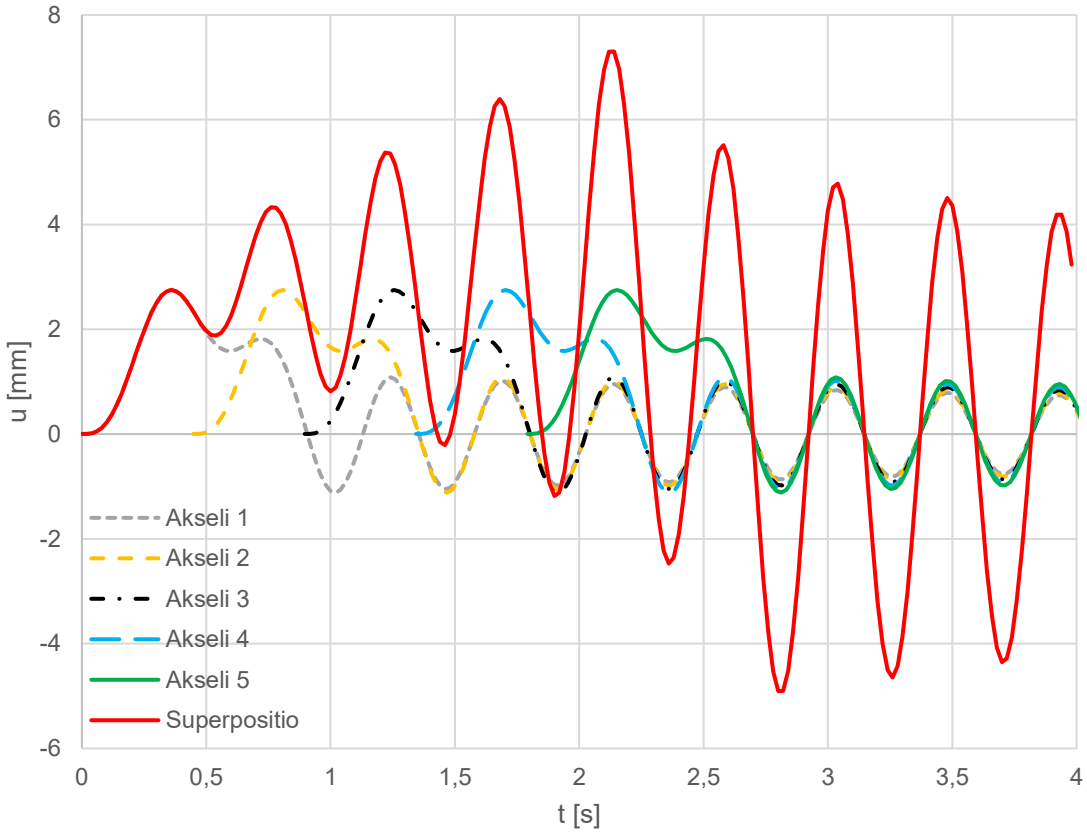
Tarkasteltavat myöhemmin luetellut kuormakaaviot koostuvat useista yksittäisistä akselikuormista ja vasteiden osalta ollaan kiinnostuneita koko kuormituskaavion aiheuttamista siirtymistä. Useiden pistekuormien vaikutusten yhteen laskeminen tehdään superpositioperiaatteen avulla. Tällöin yksittäisten pistekuormien tuottamat siirtymät summataan yhteen huomioon ottaen aikaerot pistekuormien välillä. Aikaerot riippuvat pistekuormien etäisyyksistä toisiinsa sekä valitusta vakionopeudesta.

Havainnollistetaan superpositioperiaatetta esimerkin avulla. Tarkastellaan Romon ja kumppaneiden (2023, s.150) kirjassa esitettyä laskentaesimerkin siltaa, joka on yksiaukkoinen vapaasti tuettu rakenne. Taulukossa 4.1.1. on esitetty laskentaan tarvittavat sillan lähtötiedot.

Taulukko 4.1.1. Esimerkkitapauksen sillan lähtötietoja.

Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys EI	288,948 GPa*m^4
Sillan massa **m**	34900 kg/m
Jännemitta L	45 m
Alin ominaiskulmataajuus ω	14,024 rad/s
Vaimennus ς	1 %

Lasketaan jännevälin keskipisteen pystysiirtymät edellä esitetyn laskentaperiaatteen mukaisesti. Kohdistetaan sillalle viisi kappaletta yksittäisiä 340 kN akselikuormia (pistekuorma), jotka sijaitsevat 22 m etäisyydellä toisistaan. Akselikuormien vakionopeus on 176,8 km/h (49,1 m/s). Laskenta suoritetaan 4 s pituisella ajanjaksolla laskien hetkestä, jolloin ensimmäinen akseli saapuu sillalle. Kuvassa 4.1.1. on esitetty yksittäisten akselien sekä superpositioperiaatteella yhteen laskettujen akselien tuottamat siirtymät. Kuvaajan positiiviset arvot ovat alaspäin suuntautuvan siirtymän suuntaisia.



Kuva 4.1.1. Superpositioperiaate akselikuormilla esimerkkitapauksessa.

Kuvassa 4.1.1. havaitaan akselikuormien väliset aikaerot. Toisesta akselista alkaen niiden aiheuttamien vasteiden kuvaajat ilmestyvät ajanhetken 0 s jälkeen ajanhetkellä, jolloin ne saapuvat sillan kannelle. Superpositioperiaate ja resonanssin syntyminen ilmenee selkeästi. Yksittäisten akselien kuvaajien huiput esiintyvät sopivassa syklissä ja yhteenlaskettuna vahvistavat toisiaan. Yhteenlaskettujen akselien tuottama siirtymä on suurimmillaan hieman yli 2,5-kertainen verrattuna yksittäisen akselin aiheuttamaan maksimisiirtymään. Akselien vakionopeus onkin juuri sillan ensimmäinen resonanssinopeus säännölliselle 22 m mittaiselle akselikuormien välille. Mikäli säännöllisten akselien määrää lisättäisiin, resonanssi voimistuisi ja vasteet kasvaisivat edelleen suuremmiksi.

4.2 Tarkasteltavat sillat ja kuormitukset

Edellisessä kappaleessa 4.1 esitettyä periaatetta sovellettiin yksiaukkoisille silloille, jotka ovat vapaasti tuettuja. Sillan kantta käsiteltiin palkkina ja mahdollisia kanteen liittyviä päädyn rakenteita, kuten siipimuureja, ei otettu huomioon mukaan. Poikkileikkaus oletettiin vakioksi koko sillan matkalla. Vain jännevälin keskikohdan siirtymää tarkasteltiin, koska yksiaukkoisen rakenteen tapauksessa suurimmat siirtymät syntyvät jännevälin keskelle. Vain ensimmäinen ominaismuoto otettiin huomioon.

Silloille laskettiin HSLM-kaavioiden tuottamat maksimisiirtymien itseisarvot nopeuden funktiona. Lisäksi laskettiin kantavuustarkastelun kuormakaavion D4 aiheuttamat siirtymät. D4 kaaviossa käytettiin junaa, jossa on 20 kpl 11,25 m pituisia vaunuja. Tarkasteltava nopeusalue oli 144–300 km/h. Sallituksi nopeudeksi asetettiin 250 km/h, jolloin mitoitusnopeus on 300 km/h. Nopeudet tarkasteltiin 1 km/h välein. Taulukossa 4.2.1 on tarkastellut sillat.

Taulukko 4.2.1. Analyyttisesti tarkastellut sillat.

Sillan nimi	Siltatyyppi	Jännemitta [m]	Hoikkuus L/h
Bl 1	Bl	5,95	11,4
Bl 2	Bl	12	12,9
Bl 3	Bl	15	16,7
jBp 1	jBp	24	19,2

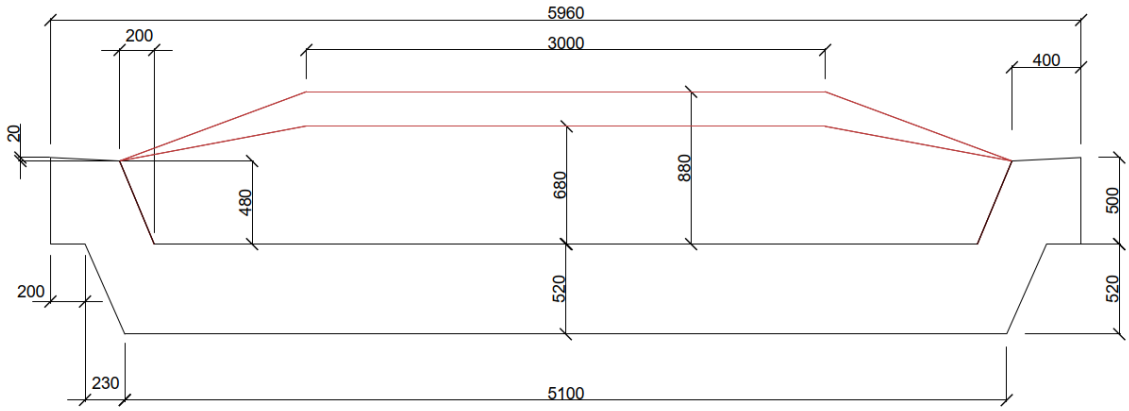
Sillat ovat rataverkolla sijaitsevia siltoja, joihin tehtiin laskennan toteuttamiseksi joitain yksinkertaistuksia ja muutoksia. Seuraavissa kappaleissa on esitetty siltojen tarkemmat tiedot sekä lasketut siirtymät.

4.2.1 Bl 1

Silta Bl 1 on rataverkolla sijaitseva teräsbetoninen laattasilta, jonka tiedot ja poikkileikkaus on pyritty kuvaamaan Taitorakennerekisterissä saatavilla olleen tiedon perusteella. Silta on rakennettu 2010-luvulla, jolloin se korvasi paikalla aiemmin sijainneen ratasillan. Mitoituksessa on käytetty kaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46. Molemmat tuet on laakeroitu ja laakerit ovat vanhojen kivirakenteisten maatukien päällä. Tukikerroksen minimipaksuutena on käytetty piirustusten mukaista pienintä paksuutta. Vastaavasti maksimipaksuus on minimipaksuus kasvatettuna NCCI1 mukaisella 200 mm lisätukikerroksella.

Kansi koostuu kahdesta pituussuuntaisesta osasta, joiden välissä on sauma. Rakennetta on yksinkertaistettu yksiosaiseksi, jotta sillan rakennemalli olisi laskentateorian mukainen. Raide ja kuormitus kohdistuu kannen keskilinjalle. Keskeinen kuormitus ei aiheuta rakenteeseen vääntöä tai poikkisuuntaisia voimia, jolloin ainoastaan pystysuuntaisilla ominaismuodoilla on vaikutusta laskennan tuloksiin. Reunapalkkien ulkopintaan on asennettu 1 m leveät teräsritilöistä koostuvat huoltotiet, jotka on otettu huomioon 1 kN/m lisäkuormituksena.

Sillan ominaistaajuus on laskettu käyttäen yksiaukkoisen palkin ominaistaajuuden kaavaa (47). Ominaistaajuus on laskettu massan yläraja-arviolla, jolloin mahdollinen resonanssi tapahtuu alimmalla mahdollisella nopeudella. Kuvassa 4.2.1.1. on sillan kannen yksinkertaistettu poikkileikkaus ja taulukossa 4.2.1.1. on sillan tietoja.

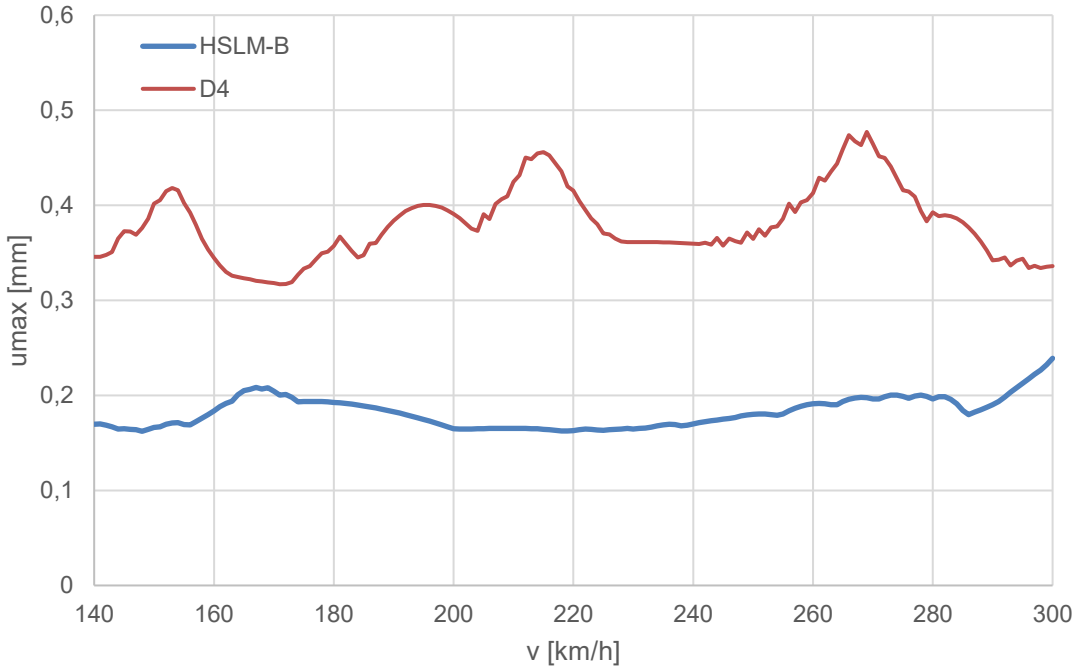


Kuva 4.2.1.1. BI 1 poikkileikkaus.

Taulukko 4.2.1.1. BI 1 tietoja.

Betonin lujuus f_{ck}	35 MPa
Betonin tiheys	2500 kg/m^3
Tukikerroksen tiheys	1800 kg/m^3
Pölkkyjen ja kiskojen omapaino	6,2 kN/m
Huoltokäytävien omapaino	1,0 kN/m
Poikkileikkauksen pinta-ala	3,260 m^2
Poikkileikkauksen neliömomentti	0,169 m^4
Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	5,775 GPa*m^4
Jännemitta	5,95 m
Alin ominaiskulmataajuus ω	166,9 rad/s
Alin ominaistaajuus	26,57 Hz
Suhteellinen vaimennus ς (SFS-EN 1991-2 mukaisesti)	0,025
Lisävaimennus Δς (SFS-EN 1991-2)	0,001
Kokonaisvaimennus ς (suhteellinen vaimennus + lisävaimennus)	0,026
Sillan omapainon yläraja (sis. tukikerros, pölkyt ja kiskot)	16106 kg/m

Kuormakaaviona käytettiin D4-kaaviota sekä HSLM-B-kaaviota, koska jännemitta on alle 7 m. Tarkasteltavalla jännemitalla HSLM-B-kaavio sisältää 10 kappaletta 170 kN akselikuormaa 3,5 m etäisyydellä toisistaan. Kuvassa 4.2.1.2. on esitetty analyyttisesti lasketut sillan keskikohdan suurimpien pystysiirtymien itseisarvot nopeuden funktiona. Kuvan arvot ovat siirtymän ominaisarvot, jolloin niitä ei ole korotettu raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimella.



Kuva 4.2.1.2. BI 1 jännevälin keskipisteen siirtymät.

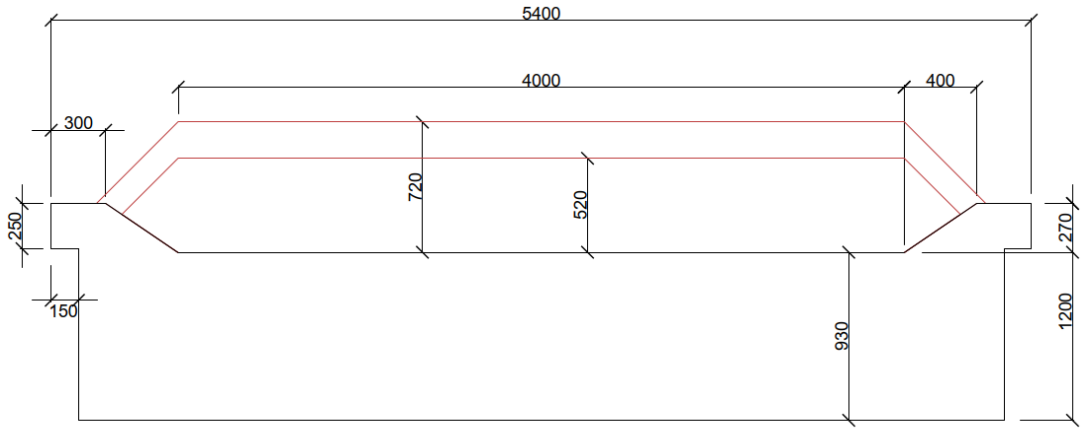
Rakenteen siirtymät ovat pieniä ja resonanssin aiheuttamaa siirtymien merkittävää kasvua ei tapahdu. Junista aiheutuvia resonanssinopeuksia voidaan arvioida kaavan (73) avulla. Sijoittamalla vaunujen pituus ja sillan alin ominaistaajuus, saadaan alimman ominaistaajuuden resonanssinopeus. Pituudeltaan 3,5 m vaunuille resonanssitaajuudeksi saadaan noin 335 km/h. Laskettu resonanssinopeus myös osoittaa, ettei resonanssia synny tarkastellulla nopeusalueella. Myöskään D4-kaavio ei tuota siirtymälle selkeitä huppuja. Kuormakaaviolle D4 ei voida yhtä hyvin määrittää resonanssinopeutta kaavan (73) avulla, koska kaavion akselit ja akseliparit eivät sijaitse säännöllisesti siten, että niiden etäisyyttä voitaisiin kuvata yhdellä arvolla riittävän tarkasti.

Raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuksista johtuva lisäkerroin on tarkasteltavalle sillalle 1,42, kun se lasketaan kappaleen 3.5 mukaisesti. Raide otaksutaan huolellisesti kunnossapidetyksi. Maksimisiirtymä, noin 0,48 mm, syntyy nopeudella noin 270 km/h D4-kaavion vaikutuksesta. Lisäkertoimella kerrottu suurin siirtymä 0,68 mm on todella pieni verrattuna taipuman raja-arvoon 9,9 mm (L/600). Nopeudella ei ole merkittävää vaikutusta siirtymiin, ainoastaan nopeusalueen loppupuolella voidaan havaita siirtymän

kasvavan nopeuden kasvaessa HSLM-B-kaaviolla. D4 kaavion siirtymät vaihtelevat eri nopeuksilla ja kuvaajaan muodostuu useampia matalia huippuja.

4.2.2 Bl 2

Silta Bl 2 on rataverkolla sijaitseva teräsbetoninen laattasilta, jonka tiedot ja poikkileikkaus on pyritty kuvaamaan Taitorakennerekisterissä saatavilla olleen tiedon perusteella. Mitoituksessa on käytetty aiemmin käytössä ollutta kuormakaaviota I-48. Sillan tuilla sijaitsevat laakerit. Kuvassa 4.2.2.1 on esitetty sillan poikkileikkaus. Tukikerroksen minimipaksuutena on käytetty alkuperäisten piirustusten mukaista pienintä paksuutta ja maksimipaksuus laskettu vastaavasti kuin sillalla Bl 1. Käytetyn betonin lujuusluokka on muutettu Kantavuuslaskentaohjeen (Liikennevirasto 2015) mukaisesti vastaamaan nykyisiä lujuusluokkia. Taulukko 4.2.2.1. sisältää tietoja kohteesta. Sillan ominaistaajuus on laskettu vastaavasti kuin sillalla Bl 1 massan yläraja-arviolla.



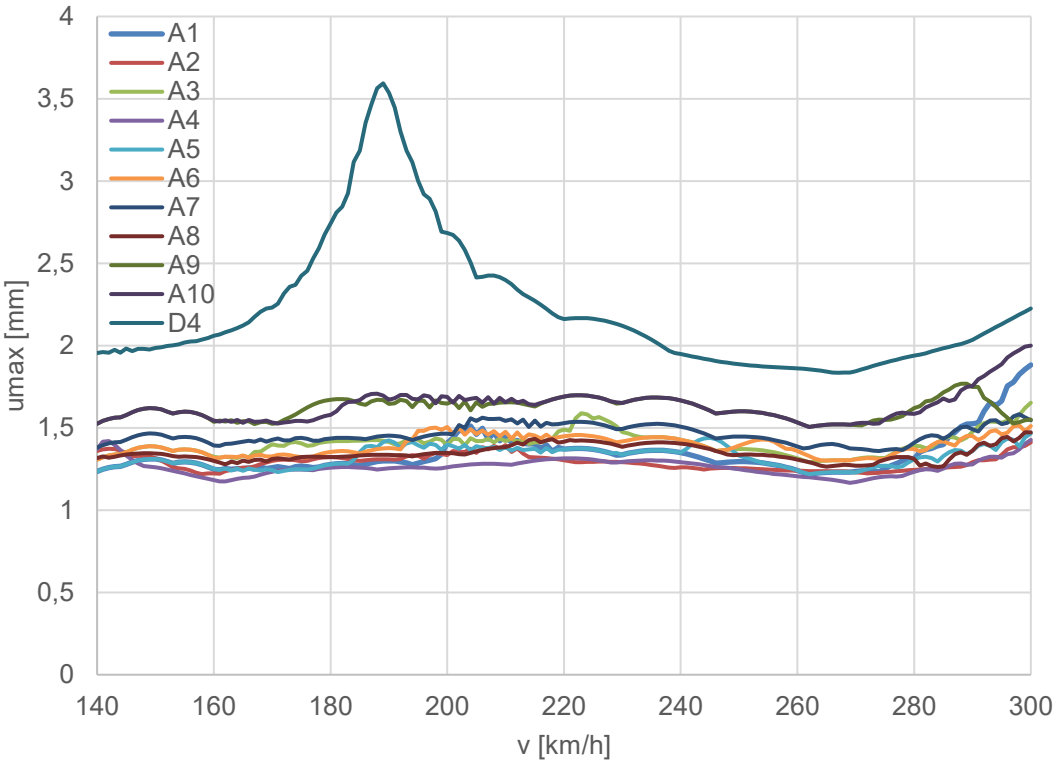
Kuva 4.2.2.1. Bl 2 poikkileikkaus.

Taulukko 4.2.2.1. Bl 2 tietoja.

Betonin lujuus f_{ck}	28 MPa (K35)
Betonin tiheys	2500 kg/m^3
Tukikerroksen tiheys	1800 kg/m^3
Pölkkyjen ja kiskojen omapaino	6,2 kN/m
Poikkileikkauksen pinta-ala	5,007 m^2
Poikkileikkauksen neliömomentti	0,4288 m^4
Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	13,852 GPa*m^4

Jännemitta	12 m
Alin ominaiskulmataajuus ω	58,69 rad/s
Alin ominaistaajuus	9,34 Hz
Suhteellinen vaimennus ς (SFS-EN 1991-2 mukaisesti)	0,0206
Lisävaimennus Δς (SFS-EN 1991-2)	0,005
Kokonaisvaimennus ς (suhteellinen vaimennus + lisävaimennus)	0,025
Sillan omapainon yläraja (sis. tukikerros, pölkyt ja kiskot)	18892 kg/m

Sillalle käytettiin HSLM-A-kaaviota, jolloin vaunujen pituudet ovat 18–27 m. Suurnopeusjunista aiheutuvat resonanssinopeudet ovat noin 600–910 km/h kaavan (73) perusteella. Resonanssinopeudet sijoittuvat siis selkeästi tarkasteltavan nopeusalueen ulkopuolelle. Kuvassa 4.2.2.2. on esitetty sillan keskipisteen maksimisiirtymät nopeuden funktiona HSLM-A- ja D4-kuormakaavioilla.



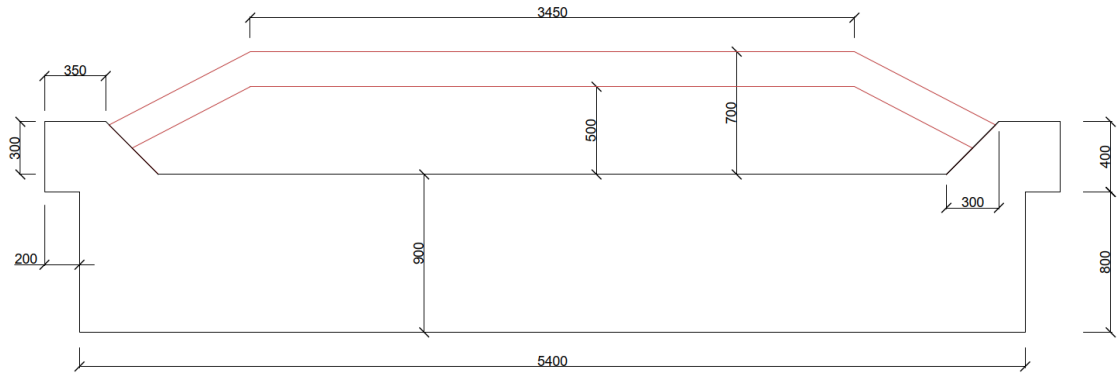
Kuva 4.2.2.2. BI 2 siirtymät eri kuormakaavioilla.

Kuvasta 4.2.2.2. havaitaan, että siirtymien arvot pysyvät maltillisina ja ovat lähellä toisiaan kaikilla HSLM-A-junilla. Kyseisillä junilla nopeudella ei ole juurikaan vaikutusta siirtymiin alle 280 km/h nopeuksilla. Tätä suuremmilla nopeuksilla siirtymät lähtevät lievään kasvuun. HSLM-A-kaavion junilla resonanssia ei selvästi tapahdu.

D4-kaavio aiheuttaa siirtymään selkeän huipun nopeudella noin 190 km/h. Siirtymän arvot ovat selkeästi suuremmat kuin muilla nopeuksilla kyseisellä kaaviolla tai HSLM-A-junilla. Raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkerroin on 1,136, kun raide oletetaan huolellisesti kunnossapidetyksi. Siirtymän maksimiarvo on 3,6 mm. Siirtymän maksimiarvo lisäkertoimella kerrottuna on 4,1 mm, joka on kuitenkin huomattavasti pienempi kuin sallittu taipuman raja-arvo 20 mm (L/600).

4.2.3 Bl 3

Bl 3 on rataverkon teräsbetoninen laattasilta, joka on toiselta päätytuelta laakeroitu ja toinen päätytuki on kallionvarainen päätypalkki. Suunnittelussa on käytetty aiemmin käytössä ollutta kuormakaaviota I-48. Rakennemallia muokattiin laskentaa varten. Kannen toinen pää oletettiin myös laakeroiduksi kannen alapinnasta, jolloin päätypalkki ei kiinnity suoraan kanteen ja siltaa voitiin käsitellä vapaasti tuettuna yksiaukkoisena palkkina. Tukikerroksen maksimipaksuutena käytettiin piirustuksissa esitettyä mittaa kasvatettuna 200 mm lisätukikerroksella. Ominaistaajuus on laskettu vastaavasti kuin edellä esitetyillä silloilla. Kuvassa 4.2.3.1. on sillan poikkileikkaus ja taulukossa 4.2.3.1. sillan tietoja.



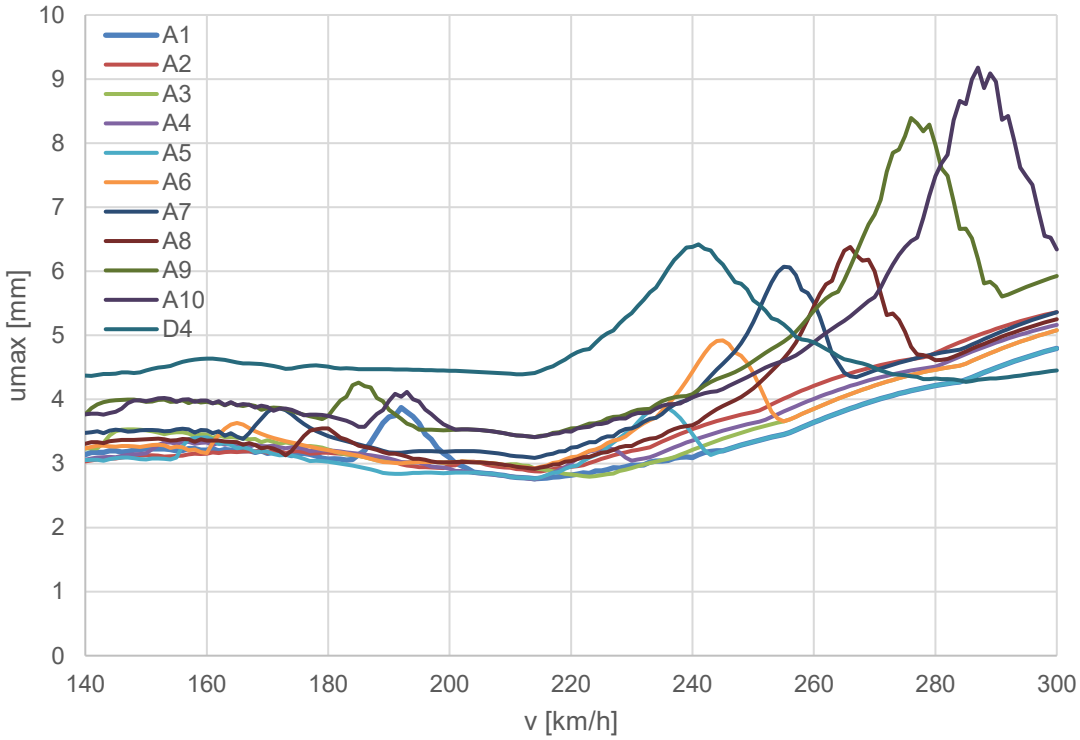
Kuva 4.2.3.1. Bl 3 poikkileikkaus.

Taulukko 4.2.3.1. Bl 3 tietoja.

Betonin lujuus f_{ck}	28 MPa (AK 350)
Betonin tiheys	2500 kg/m^3

Tukikerroksen tiheys	1800 kg/m^3
Pölkkyjen ja kiskojen omapaino	6,2 kN/m
Poikkileikkauksen pinta-ala	5,2 m^2
Poikkileikkauksen neliömomentti	0,432 m^4
Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	13,966 GPa*m^4
Jännemitta	15 m
Alin ominaiskulmataajuus ω	37,35 rad/s
Alin ominaistaajuus	5,94 Hz
Suhteellinen vaimennus ς (SFS-EN 1991-2 mukaisesti)	0,019
Lisävaimennus $\Delta\varsigma$ (SFS-EN 1991-2)	0,007
Kokonaisvaimennus ς (suhteellinen vaimennus + lisä-vaimennus)	0,025
Sillan omapainon yläraja (sis. tukikerros, pölkyt ja kiskot)	19262 kg/m

Sillalle käytettiin kuormakaaviota HSLM-A sekä kaaviota D4. Kuvassa 4.2.3.2. on esitetty analyyttisesti lasketut kannen maksimisiirtymät tarkastellulla nopeusalueella.



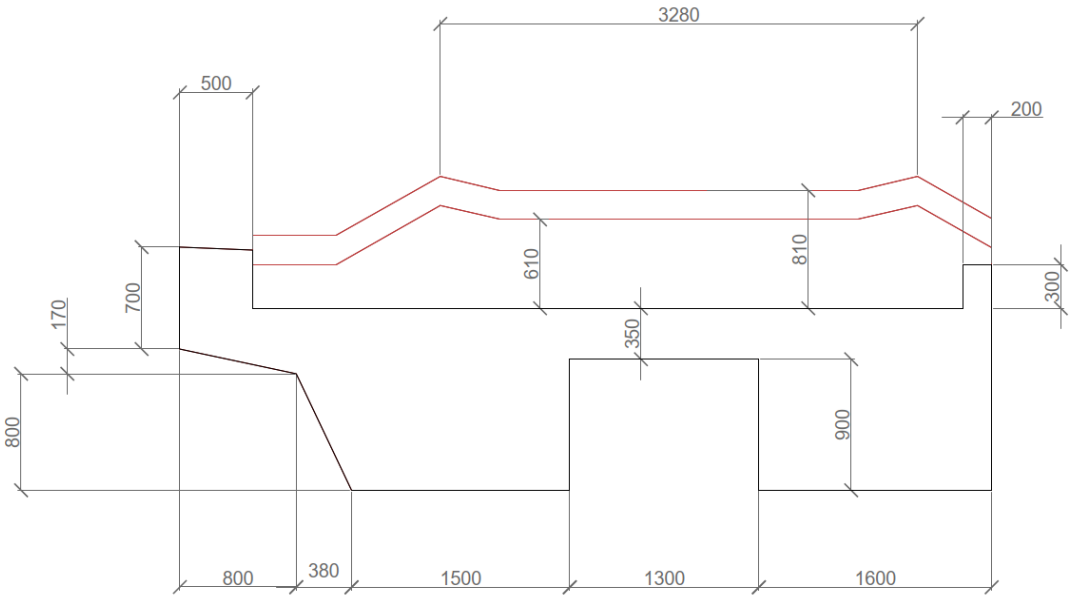
Kuva 4.2.3.2. BI 3 siirtymät eri kuormakaavioilla.

Siirtymälle syntyy huippuarvoja tarkastellulla nopeusalueella erityisesti junilla A6-A10. Myös kuormakaavio D4 tuottaa kuvaajaan huipun nopeudella 240 km/h. Arvioidut resonanssinopeudet HSLM-A-kaaviolle ovat 385–577 km/h kaavan (73) perusteella. Nopeusalueen loppupuolella olevat huiput esiintyvät nopeuksilla, jotka ovat puolet arvioiduista resonanssinopeudesta. Vastaavasti nopeusalueen alkupuolen matalammat huiput syntyvät nopeuksilla, jotka ovat kolmasosan arvioiduista resonanssinopeuksista.

Raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden kerroin tarkasteltavalle sillalle on 1,046. Suurin siirtymä noin 9,2 mm syntyy junalla A10 nopeudella 285 km/h. Siirtymän maksimiarvo kerrottuna lisäkertoimella on 9,6 mm, joka on kuitenkin maltillinen verrattuna taipuman raja-arvoon 25 mm (L/600).

4.2.4 jBp 1

Silta jBp 1 on rataverkon silta, joka on jännitetty betoninen palkkisilta. Sen suunnittelussa on käytetty aiemmin käytössä ollutta kuormakaaviota VR-74. Kansi koostuu kahdesta osasta, joiden välissä on liikuntasauma. Kummankin kannen puolikkaan päällä sijaitsee yksi raide. Sillasta tarkasteltiin vain puolikasta kantta, jonka oletetaan toimivan itsenäisesti riippumatta toisesta puolesta. Raideliikenteen kuormitus yksinkertaistettiin kohdistumaan kannen puolikkaan keskilinjalle. Kummallakin tuella sijaitsevat laakerit. Tukikerroksen maksimipaksuutena käytettiin piirustuksissa esitettyä tukikerrosta korotettuna 200 mm. Ominaistaajuus laskettiin vastaavasti kuin edllisissä kappaleissa esitellyillä silloilla. Kuvassa 4.2.4.1. on sillan poikkileikkaus ja taulukossa 4.2.4.1. sillan tietoja. Päätypalkit ja siipimuurit liittyivät kanteen, mutta ne jätettiin ottamatta huomioon.

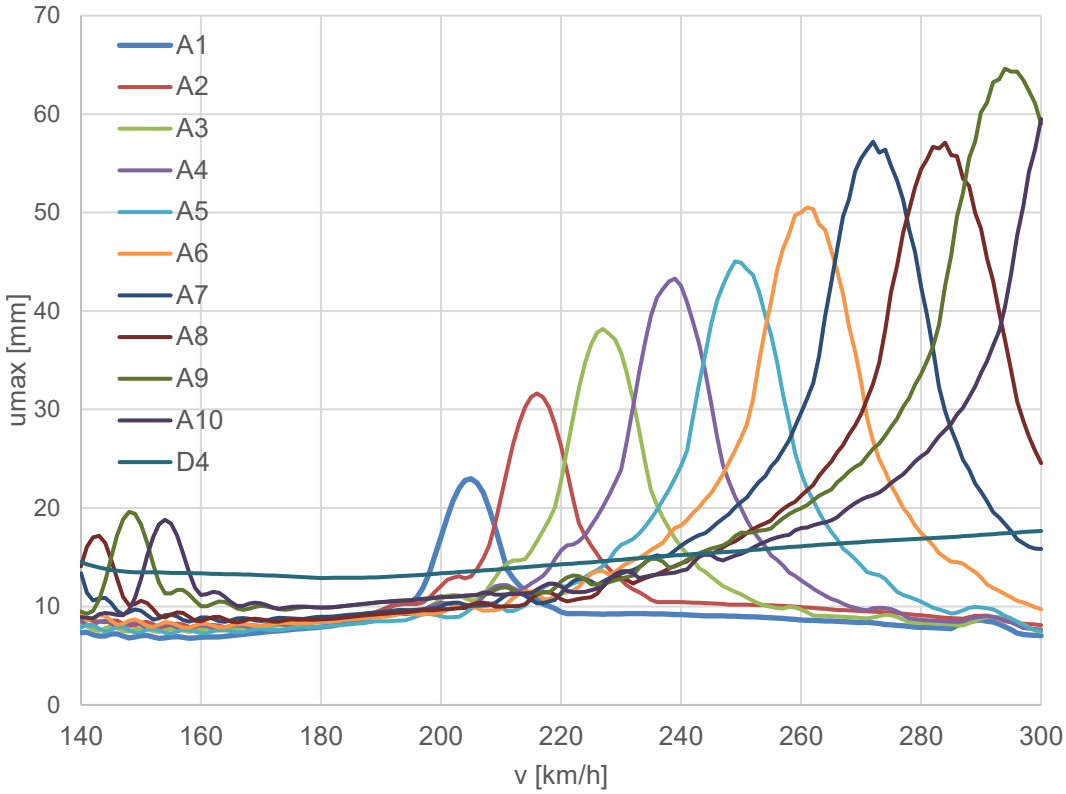


Kuva 4.2.4.1. jBp 1 poikkileikkaus.

Taulukko 4.2.4.1. jBp 1 tietoja.

Betonin lujuus f_{ck}	35 MPa (K45)
Betonin tiheys	2500 kg/m^3
Tukikerroksen tiheys	1800 kg/m^3
Pölkkyjen ja kiskojen omapaino	6,2 kN/m
Poikkileikkauksen pinta-ala	5,21 m^2
Poikkileikkauksen neliömomentti	0,809 m^4
Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	27,559 GPa*m^4
Jännemitta	24 m
Alin ominaiskulmataajuus ω	19,856 rad/s
Alin ominaistaajuus	3,16 Hz
Suhteellinen vaimennus ς (SFS-EN 1991-2 mukaisesti)	0,01
Lisävaimennus Δς (SFS-EN 1991-2)	8,6*10^{-4}
Kokonaisvaimennus ς (suhteellinen vaimennus + lisä-vaimennus)	0,011
Sillan omapainon yläraja (sis. tukikerros, pölkyt ja kiskot)	20524 kg/m

Sillalle käytettiin kuormakaaviota HSLM-A sekä kaaviota D4. Kuvassa 4.2.4.2. on esitetty lasketut jännevälin keskipisteen maksimisiirtymät tarkastellulla nopeusalueella.



Kuva 4.2.4.2. jBp 1 siirtymät eri kuormakaavioilla.

Kuvaajien perusteella tarkastellulla nopeusalueella saavutetaan siirtymän huippuarvoja. Arvioidut resonanssinopeudet HSLM-A-junille ovat kaavan (73) perusteella 205–307 km/h. Kuvan 4.2.4.2. perusteella suurnopeusjunat saavat siirtymien huippuarvot kyseisillä nopeuksilla. Junat aiheuttavat sillalle resonanssin ja täten siirtymät kasvavat voimakkaasti resonanssinopeuksien ympäristössä. D4 kuormakaavio tuottaa melko tasaisia arvoja nopeudesta riippumatta ja resonanssia ei synny. Suurin siirtymän arvo, noin 65 mm, saavutetaan junalla A9 nopeudella noin 295 km/h. Raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuksien kerroin φ'' sillalle on negatiivinen, jolloin siirtymän arvot kerrotaan luvulla 1. Sallitun taipuman raja-arvo on 40 mm (L/600), joka selvästi ylittyy useilla junilla.

5. DYNAAMINEN ANALYYSI FEM-LASKENNALLA

Tämä luku käsittelee dynaamista analyysiä FEM-laskennalla. Aluksi esitellään käytetty ohjelmisto ja sen toimintaan liittyvät seikat. Laskennan asetuksista ja tehdyistä rajauksista on laadittu listaus. Laskentamalleille tehtiin herkkyystarkasteluja eri asetusten ja valintojen suhteen. Herkkyystarkastelujen perusteella tehtiin valinnat laskennan asetuksista, joita käytettiin koko aineiston analysoinnissa. Samalla havaittiin, kuinka eri tekijät vaikuttavat laskennan lopputuloksiin. Kahden sillan analyyttisesti ratkaistuja pystysiirtymiä verrattiin FEM-laskentatuloksiin ja havaittiin, että tulokset vastaavat hyvin toisiaan. FEM-menetelmän todettiin soveltuvan tämän työn tarpeisiin riittävällä tarkkuudella käyttäen valittuja asetuksia. Luvun lopussa esitellään vielä lyhyesti laskentaprosessin vaiheet.

5.1 Käytetty ohjelmisto

Yksinkertaisten rakenteiden analysoiminen ja vasteiden ratkaiseminen voidaan suorittaa differentiaaliyhtälöillä. Usein todelliset rakenteet ovat kuitenkin monimutkaisempia, jolloin niiden ratkaiseminen differentiaaliyhtälöiden avulla muuttuu erittäin haastavaksi. Todellisia rakenteita analysoidaankin usein elementtimenetelmän keinoin.

Elementtimenetelmä perustuu siihen, että todellista rakennetta yksinkertaistetaan jakamalla se pienempiin osiin eli ns. elementteihin. Elementtien muodon määrittelevät solmupisteet. Yhteiset solmut omaavat elementit ovat vierekkäisiä ja ne toimivat vuorovaikutuksessa. Todellisella rakenteella on ääretön määrä tapoja, joilla se reagoi ulkoisiin voimiin. Vastaavasti elementtimenetelmässä solmuille määritellään vapausasteet, joiden perusteella elementti reagoi ulkoisiin voimiin. Jokaisen yksittäisen elementin vasteesta voidaan muodostaa lauseke, ja kokoamalla kaikkien elementtien lausekkeet yhteen, muodostetaan koko rakenteen vaste. Ratkaisut löydetään matriisilaskennan keinoin. (LUSAS 2023c)

Työssä laskentoihin käytettiin LUSAS-elementtimenetelmäohjelmistoa. Ohjelmiston versio oli v21.0 ja se sisälsi LUSAS Bridge Plus- sekä IMDPlus- laajennukset, joiden avulla oli mahdollista suorittaa dynaaminen analyysi. IMDPlus on modaalidynamiikan ohjelmisto, joka laskee tarkasteltavan systeemin modaalivasteet käyttäen ominaismuotoanalyysillä määritettyjä ominaistaajuuksia ja -muotoja (LUSAS 2023a).

5.2 Mallinnuselementit

5.2.1 Solmut

Rakennemalliin luodaan pisteitä koordinaattien avulla kaksi- tai kolmiulotteisessa avaruudessa. Näiden pisteiden välille luodaan geometrioita, kuten viivoja ja pintoja, joihin sidotaan rakenteen mallinnuselementit. Pisteet toimivat myös rakennemallin solmupisteinä ja niihin voidaan kohdistaa esimerkiksi erilaisia tuentoja. Laskennan tuloksia, kuten voimasuureita tai siirtymiä, tarkastellaan usein solmupisteissä.

5.2.2 Palkkielementit

LUSAS sisältää erilaisia vaihtoehtoja palkkielementeille, kuten 2D ja 3D paksut palkkielementit sekä 2D ja 3D ohuet Kirchoffin elementit. Työn rakennemalleissa on käytetty paksuja 3D-palkkielementtejä, jotka mahdollistavat suorat sekä kaarevat muodot. Palkkielementteihin liitetään sillan poikkileikkauksen geometria, joka sisältää ominaisuuksia, kuten poikkileikkauksen pinta-ala ja neliömomentit sekä materiaalitiedot. Tarkemmat tiedot eri palkkielementeistä on esitetty LUSASin manuaalissa (LUSAS 2023c).

5.3 Ominaistaajuusanalyysi

LUSASissa yksi menetelmä ominaismuotojen laskentaan on määrittää ominaismuodot halutulta taajuusalueelta, jota käytetään tämän työn laskennoissa. Taajuusalue asetetaan alkamaan arvosta 0 Hz ja päättyen kappaleessa 3.1.1 esitettyyn taajuusrajaan. Tällä menetelmällä laskiessa LUSAS hyödyntää Sturm-sekvenssiä, jonka avulla määritetään taajuusalueelle sisältyvien ominaismuotojen määrä. Tämän jälkeen taajuusalue jaetaan ns. siirtopisteisiin, joille lasketaan ominaismuodot. Menetelmä on tarkemmin esitetty LUSASin teoriaa koskevassa manuaalissa (LUSAS 2023b).

Määritettyjen ominaismuotojen jälkeen rakenteelle voidaan laskea sen ominaistaajuudet. LUSAS käyttää laskentaan useamman vapausasteen systeemin liikeyhtälöä (30), jossa vaimennus ja ulkoinen voima oletetaan nollaksi. Jokaisen vapausasteen oletetaan herättävän harmonista liikettä samaan aikaan muiden vapausasteiden kanssa. Tällöin siirtymää ja kiihtyvyyttä voidaan kuvata

$$\{u\} = \{u\}sin\omega t \tag{78}$$

$$\{\ddot{u}\} = -\omega^2\{u\}sin\omega t \tag{79}$$

Tunnettujen yhteyksien avulla voidaan johtaa lauseke

$$([K] - \lambda_i[M])\{u\} = 0 \text{ , jossa } \lambda_i = {\omega_i}^2 \quad (80)$$

Lauseke (80) vastaa yleistä ominaisarvo-ongelmaa

$$[K][\Phi] = [\Lambda][M][\Phi] \quad (81)$$

missä *[Λ]* on diagonaalimatriisi sisältäen ominaisarvot *λ* ja *[Φ]* on matriisi sisältäen ominaisarvoja vastaavat ominaisvektorit *Φ*. (LUSAS 2023b)

Yllä esitetyn avulla ratkaistaan rakenteen ominaistaajuudet ja ominaismuodot. Menettely on esitetty yksityiskohtaisemmin LUSASin teoriaa koskevassa manuaalissa (LUSAS 2023b).

5.4 Liikkuvan kuorman analyysi

Kuten kappaleessa 3.5 esitettiin, liikkuvan kuorman malli on riittävän tarkka siltarakenteen värähtelyä laskettaessa. LUSAS sisältää liikkuvan kuorman analyysin (Moving Load Analysis), jota on käytetty työn FEM-analyyseissä. Laskenta voidaan suorittaa 2D ja 3D-rakenteille. Kuorman suuruus ja konfiguraatio pysyvät analyysin ajan vakiona. Kuormituksen määrittäminen voidaan tehdä kahdella tavalla: ”Explicit definition” ja ”Composite axle definition”. Jälkimmäinen on suositeltu lähestymistapa ja tämän työn kuormitukset on laadittu sen avulla. ”Composite axle definition” - metodissa on määritelty yksittäinen akselikuorma, jota hyödynnetään erikseen määritellylle ajoneuvokonfiguraatiolle. (LUSAS 2023a)

Jotta määriteltyjä kuormituksia päästään hyödyntämään, tulee luoda rakenteen yli kulkeva kuormitusreitti, jolle lasketaan ekvivalentit modaalivoimat (LUSAS 2023a). Työssä kuormitusreitit on asetettu kulkemaan rakenteiden keskilinjalla. Ajoneuvokonfiguraatioiksi määritellään kullakin sillalla halutut kuormituskaaviot.

Kuormituksen määrittelyn jälkeen luodaan hakualue, jossa laskentaohjelmisto tarkastelee kuormituksen sijaintia. LUSASissa tämä tehdään Moving Load Generator – työkalun avulla. Hakualueeksi voidaan määritellä viiva tai pinta-ala. Työssä rakennemallien geometrian luonnissa on käytetty viivoja, joihin hakualueet on sidottu. LUSASin manuaali (2023a) suosittelee valitsemaan hakualueen jakoväliksi riittävän pienen arvon, jotta analyysin tarkkuus ei heikkenisi. Hakualueiden määrittelyn jälkeen liikkuvaa kuormaa vastaavat modaalivoimat lasketaan Modal Force Calculator – työkalun avulla.

Analyysiin sisällytettäviä ominaismuotoja voidaan ohjata joko ominaistaajuusanalyysissä tai liikkuvan kuorman analyysin asetuksissa. LUSAS (2023a) varoittaa, että riittä-

vän tarkan tuloksen saavuttamiseksi noin 90 % kokonaismassasta tulee olla otettu huomioon analyysiin sisällytetyissä ominaismuodoissa. Tämä tarkoittaa, että joissain tapauksissa laskennassa otetaan huomioon mahdollisesti enemmän ominaismuotoja kuin kappaleessa 3.1.1 esitetyt vaatimukset määräävät.

Rakenteen vaimennus asetetaan prosentteina kriittisestä vaimennuksesta. Vaimennus oletetaan vakioksi koko rakenteessa. Arvona käytetään kokonaisvaimennusta eli rakenteellista vaimennusta ja alle 30 m pituisilla silloilla otetaan huomioon lisävaimennus.

Analyysin asetuksissa tulee määritellä tarkasteltavan nopeusalueen ylä- ja alarajat, nopeuden lisäys ja laskennan aika-askel. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää LUSASin tarjoamaa Nyquistin aika-askelta, joka on laskettu analyysiin sisällytetyn maksimitaajuuden avulla. Oletusasetuksena aikaintegroinnissa LUSAS käyttää implisiittistä Hilber Hughes Taylorin integrointikaaviota. Modaalivoimien interpoloinnissa käytetään oletusasetusta ”Cubic spline interpolation”. Käytetyt laskentametodit sekä eri vaihtoehdot on tarkemmin esitetty LUSASin manuaaleissa (LUSAS 2023a, LUSAS 2023b).

5.5 Suositeltuja mallinnusvalintoja

Björklund (2004) tutki työssään erilaisten elementtien vaikutusta laskentaan dynaamisen analyysin kannalta. Hän toteaa, että palkkielementit ovat suositeltuja ja riittävän tarkkoja rautatiesiltojen dynaamisten vasteiden analysointiin. Palkkielementeillä voidaan tarkastella vain rakenteen lineaarista käyttäytymistä, joka oletetaan superpositioperiaatetta soveltaessa. Lisäksi Björklund mainitsee riittävän tarkkojen tulosten saavuttamiseksi, että laskennan aika-askeleena tulisi käyttää 0,01 s ja nopeudet tarkasteltaisiin 1 m/s välein.

Adhikari (2023) mainitsee, että palkki ja kuorimalli käyttävät erilaisia oletuksia ja sillan toiminnan realistinen esittäminen vaatiikin kummankin mallinnustavan käyttämistä. Palkkielementeillä voidaan tehokkaasti ja yksinkertaistetusti kuvata pitkittäistä taivutuskäyttäytymistä. Vastaavasti kuorielementit mahdollistavat monimutkaisemmat geometriat ja ottavat huomioon paremmin paikalliset vaikutukset. Työssään hän toteaa, että kaksipalkkisen sillan tapauksessa tehokkain ja riittävin mallinnustekniikka on mallintaa palkit palkkeina sekä välilaatta laattaelementtinä. Työssä mainitaan myös, että aikavälin arvo ominaistaajuuden funktiona 1/f/20 on riittävän tarkka arvioimaan resonanssihuiput ja on laskennallisesti tehokas. Lisäksi nopeuden lisäyksen tulisi olla 1 m/s suuruisin askelin huippuvasteiden arvioimiseksi.

5.6 Laskennan oletukset, rajoitukset ja asetukset

Aiemmin esitettyjen teorioiden hyödyntämiseksi laskentamallit sisältävät oletuksia ja tiettyjä rajoituksia rakenteen käyttäytymisestä. Samoin LUSASin laskentaohjelmisto käyttää tiettyjä lähtöoletuksia. Seuraavaksi on listattu tämän työn FEM-laskennoissa käytettyjä oletuksia ja rajoituksia:

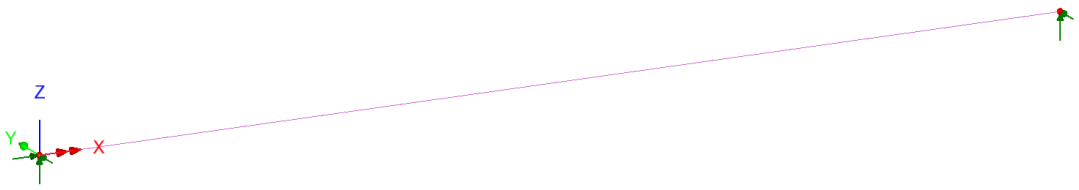
- sillan kannen poikkileikkaus, materiaaliominaisuudet, vaimennus sekä muut ominaisuudet ovat vakioita koko sillan kannen pituudella
- mahdolliset vaaka- ja pystykaarevuudet sivuutetaan ja sillan kansi mallinnetaan suorana (yleisesti rautatiesiltojen pysty- ja vaakakaarevuudet ovat pieniä)
- kuormitus kohdistetaan kannen keskilinjalle ja tukipisteitä mallinnetaan poikkisuunnassa yksi jokaiselle tukilinjalle
- sillan käyttäytyminen on lineaarista ja muodonmuutokset pieniä
- vaimennuksella ei ole eri ominaismuotojen välistä ristikytkentää
- alimmat ominaismuodot määräävät kokonaisvasteen
- käytetyt vaimennuksen arvot ovat kriittistä vaimennusta pienempiä
- tukikerros, raiteet ja kiskot sekä muut kannen betonipoikkileikkaukseen kuulumattomat rakenteet käsitellään vain massana, joilla ei ole vaikutusta sillan jäykkyyteen
- silta-ajoneuvo-vuorovaikutukset on jätetty huomioimatta
- betonille käytetään elastisen ja halkeamattoman betonin ominaisuuksia
- raudoituksen ja esijännityksen vaikutus jätetään ottamatta huomioon poikkileikkausominaisuuksissa, kuten taivutusjäykkyydessä
- nivelinä mallinnetut tuet ovat joustamattomia ja alusrakenteiden vaikutusta ei tällöin oteta huomioon
- nopeuden tarkastelu 1 m/s välein
- laskennan aika-askel 0,001 s
- tarkasteltava nopeusalue on 144–300 km/h (sallittu maksiminopeus 250 km/h)

5.7 FEM-laskennan herkkyystarkastelu

Erilaisten rakennemallien vaikutuksia ja niiden herkkyyttä dynaamisen analyysin tuloksiin LUSAS-ohjelmistossa tutkittiin ennen analyysin suorittamista koko aineistolle. Lisäksi siltakannen jäykkyyden sekä päätypalkin rakenteen ja maan välisen vuorovaikutuksen mallintamisen herkkyysvaikutuksia tarkasteltiin. Tutkittuja vaikutuksia on esitelty seuraavissa alaluvuissa.

5.7.1 Palkkielementtien pituus

Luotaessa rakennemalli palkkielementeistä tulee elementeille asettaa pituus. Elementtien pituuden vaikutusta sillan ominaistaajuuteen tutkittiin sillan BI 2 avulla. Sillasta luotiin kuvan 5.7.1.1. mukainen rakennemalli, jossa sillan pituusakseli mallinnettiin suorana viivana.



Kuva 5.7.1.1. Yhden tukipisteen rakennemalli.

Sillan kummallekin tukilinjalle mallinnettiin yksi tukipiste, jotka olivat niveltukia. Lisäksi toisella tuella sallittiin sillan pituussuuntainen liike. Palkkielementeille käytettiin kolmea eri pituutta, 0,1 m, 0,5 m ja 1 m. Sillan ominaistaajuudet laskettiin LUSASilla eri elementtipituuksille. Tulokset on esitetty taulukossa 5.7.1.1. Taajuudet laskettiin 80 Hz saakka, jolloin mukaan sisältyi pystytaivutuksen 3. ominaismuoto.

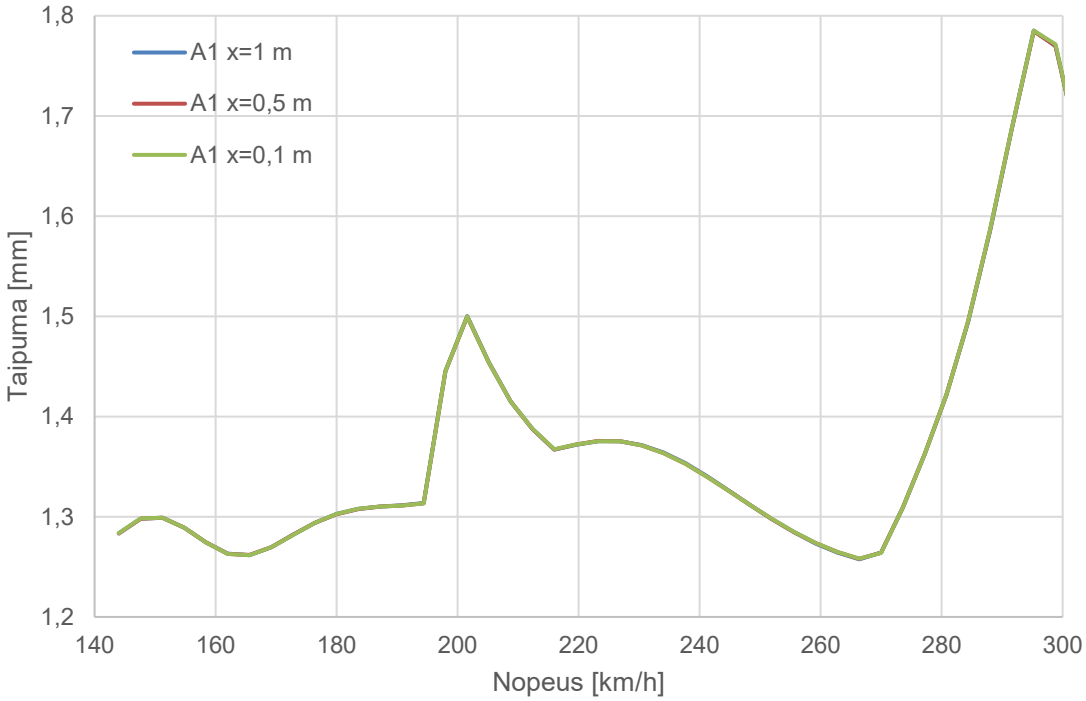
Taulukko 5.7.1.1. BI 2 pystytaivutuksen ominaistaajuuksia eri palkkielementtien pituuksilla.

Ominaismuoto	Ominaistaajuus [Hz] x=0,1 m	Ominaistaajuus [Hz] x=0,5 m	Ominaistaajuus [Hz] x=1 m
1	9,219	9,219	9,219
2	35,541	35,549	35,573
3	75,727	75,797	76,025

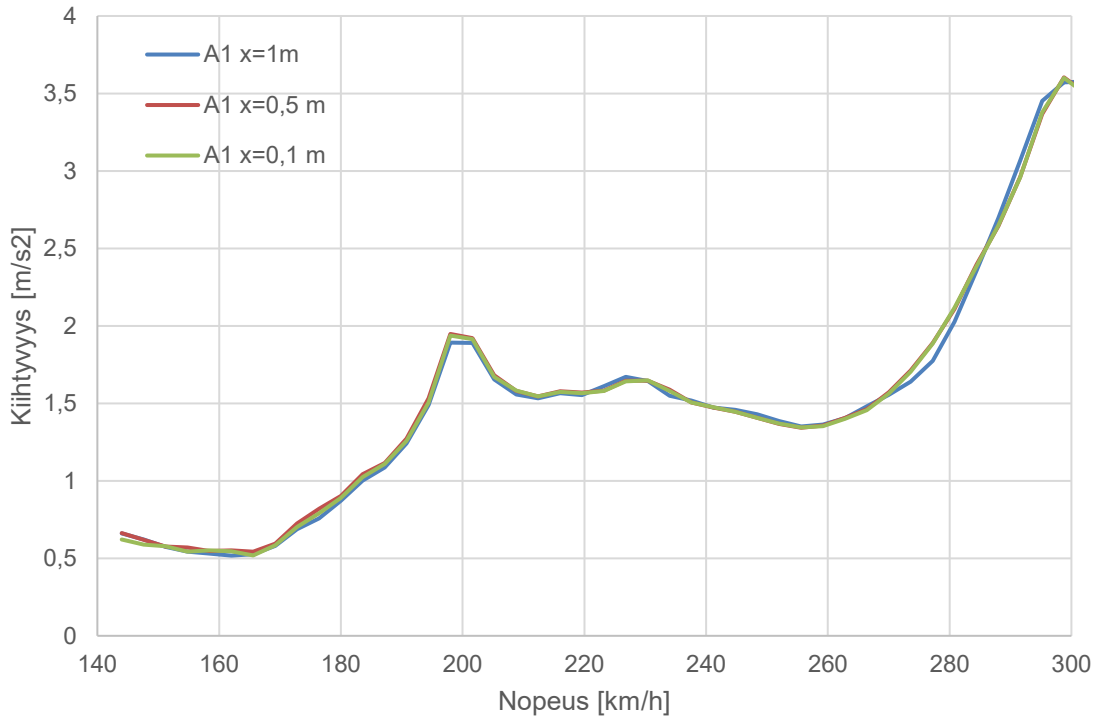
Palkkielementtien pituudella havaitaan olevan vaikutusta ominaistaajuuksiin. Erot kasvavat sen mukaan, kun taajuudet kasvavat. Pystytaivutuksen ensimmäinen ominaistaajuus on kuitenkin kaikilla elementtipituuksilla sama kolmen desimaalin tarkkuudella. En-

simmäisen ominaismuodon vasteet määräävät eniten kokonaisvastetta, koska korkeampien ominaismuotojen vaikutukset ovat erittäin pieniä verrattuna ensimmäisen muodon vasteisiin. Täten voidaan otaksua, että elementtien pituuksilla ei ole juurikaan vaikutusta laskentatuloksiin.

Kaikille kolmelle elementtipituudelle laskettiin HSLM-A-kaavion junan A1 aiheuttamat kannen suurimat pystysiirtymät ja -kiihtyvyydet LUSASin avulla. Kuvissa 5.7.1.2 ja 5.7.1.3. on esitetty lasketut pystysiirtymät ja -kiihtyvyydet.



Kuva 5.7.1.2. BI 2 pystysiirtymät eri elementtipituuksilla.



Kuva 5.7.1.3. Bl 2 kannen pystykiihtyvyydet eri elementtipituuksilla.

Siirtymän kuvaajasta havaitaan, että arvot ovat erittäin lähellä toisiaan elementtipituudesta riippumatta. Samoin kiihtyvyyden arvot ovat todella lähellä toisiaan, joskin paikoitellen 1 m mittaisten elementtien voidaan havaita tuottavan hieman erilaisia kiihtyvyyksiä kuin lyhemmät elementit.

Elementtien pituudesta riippumatta vasteet saavuttavat dynaamisessa analyysissä hyvin samansuuntaisia tuloksia. Varsinaisen aineiston laskennassa palkkielementtien pituutena käytetäänkin 0,5 m, koska se on laskennallisesti tehokas ja tuottaa samansuuruisia tuloksia kuin lyhyemmät elementit. Aiemmin tehdyssä dynaamista analyysiä koskevassa tutkimuksessa (Björklund 2004) LUSASin palkkielementtien pituutena käytettiin 1 m.

5.7.2 Tukiehtojen vaikutus

Erilaisilla tukiehdoilla on vaikutusta FEM-laskennan lopputuloksiin. Laakeroidun sillan tapauksessa tukien mallintaminen pelkillä niveltuilla johtaa erilaisiin vasteisiin verrattuna malliin, jossa on mallinnettu pilarit alapäistään jäykällä kiinnityksellä maaperään ja yläpäästään nivelliitoksella kansirakenteeseen. Vastaavasti jäykästi kanteen kiinnittyvät alusrakenteet voidaan mallintaa pilareilla tai pelkästään kiertymät sallivilla tukipisteillä kannen alapinnasta. Tukiehtojen vaikutusta tuloksiin tutkittiin ulokelaattasillan avulla

ennen analyysin suorittamista koko aineistolle. Lisäksi vaikutuksia tutkittiin laskennan yhteydessä yhdelle valitun aineiston teräsbetoniselle jatkuvalle laattasillalle.

Jäykästi kanteen liittyvien pilareiden vaikutusta kannen pystysuunnan siirtymiin ja kiihtyvyyksiin tutkittiin jännemitoiltaan 1,85+10+1,85 m betonisen ulokelaattasillan avulla. Päätypalkkien ja siipimuurien paino mallinnettiin kannen päähän ja siirtymälaattoja ei mallinnettu. Sillan tukilinjoilla on kaksi pilaria, jotka korvattiin rakennemallissa yhtenä pilarina. Pilari sijaitsi poikkileikkauksen keskilinjalla ja sen taivutusjäykkyys ja massa vastasi kahta pilaria. Pilarit kiinnittyivät yläpäistään jäykästi kanteen ja alapäissä oli jäykkä liitos. Pilareiden pituutena käytettiin 5 m ja 15 m. Vertailuksi luotiin rakennemalli, jossa pilarit korvattiin kannen alapintaan tulevilla nivelliitoksilla, joissa kannen pituussuuntaisen x-akselin ympäri tapahtuvat kiertymät sekä kaikki siirtymät oli estetty. Siltaa kuormitettiin junilla A1, A10 ja D4 ja tarkasteltu nopeusalue oli 144–300 km/h. Siirtymien osalta malli nivelliitoksin tuotti suurimmat siirtymät. Malli ilman pilareita tuotti huippuarvojen osalta 1,37–1,5-kertaiset siirtymät verrattuna 15 m pilarit sisältävään malliin ja 1,7–2,9-kertaiset verrattuna 5 m pilarit sisältävään malliin. Siirtymäkuvaajien huiput syntyivät eri nopeuksilla eri malleilla.

Kiihtyvyyksien tulokset eivät olleet täysin yhtenevät siirtymien kanssa. Junilla A1 ja A10 kiihtyvyyksien suurimmat arvot olivat melko lähellä toisiaan kaikilla tukiehdoilla. Kuitenkin nopeudet, joilla huiput esiintyivät, erosivat toisistaan. Junalla D4 malli ilman pilareita aiheutti 1,53-kertaisen vasteen verrattuna 5 m pilarit sisältävään malliin ja 1,67-kertaisen verrattuna 15 m pilarit sisältävään malliin. Kiihtyvyyskuvaajien muodot erosivat mallien välillä ja huippuarvot syntyivät eri junan nopeuksilla. Tutkitun perusteella ei voida vetää selkeää johtopäätöstä pilareiden vaikutuksesta. Näyttäisi kuitenkin sille, että jäykästi kanteen liittyvät pilarit muuttavat sillan käyttäytymistä ja malli nivelliitoksin ilman pilareita tuottaisi varmalla puolella olevan ratkaisun. Laskentatulosten kuvaajat on esitetty liitteessä C.

Tukiehtojen ja jäykästi kanteen liittyvien pilareiden vaikutusta jatkuviin betonisiin laattasiltoihin tutkittiin Bjl 1 laskentojen yhteydessä. Tarkasteluissa päädyttiin samaan johtopäätökseen kuin edellä esitetyssä betonisen ulokelaattasillan yhteydessä, eli malli ilman pilareita näyttäisi tuottavan varmalla puolella olevat ratkaisut. Laskentatulokset on esitetty kappaleessa 7.3.1.

5.7.3 Sillan pääty ja siirtymärakenteet

Sillan päätyyn kuuluvia rakenteita ovat muun muassa päätypalkit, siipimuurit reunapalkkeineen ja siirtymälaatat. Eri siltatyypeissä, kuten ulokelaattasilloissa ja muissa

päätypalkillisissa silloissa, päädyn rakenteet liittyvät kanteen, jolloin niillä on merkitystä sillan värähtelyyn. Päädyn rakenteet omaavat massaa, jonka kautta ne vaikuttavat sillan dynaamisiin ominaisuuksiin. Myös päädyn rakenteiden jäykkyysominaisuuksilla on merkitystä.

Ulokkeellisilla silloilla jo lyhyillä ulokkeilla on merkittävä vaikutus värähtelyyn. Ulokkeiden värähtelyä tarkasteltiin sillan Bjl 1 avulla, joka on esitelty tarkemmin kappaleessa 6.3.1. Kyseisen sillan ulokkeen mitta on laakeripalkin päällä sijaitsevan tukilinjan etäisyys päätypalkin takapinnasta eli 0,95 m. Sillasta luotiin kaksi erilaista rakennemallia, joissa kummassakin kaikki tuet mallinnettiin nivelinä ilman pilareita ja alusrakenteita. Mallissa A päätypalkkien sekä siipimuurien massat mallinnettiin kannen reunimmaisiin solmuihin pistemassoina. Junakuorman vaikutusalue oli kannen pituinen.

Mallissa B päätypalkin, siirtymälaatan sekä siirtymälaatan yläpuolisen maan ja rakenteiden painot mallinnettiin pistemassoina kannen reunimmaisiin solmuihin. Siirtymälaatan kuormitukset sillalle otettiin huomioon NCCI1 (Liikennevirasto 2017) kohdan B.4.8 mukaan. Siipimuurien painopisteet laskettiin ja siipimuurien painot mallinnettiin pistemassoina painopisteisiinsä. Kannen pään ja siipimuurien painopisteiden välille luotiin massaton, kannen poikkileikkauksen ja betonin muut ominaisuudet omaava rakenneosa. Siirtymälaatta mallinnettiin massattomana, betonin jäykkyydellä ja siirtymälaatan poikkileikkauksella sekä 60 % pituisena todellisesta pituudestaan NCCI1 (Liikennevirasto 2017) kohdan B.4.8 mukaisesti. Siirtymälaatan penkereen puoleinen pääty tuettiin nivelliitoksella sillan pituussuuntaisen liikkeen sallivana. Sillan puoleisesta päästä siirtymälaatta kiinnittyi nivelellisesti kanteen. Junakuorma kohdistettiin kulkemaan koko rakenteen matkalle siirtymälaattojen penkereiden puoleisesta päädystä toiseen päätyyn. Rakenteen massana käytettiin molemmille malleille yläraja-arviota ja tarkasteltu nopeusalue oli 144–300 km/h. Kuormituksena olivat HSLM-A- sekä D4-kaaviot ja tuloksia vertailtiin. Vertaillut laskentatulokset on esitetty liitteessä D.

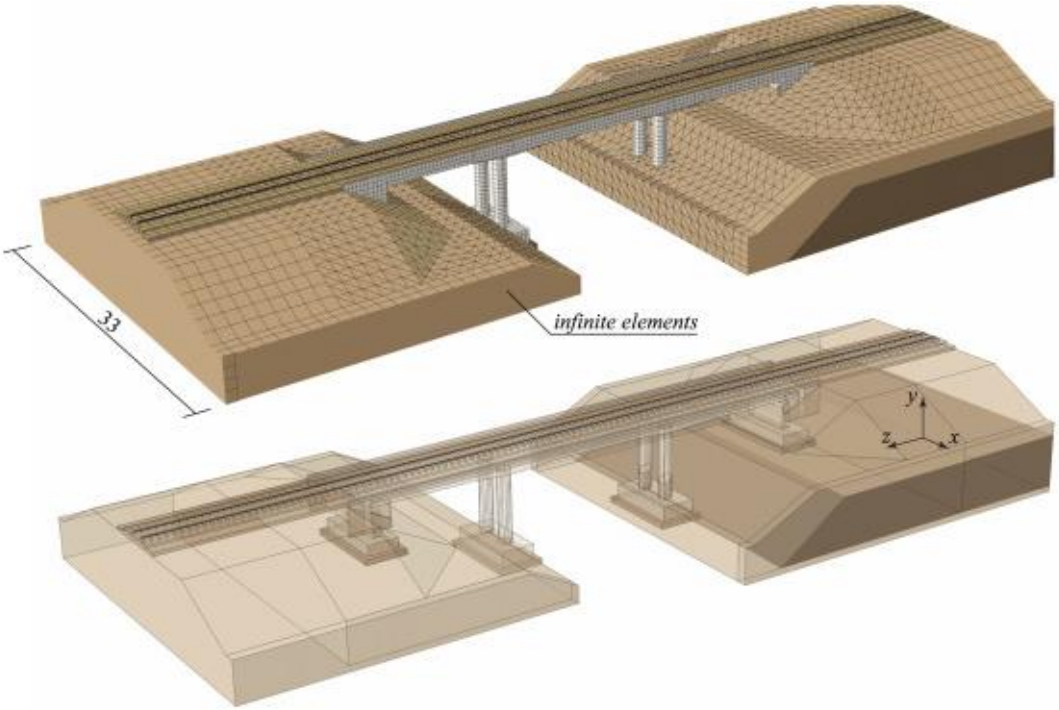
A1-A10-junilla siirtymien arvot ovat samaa suuruusluokkaa kummallakin rakennemallilla saavuttaen arvoja väliltä 0,8–1,6 mm. Rakennemallin B siirtymät ovat kuitenkin pääsääntöisesti hieman suurempia kuin mallin A. Junalla D4 syntyy enemmän eroa, koska kuormitus tuottaa selkeän huippuarvon. Mallilla A huippu syntyy nopeudella 198 km/h taipuman ollessa 1,71 mm. Mallilla B huippu syntyy nopeudella 195 km/h, jolloin taipuma saa arvon 2,67 mm. Molemmissa malleissa kaikilla nopeuksilla siirtymän huppuarvo syntyy keskimmäisen aukon keskimmäiseen solmuun.

Kiihtyvyyksissä mallien välillä havaittiin selkeitä eroja. Mallilla A junat A1-A10 aiheuttavat melko tasaisia kiihtyvyyksien arvoja välillä 4,5–8,5 m/s^2 ja nopeusalueen loppupuolella kiihtyvyydet lähtevät hieman nousuun. Juna D4 aiheuttaa nopeusalueella kolme huippuarvoa kiihtyvyyden ollessa suurimmillaan 12,1 m/s^2 junan nopeudella 280 km/h. Mallilla A kiihtyvyyden raja-arvo 3,5 m/s^2 ylittyy koko nopeusalueella ja kaikilla junilla. Mallilla B kaikkien HSLM-A-junien aiheuttamat kiihtyvyydet ovat melko lähellä toisiaan ja kiihtyvyydet kasvavat nopeuden noustessa. Nopeusalueen alkupuolella kiihtyvyydet ovat noin 1,5–3 m/s^2 lukuun ottamatta junien A2 ja A4 matalia huippuja. Juuri ennen nopeutta 300 km/h kiihtyvyydet ovat 3,8–5,8 m/s^2. Juna D4 aiheuttaa nopeusalueella yhden selkeän huippuarvon 8 m/s^2 nopeudella 195 km/h. Kiihtyvyydet ovat systemaattisesti huomattavasti suurempia rakennemallilla A kuin mallilla B.

Mallien A ja B väillä on selkeät erot siinä, mihin solmuihin pahimmat kiihtyvyydet syntyvät. Mallilla A suurimmat kiihtyvyydet syntyivät yksittäisiä poikkeuksia lukuun ottamatta ulokkeiden päässä sijaitseviin reunimmaisiin solmuihin. Mallilla B suurimmat kiihtyvyydet esiintyivät vaihdellen jokaisen aukon keskialueella.

Tulosten perusteella malli A liioittelee kiihtyvyyksiä, ja malli ei ole realistinen ulokkeiden käyttäytymisen osalta. Kuormitus saapuu suoraan ulokkeen, eli kannen, päähän ajan hetkellä t= 0 s, jolloin rakennemallissa syntyy välittömästi kiihtyvyyden arvoja ja pahimmat kiihtyvyydet syntyvät aina ulokkeen päähän. Todellista käyttäytymistä voidaan kuvata paremmin rakennemallilla B, jossa siirtymälaatat mallinnetaan ja kuormitus siirretään alkamaan siirtymälaatan päästä ajan hetkellä t= 0 s. Tällöin kuormitus alkaa vaikuttamaan sillan kansirakenteeseen realistisemmin kuormituksen saapuessa siirtymälaatan päältä. Tämän työn ulokkeellisten siltojen tarkasteluissa on käytetty rakennemallin B mukaisia valintoja.

Siirtymälaattojen lisäksi sillan päätypenkereillä voi olla muita siirtymärakenteita, kuten paalulaattoja. Päätypenkereen ominaisuuksilla, materiaalilla ja dimensioilla, sekä erilaisilla siirtymärakenteilla on myös vaikutusta sillan dynaamiseen käyttäytymiseen. Kuvassa 5.7.3.1. on esimerkki 3D-rakennemallista, jossa on mallinnettu siltaa ympäröivää maata sekä penkereellä sijaitsevaa radan tukikerrosta ja raiteita.



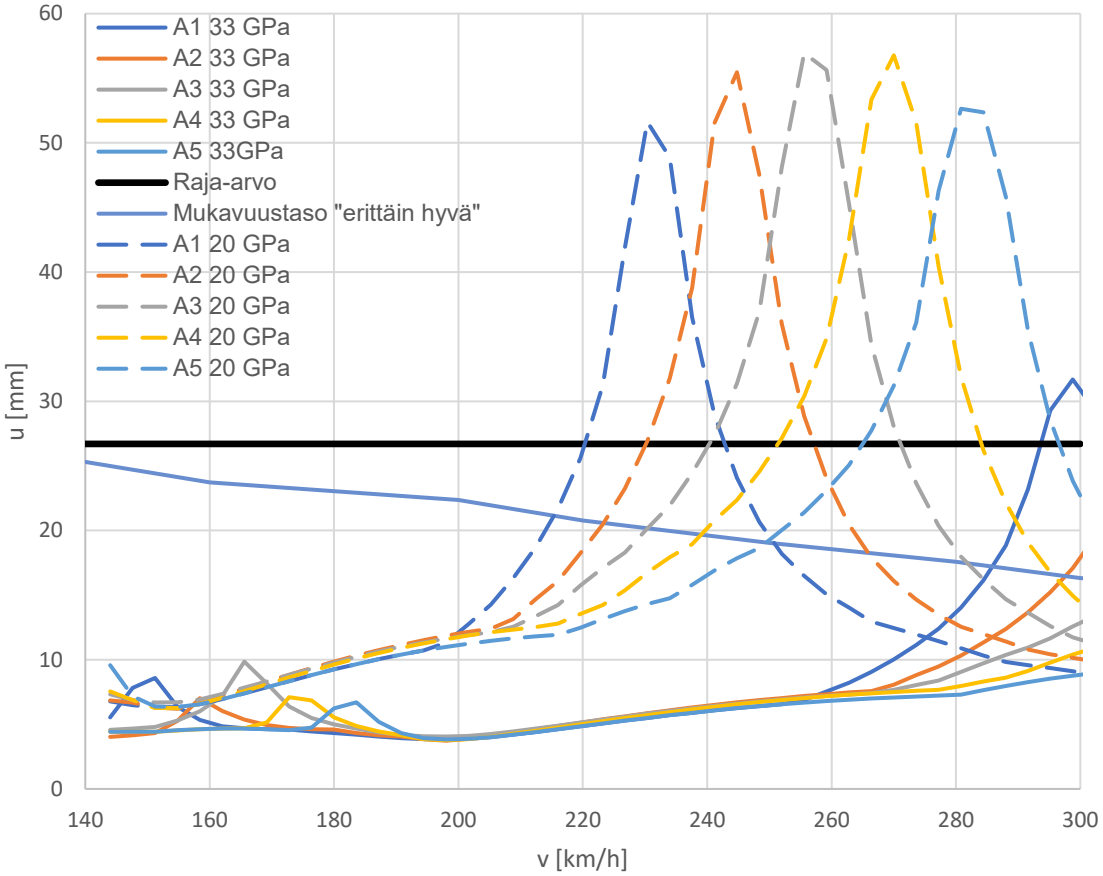
Kuva 5.7.3.1. Siirtymärakenteet ja päätypenkereet laskentamallissa (Tehrani et. al. 2023).

Kuten edellä herkkyystarkastelun perusteella todettiin, siirtymälaatan mallintamisella oli merkittävä edullinen vaikutus erityisesti kiihtyvyyksien osalta. Myös muiden siirtymärakenteiden mallintamisella on edullisia vaikutuksia dynaamisen analyysin vasteisiin. Laskentamallissa voitaisiin esimerkiksi ottaa huomioon radan kiskojen ja tukikerroksen jäykkyys sillan kannella sekä päätypenkereillä. Lisäksi päätypenkereiden täyttömaan ja sillan välisten vuorovaikutusten huomioon ottaminen lisää jäykkyyttä ja vaimennusta sekä pienentää erityisesti ulokkeiden kiihtyvyyksiä (Tehrani et. al. 2023). Siirtymärakenteiden ja päätypenkereen maan ominaisuuksien sisällyttäminen rakennemalliin tekee analyyseista laajempia ja yksityiskohtaisempia verrattuna vain palkkielementtejä sisältäviin yksinkertaistettuihin malleihin.

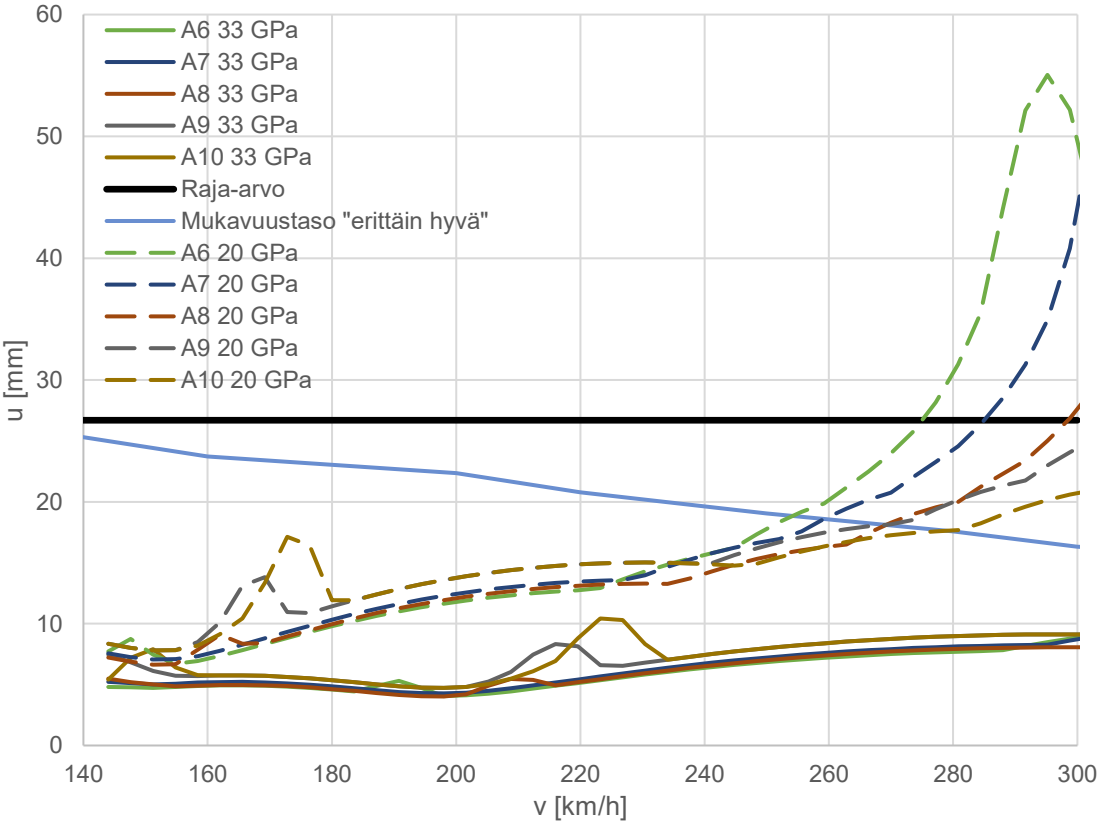
5.7.4 Jäykkyys

Kappaleessa 3.4 todettiin, että jäykkyydelle tulee käyttää alaraja-arviota, jotta voidaan arvioida alin mahdollinen resonanssinopeus. Tämän työn laskennoissa betonirakenteille on käytetty täysin halkeamattoman betonin ominaisuuksia täysillä arvoillaan. Teräsbetonirakenteissa rasitetuimmilla alueilla voi kuitenkin esiintyä halkeilua, mikä heikentää rakenteen jäykkyyttä. Tämän vuoksi voi olla perusteltua käyttää vähennettyä jäykkyyttä verrattuna halkeamattoman betonin ominaisuuksiin. Esimerkiksi Ruotsin liikenneviraston (Swedish Transport Administration 2016, Hjelm & Karlsson 2016 mukaan) konservatiivinen lähestymistapa on vähentää jäykkyyttä 40 %, kun betonin oletetaan halkeilleen. Yksi tapa on myös laskea täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti, kun raudoitus tunnetaan, ja arvioida sen perusteella koko kansirakenteen jäykkyyttä.

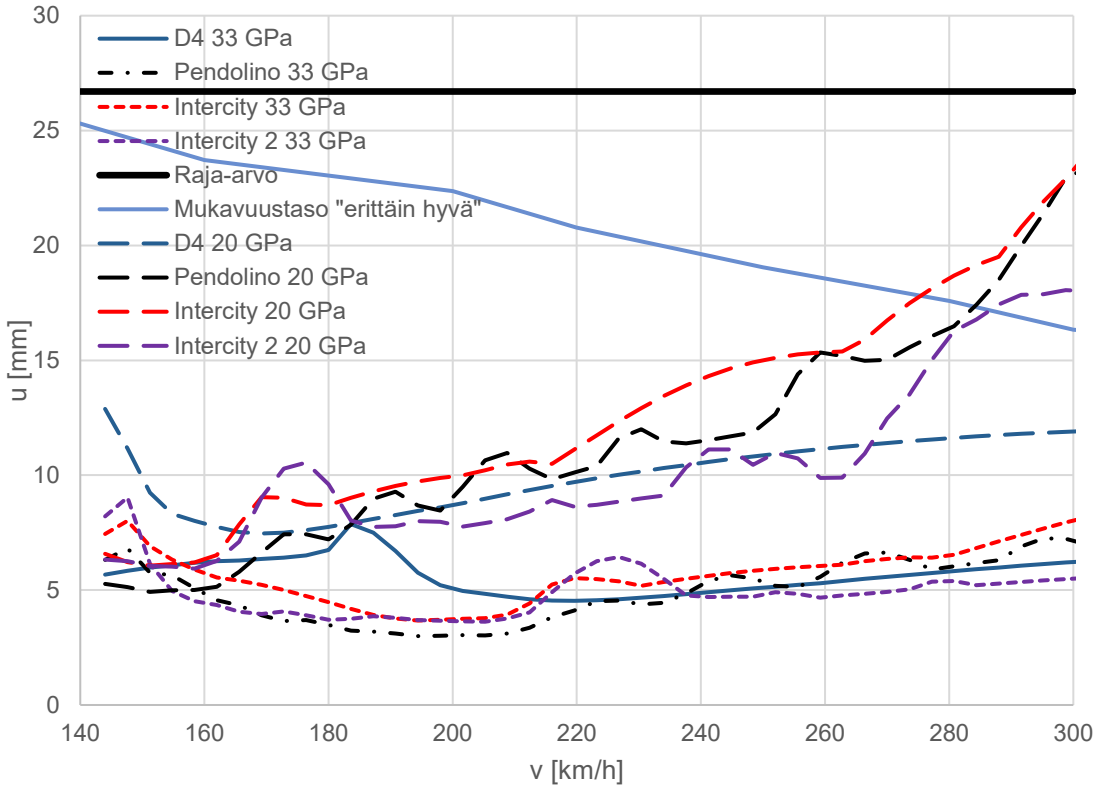
Herkkyystarkasteluna tutkittiin siltaa Bul 3, kun jäykkyyttä vähennettiin 40 %. LUSASissa muutos tehtiin vähentämällä käytetyn betonimateriaalin kimmokerrointa 40 %. Sillassa käytetyn betonin lujuusluokka on K40 ja kimmokerroin 33,34 GPa, jolloin vähennetty kimmokerroin on 20,00 GPa. Eri jäykkyyden arvoilla laskettuja tuloksia vertailtiin keskenään. Taipumien tulokset on esitetty kuvissa 5.7.4.1–5.7.4.3. Sillan lähtötiedot on esitetty kappaleessa 6.4.



Kuva 5.7.4.1. Bul 3 taipumat eri jäykkyyksillä A1-A5.



Kuva 5.7.4.2. Bul 3 taipumat eri jäykkyyksillä A6-A10.



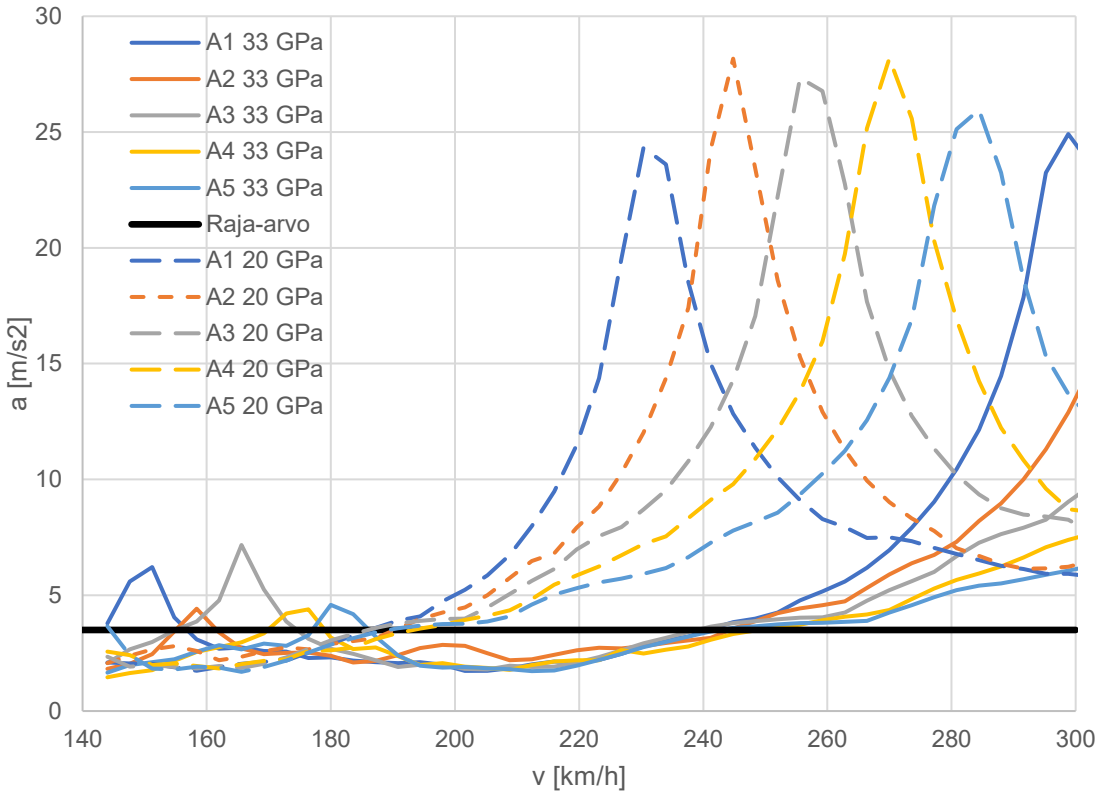
Kuva 5.7.4.3. Bul 3 taipumat eri jäykkyyksillä D4, Pendolino ja InterCity.

Kuvissa esitetyt taipuman arvot on kerrottu lisäkertoimella $1 + \frac{\varphi''}{2}$ ja analyysi on suoritettu massan yläraja-arviolla. Täydellä jäykkyydellä analyysiin sisällytettiin taajuudet 125 Hz (24 kpl) saakka ja vähennetyllä jäykkyydellä 103 Hz saakka (25 kpl), jolloin saavutettiin 88 % massasta. Kuvista havaitaan jäykkyydellä olevan merkittävä vaikutus siirtymiin kahdella tavalla. Ensimmäiseksi resonanssihuiput esiintyvät selkeästi alemmilla nopeuksilla pienemmällä jäykkyydellä. Selkeimmin tämä havaitaan junan A1 taipumista kuvassa 5.7.4.1. Täydellä jäykkyyden arvolla resonanssihuippu esiintyy noin 298 km/h nopeudella ja vastaavasti pienemmällä jäykkyydellä huippu saavutetaan 230 km/h nopeudella.

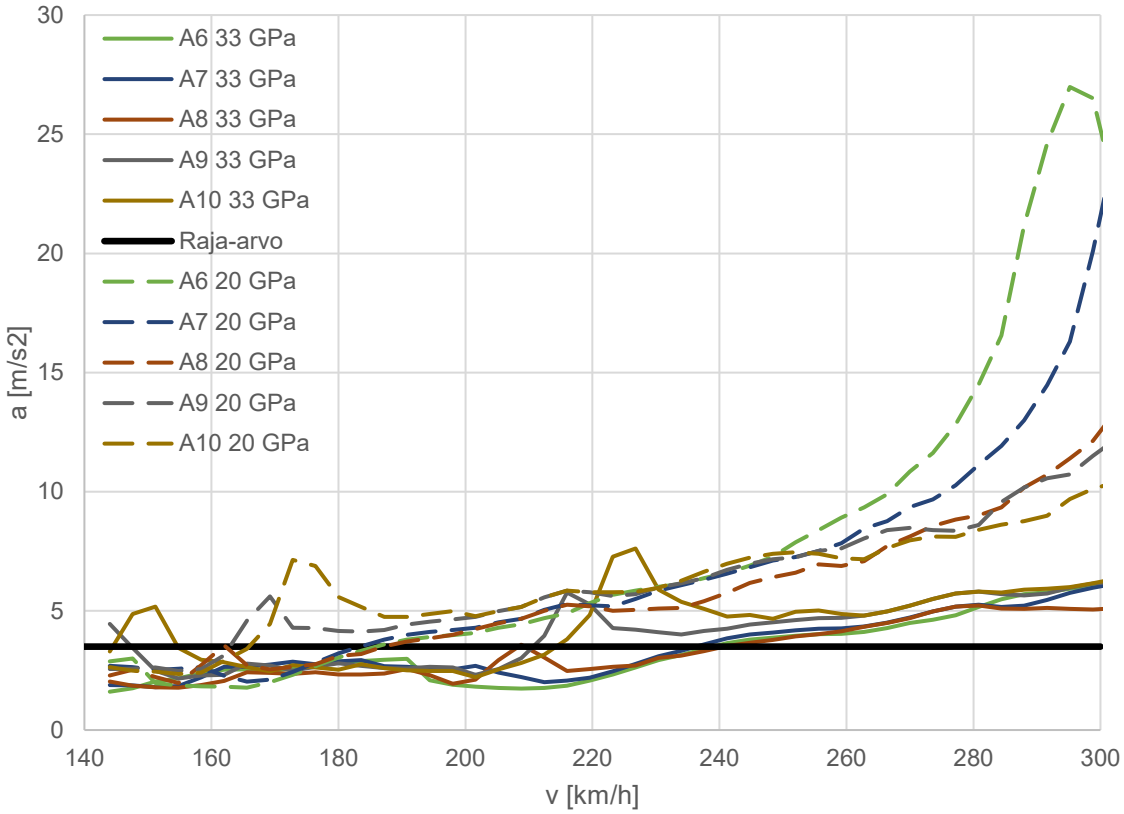
Toiseksi taipumat kasvavat, kun jäykkyys pienenee. Tämä havainnollistuu myös hyvin junalla A1. Täydellä jäykkyydellä resonanssihuipun taipuma saavuttaa arvon 32 mm ja vähennetyllä jäykkyydellä vastaavasti arvon 52 mm. Resonanssihuipun siirtyminen ja vasteiden kasvaminen havaitaan yleisesti kaikkien kuormakaavioiden yhteydessä. Junien A2-A6 resonanssihuiput siirtyvät tarkastellulle nopeusalueelle pienempää jäykkyyttä käytettäessä, myös matkustajamukavuuden raja-arvo ja rakenteellinen taipumaraja ylittyvät useilla HSLM-junilla. Lisäksi muiden junien taipumat kasvavat tarkastellulla nopeusalueella ja resonanssihuiput siirtyvät alempiin nopeuksiin.

Jäykkyyden muutos vaikuttaa selvästi rakenteen ominaistaajuuteen. Massan yläraja-arviolla lasketulla täydellä jäykkyyden arvolla sillan taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus on 4,617 Hz ja vähennetyllä jäykkyydellä vastaavasti 3,576 Hz. Ominaistaajuuden aleneminen vaikuttaa taas resonanssinopeuksien siirtymiseen alemmille nopeuksille, mikä selittää edellä kuvattuja havaintoja.

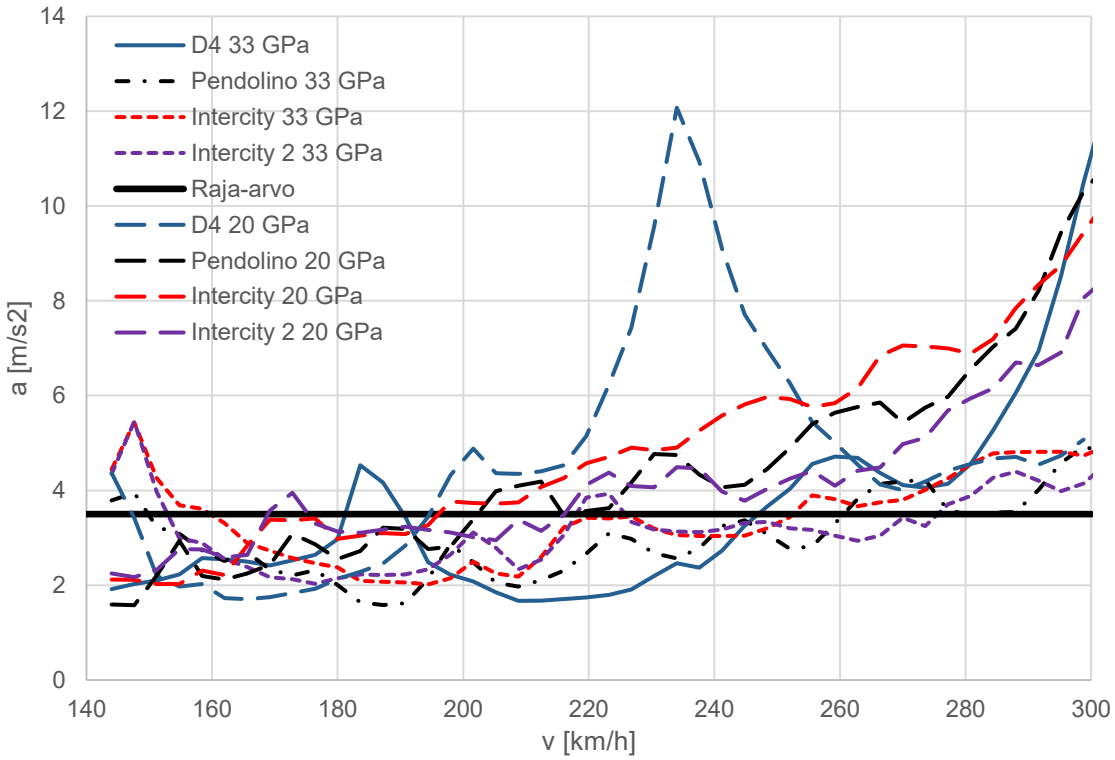
Eri jäykkyyksillä laskettiin myös kannen kiihtyvyydet, jotka on esitetty kuvissa 5.7.4.4–5.7.4.6. Tulokset on laskettu massan yläraja-arviolla ja sisältävät lisäkertoimen $1 + \frac{\varphi''}{2}$.



Kuva 5.7.4.4. Bul 3 kannen kiihtyvyydet eri jäykkyyksillä A1-A5.



Kuva 5.7.4.5 Bul 3 kannen kiihtyvyydet eri jäykkyyksillä A6-A10.



Kuva 5.7.4.6. Bul 3 kannen kiihtyvyydet eri jäykkyyksillä D4, Pendolino ja Inter-City.

Kuvasta 5.7.4.4. junalla A1 havaitaan parhaiten jäykkyyden vaikutus kannen kiihtyvyyteen. Resonanssihuippu siirtyy nopeudesta 298 km/h nopeuteen 230 km/h jäykkyyden

pienentyessä. Kiihtyvyyden arvo kuitenkin säilyy lähes samana. Kuten kappaleessa 3.4 todettiin, muissa aiemmissa aihetta koskevissa töissä on päädytty samaan johtopäätökseen. Jäykkyyden pieneneminen siirtää resonanssinopeutta alemmaksi, mutta kiihtyvyys säilyy samana.

5.7.5 Päätypalkin ja maan yhteistoiminta

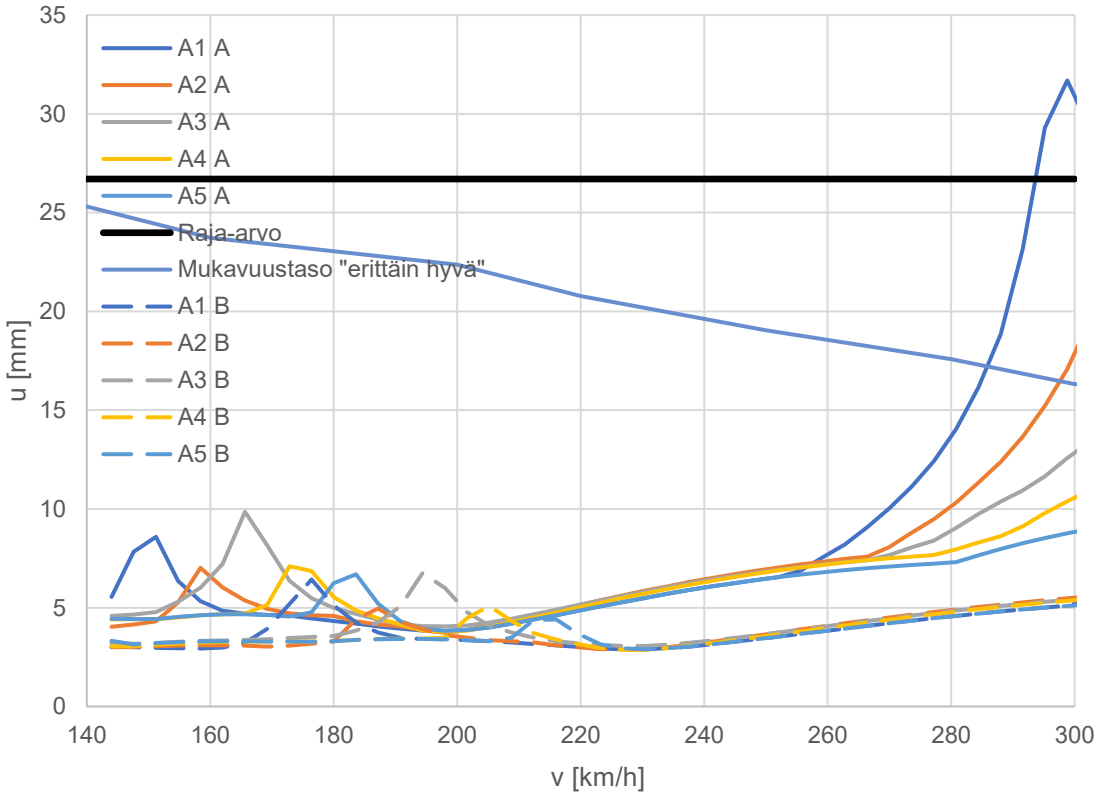
Liikuntasaumattoman sillan päätypalkin ja maan yhteistoiminnalla on vaikutusta sillan käyttäytymiseen. Päätypalkkia vasten olevalle maalle voidaan määrittää alustan jäykkyys suurille tai pienille ja nopeille muodonmuutoksille (Väylävirasto 2021b). Tällöin alustan jäykkyyttä kuvataan rakennemallissa päätypalkin pintaan mallinnettavilla jousitetuilla tuilla. Värähtelyä tarkasteltaessa muodonmuutokset ovat luonteeltaan pieniä ja nopeita.

Liikuntasaumattoman sillan ja maan välistä yhteistoimintaa dynaamisen kuormituksen alaisena on tutkittu Haavistonjoen sillan koekuormitusten avulla. Tutkimuksessa liikuntasaumatonta siltaa kuormitettiin sekä jarrutuksin, että yliajoin eri nopeuksilla kokonaispainoltaan 56 tonnisella ajoneuvonosturilla. Sillan päätypalkkeihin asennettujen antureiden avulla mitattiin maanpaineita ja sillan pituussuuntaisia siirtymiä. Tulosten perusteella määritettiin päätypenkereen pituussuuntainen jäykkyys eri tilanteissa. Pienimmillään jäykkyys oli jarrutustilanteessa 81 MN/m^3 ja yliajossa 94 MN/m^3. (Laaksonen 2006)

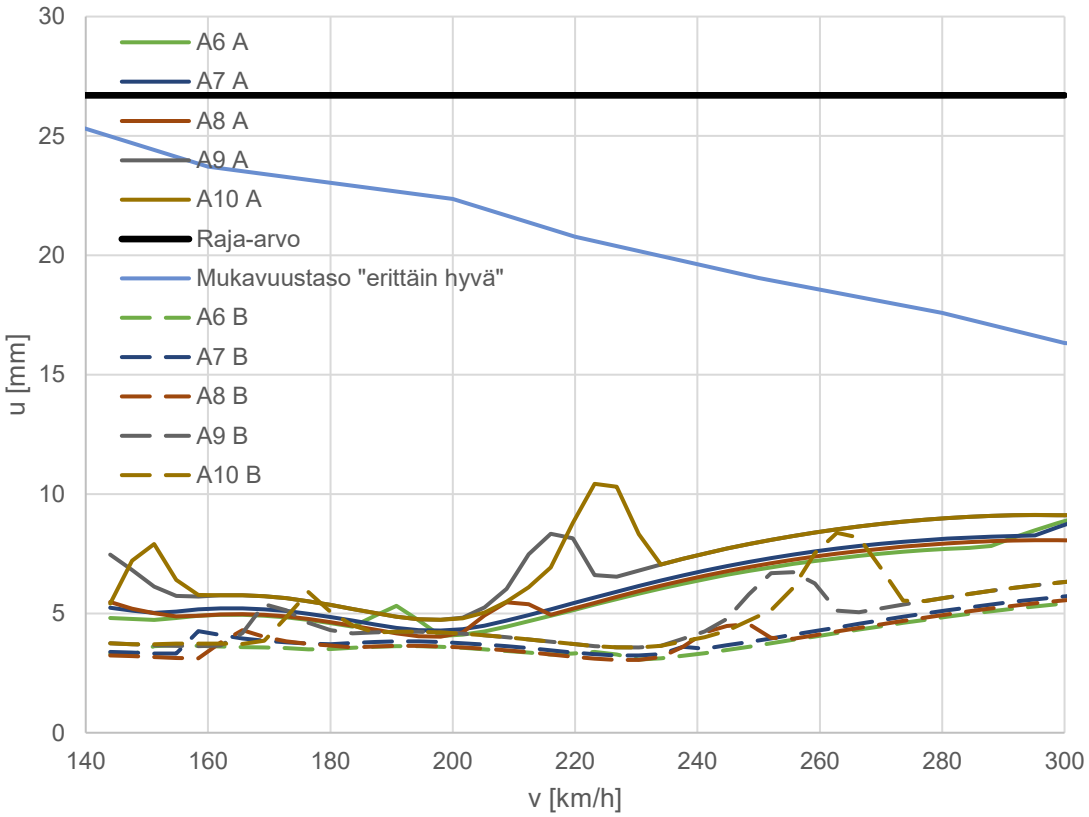
Tässä työssä päätypalkin ja maan yhteistoiminnan vaikutusta dynaamisen analyysin tuloksiin tutkittiin sillan Bul 3 avulla FEM-laskennoilla. Sillasta luotiin rakennemalli, jossa kannen päätyihin mallinnettiin pystysuorina palkkielementteinä sillan päätypalkit. Todelliset päätypalkit ovat etupinnoiltaan vinoja, mutta rakennemalliin ne yksinkertaistettiin pystysuoriksi. Päätypalkkien korkeus rakennemallissa mitattuna siirtymälaatan konsolin alapinnasta oli 1830 mm. Muut mitat olivat leveys 6600 mm ja paksuus 500 mm. Päätypalkkien takapintoihin mallinnettiin viivamaiset jousituet, jotka kuvasivat päätypenkereen pituussuuntaista jäykkyyttä. Jäykkyytenä käytettiin 90 MN/m^3, joka vastasi suurin piirtein koekuormituksien yliajoista (Laaksonen 2006) mitattua pienintä arvoa. Laskentatuloksia verrattiin varsinaisen analyysin tuloksiin, jossa käytettiin kappaleessa 6.4.3 kuvattua rakennemallia. Varsinaisessa analyysissä ei mallinnettu päätypalkkeja ja maan jousia. Molemmissa rakennemalleissa siirtymälaatat ja siipimuurit otettiin huomioon samalla tavalla. Vertailut suoritettiin massan yläraja-arviota käyttäen. Analyysiin si-

sällytettiin taajuudet 125 Hz saakka (24 kpl), kun yhteistoimintaa ei huomioitu. Vastaavasti, kun yhteistoiminta huomioitiin, analyysiin sisältyi taajuudet 123 Hz saakka (29 kpl). Kummallakin mallilla saavutettiin 88 % massasta.

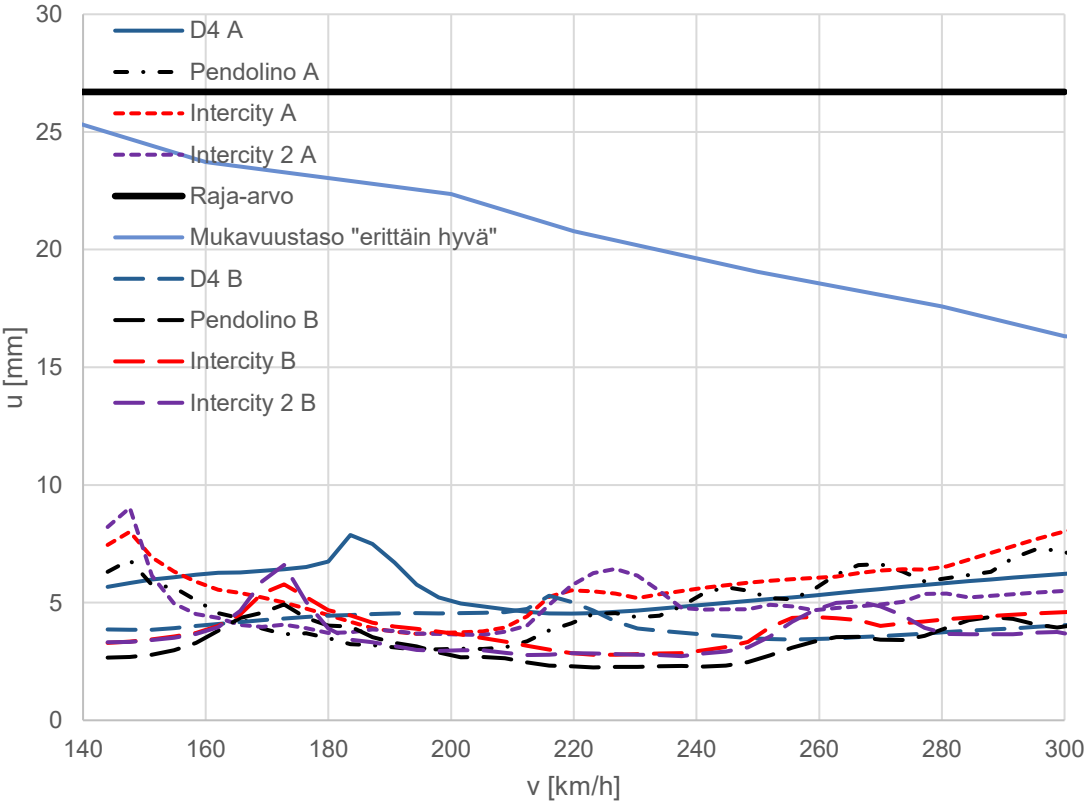
Sillan ensimmäiseksi ominaistaajuudeksi saatiin 5,4 Hz, kun päätypalkin ja maan yhteistoiminta otettiin huomioon. Vastaavasti ilman yhteistoimintaa alin ominaistaajuus oli 4,6 Hz. Ero taajuuksien välillä on merkittävä ja korkeamman ominaistaajuuden vaikutuksesta käytettävien junien resonanssinopeudet siirtyvät korkeampiin nopeuksiin. Kummallakin rakennemallilla lasketut kannen taipumat on esitetty kuvissa 5.7.5.1.–5.7.5.3. Tulokset on kerrottu lisäkertoimella $1 + \frac{\varphi''}{2}$. Kuvissa on käytetty merkintää A rakennemallille, jossa ei otettu huomioon päätypalkkeja ja päätypengertä. Vastaavasti merkintä B koskee mallia, jossa päätypalkit ja maan yhteistoiminta otettiin huomioon.



Kuva 5.7.5.1. Bul 3 taipumat eri rakennemalleilla A1-A5.

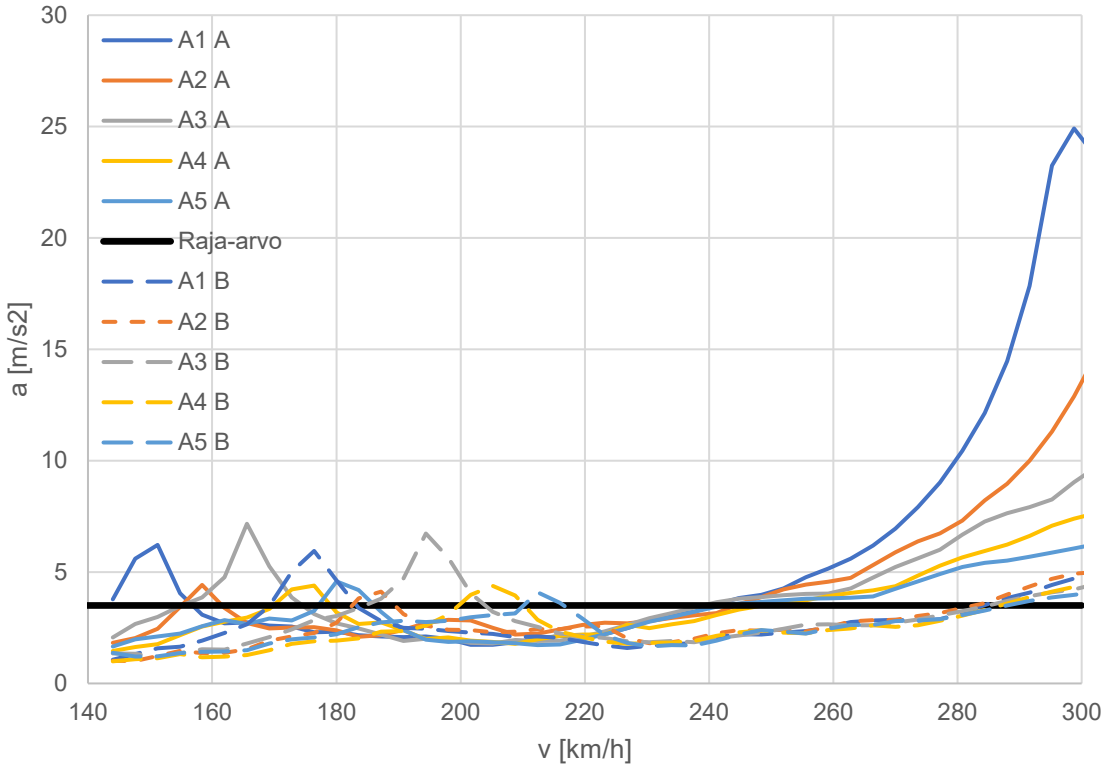


Kuva 5.7.5.2. Bul 3 taipumat eri rakennemalleilla A6-A10.

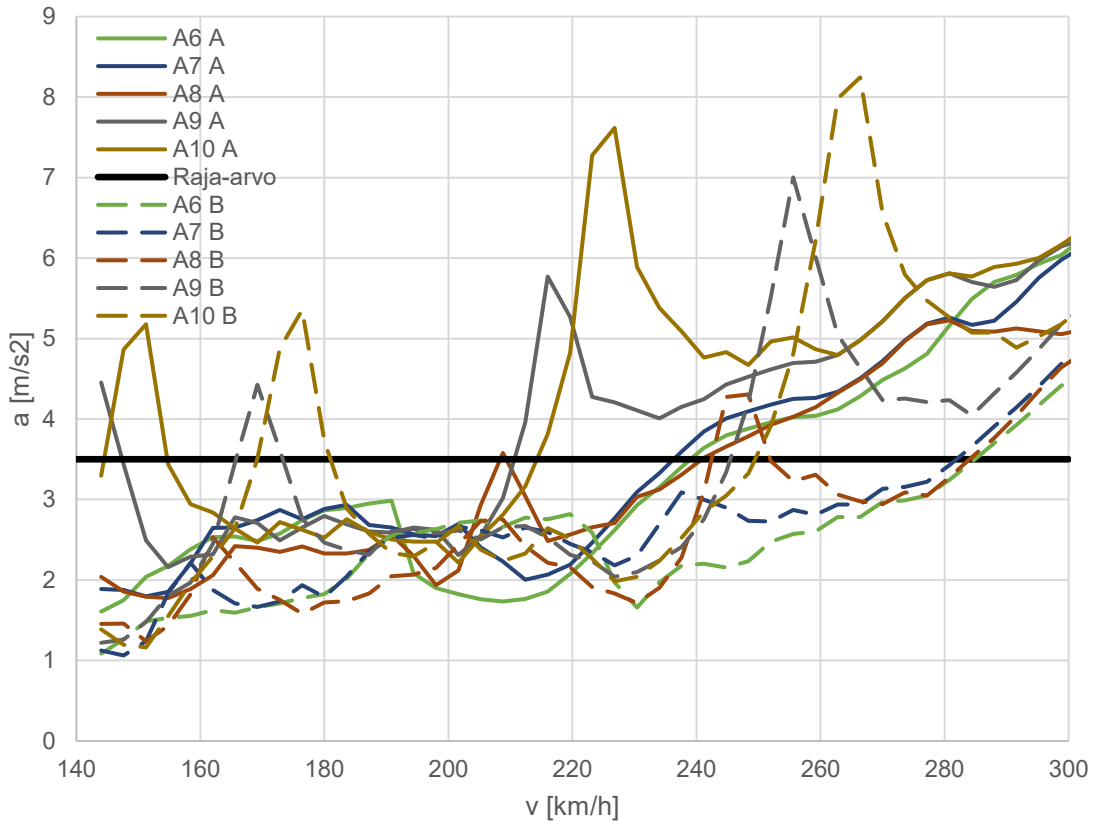


Kuva 5.7.5.3. Bul 3 taipumat eri rakennemalleilla D4, Pendolino ja InterCity.

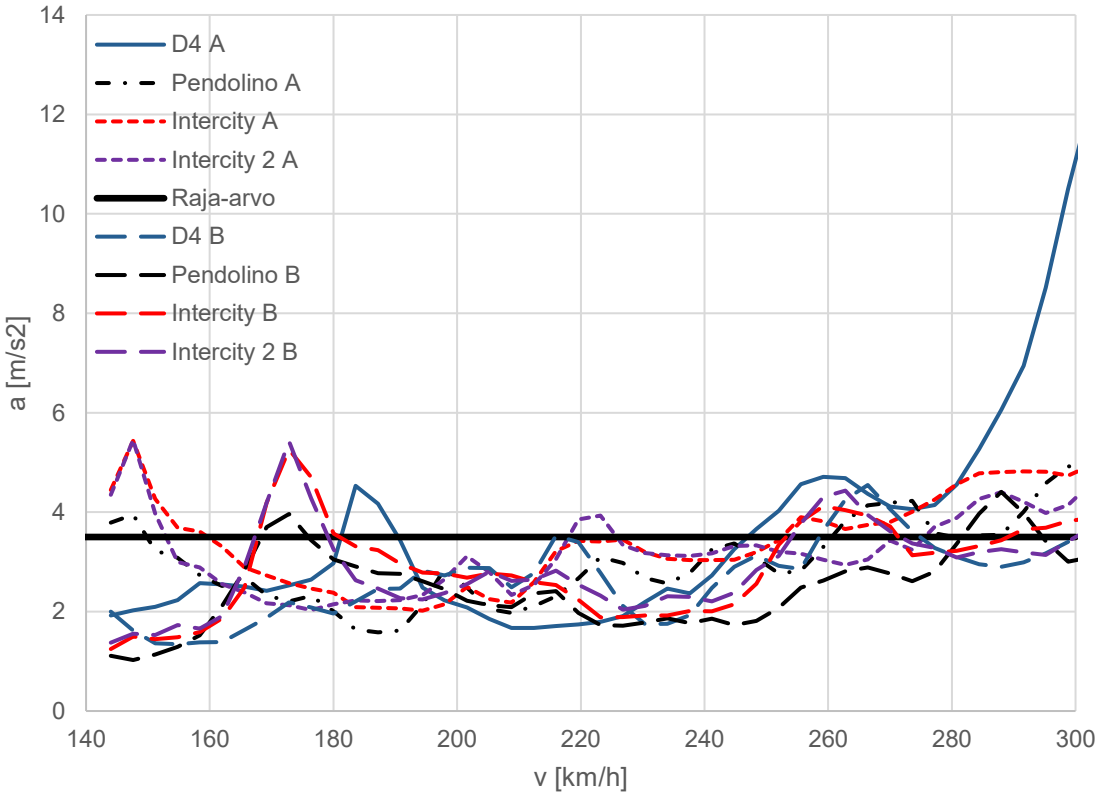
Yllä olevien kuvien perusteella havaitaan päätypalkkien ja päätypenkereen mallintamisen vaikutukset. Esimerkiksi junalla A1 mallilla A syntyy 8,6 mm siirtymä nopeudella 150 km/h, joka on noin puolet ensimmäisestä resonanssinopeudesta. Vastaava huippuarvo on rakennemallilla B siirtynyt nopeuteen 175 km/h ja siirtymän arvo on 6,4 mm. Vastaava ilmiö havaitaan myös muilla kuormittavilla junilla. Päätypalkin ja maan yhteistoiminnan ottaminen huomioon siirtää resonanssinopeuksia korkeampiin nopeuksiin ja pienentää siirtymiä. Lasketut kiihtyvyydet on esitetty kuvissa 5.7.5.4.–5.7.5.6.



Kuva 5.7.5.4. Bul 3 kiihtyvyydet eri rakennemalleilla A1-A5.



Kuva 5.7.5.5. Bul 3 kiihtyvyydet eri rakennemalleilla A6-A10.



Kuva 5.7.5.6. Bul 3 kiihtyvyydet eri rakennemalleilla D4, Pendolino ja InterCity.

Kiihtyvyyksien kuvaajista voidaan havaita vastaava resonanssinopeuksien siirtyminen kuin taipumien kuvaajista. Esimerkiksi junalla A3 nopeudella 165 km/h esiintyvä huippuarvo on siirtynyt nopeuteen 195 km/h, kun mallissa otetaan huomioon päätypalkin ja penkereen yhteistoiminta. Kiihtyvyyksien suuruudessa ei sen sijaan tapahdu samanlaista muutosta kuin siirtymissä, vaan kiihtyvyydet pysyvät lähes samoissa arvoissa rakennemallista riippumatta. Junilla A8-A10 voidaan havaita, että itse asiassa kiihtyvyydet jopa kasvavat verrattuna rakennemalliin A. Esimerkiksi junalla A9 nopeudella 215 km/h esiintyvä kiihtyvyys on rakennemallilla A 5,75 m/s^2 ja rakennemallilla B 7 m/s^2 nopeudella 255 km/h. Kokonaisuudessaan päätypalkin ja maan yhteistoiminnalla voidaan tämän tarkastelun perusteella todeta olevan edullisia vaikutuksia dynaamisen analyysin vasteisiin, joskin kiihtyvyys voi nousta korkeammaksi joillain kuormakaavioilla.

5.8 FEM-laskennan tarkistus

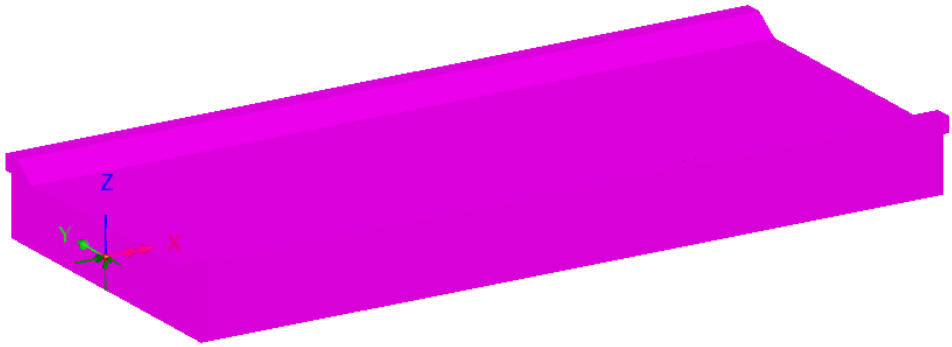
Elementtimenetelmä ei anna yhtä tarkkaa ratkaisua kuin analyyttiset menetelmät. FEM-laskennan tulos on aina likimääräinen ratkaisu ja siihen sisältyy virhettä verrattuna todelliseen arvoon. Laskennalla päästään kuitenkin riittävään tarkkuuteen, jolla voidaan kuvata rakenteen toimintaa.

Kappaleessa 4 on ratkaistu analyyttisin keinoin vapaasti tuettujen yksiaukkoisten laattasiltojen pystysiirtymät. Kappaleessa 4 esitetyille silloille Bl 2 ja Bl 3 suoritettiin dynaaminen analyysi FEM-laskennalla LUSASin avulla. FEM-laskennasta saatuja pystysiirtymiä verrattiin analyyttisesti ratkaistuihin arvoihin. Tällä tavalla voitiin varmistua FEM-laskennan käyttökelpoisuudesta, riittävästä tarkkuudesta ja toimivista asetuksista sekä rakennemallivalinnoista.

LUSASin alimmat ominaistaajuudet ja pystysiirtymät vastasivat hyvin analyyttisen menetelmän tuloksia tehdyillä rakennemallivalinnoilla. Tulokset olivat hyvin lähellä toisiaan riippumatta sillan ominaisuuksista tai kuormittavasta junasta. LUSASin liikkuvan kuorman analyysi todettiin käyttökelpoiseksi menetelmäksi värähtelytarkasteluille. Seuraavaksi on esitetty vertailut ja pohdintoja analyysin toimivuudesta.

Silta Bl 2

Bl 2 rakennemalli luotiin 0,5 m pituisista palkkielementeistä. Toisella tuella kaikki liikesuunnat oli estetty ja kiertymät vapautettu. Toisella tuella x-suuntainen (pituussuuntainen) liike ja kiertymät vapautettu, muut liikesuunnat olivat estetty. Rakennemalli on esitetty kuvassa 5.8.1.

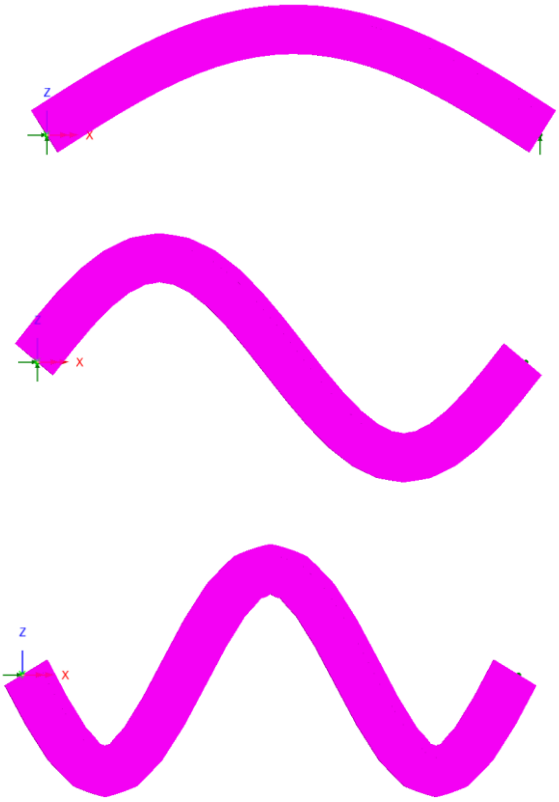


Kuva 5.8.1. BI 2 rakennemalli LUSASissa.

LUSASissa luotiin uusi isotrooppinen materiaali, jota käytettiin sillan laskennassa. Materiaalin kimmomoduuliksi asetettiin 32,3083 GPa, joka vastaa K35 betonin arvoa. Poissonin vakiona käytettiin NCCI2 mukaista arvoa 0,2. Jotta ominaisarvoanalyysi tuottaa rakenteen todelliset ominaisarvot sekä -taajuudet ja niitä pystytään käyttämään liikkuvan kuorman analyysissä, tulee rakenteen omaan painoon sisällyttää kaikkien rakenteiden painot. Materiaalin tiheytenä käytettiin 3773,2 kg/m^3, joka sisälsi betonirakenteen painon, tukikerroksen painon ja kiskojen sekä ratapölkkyjen painon. Tiheys laskettiin massan yläraja-arviolla, jonka tarkemmat tiedot on esitetty kyseistä siltaa koskevassa kappaleessa 4.2.2. Taulukossa 5.8.1. on analyyttisesti kaavan (47) avulla lasketut taivutuksen ominaistaajuudet ja LUSASilla lasketut vastaavat arvot. Kuvassa 5.8.2. on LUSASin ominaistaajuuksia vastaavat ominaismuodot.

Taulukko 5.8.1. BI 2 taivutuksen ominaistaajuuksien vertailu.

Taivutuksen muoto	Analyyttinen ratkaisu [Hz]	FEM ratkaisu [Hz]
1	9,341	9,219
2	37,362	35,549
3	84,065	75,797



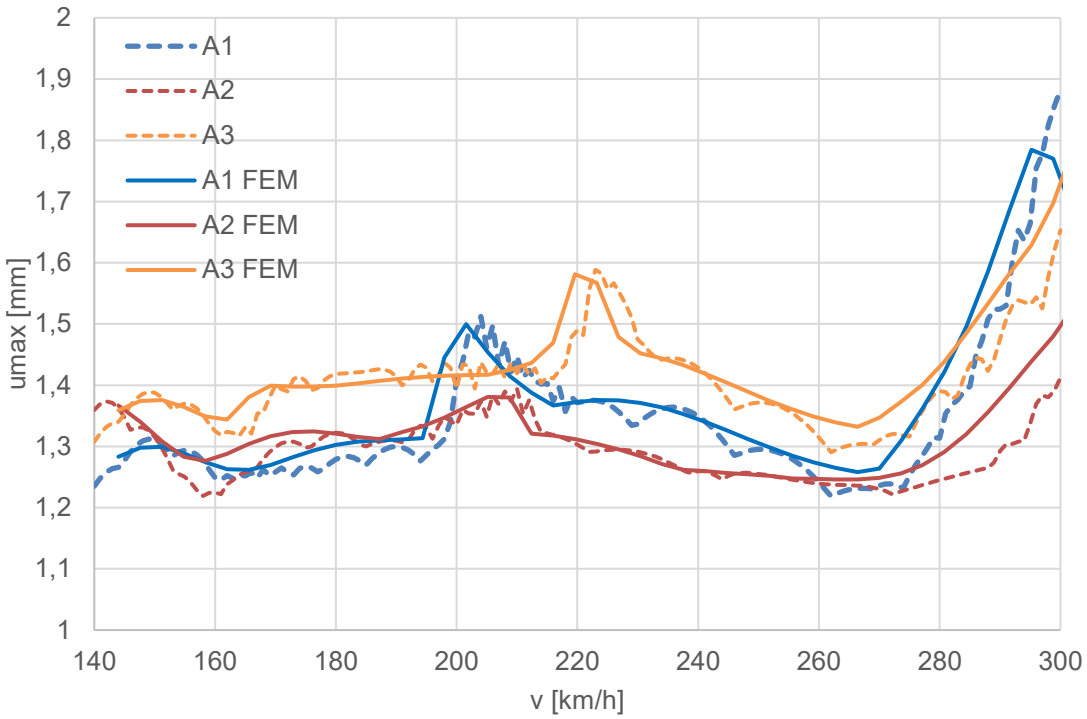
Kuva 5.8.2. BI 2 taivutuksen kolme ensimmäistä ominaismuotoa.

FEM-laskennan tuottamat ominaistaajuudet ovat alhaisempia kuin analyyttisesti lasketut taajuudet. Myös aiemmissa aihetta koskevissa töissä (Björklund 2004, Hjelm & Karlsson 2016) on todettu, että elementtimenetelmä tuottaa alhaisempia ominaistaajuuksia analyyttisiin arvoihin verrattuna. Ero tulosten välillä kasvaa sen mukaan, kun taajuudet kasvavat. FEM-laskennan ensimmäinen ominaistaajuus on noin 0,1 Hz päässä analyyttisestä arvosta. Tiedetään, että ensimmäisen ominaismuodon vasteet muodostavat lähes kokonaan rakenteen kokonaisvasteen. Tällöin FEM-laskennan korkeampien ominaistaajuuksien virheillä ei ole merkitystä lopputulokseen, mikäli ensimmäisen ominaistaajuuden arvo on riittävän tarkka.

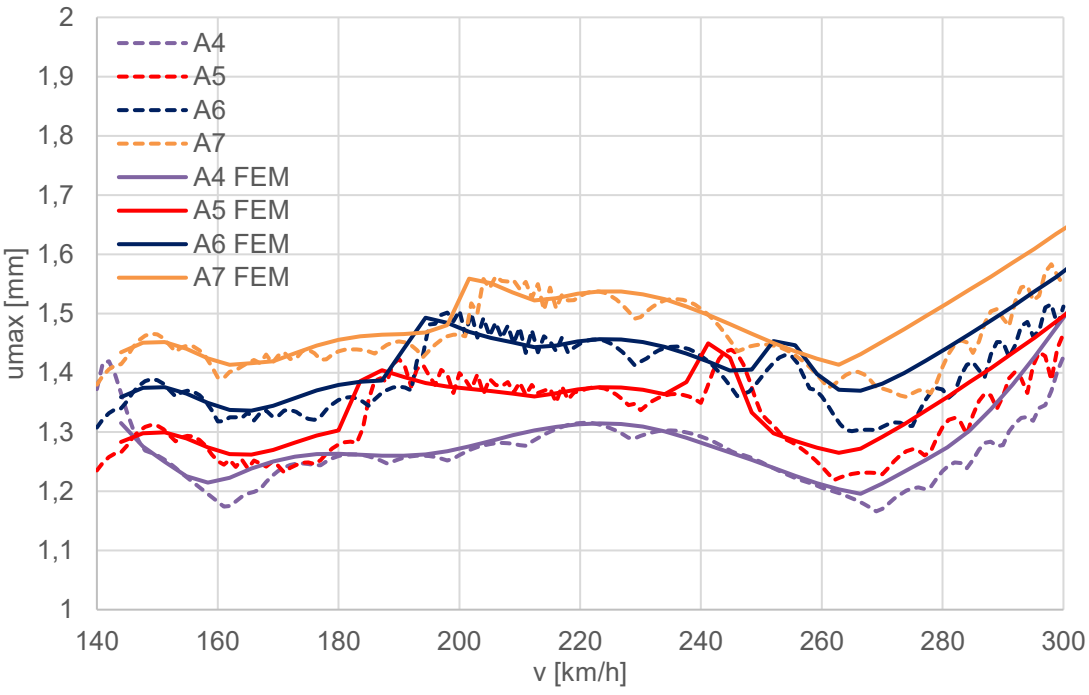
Kappaleen 3.1.1 mukaisesti sillalla BI 2 tulee ottaa huomioon rakenteen kolmas ominaistaajuus, koska se on määritellyistä taajuusrajoista korkein. LUSASin ominaisarvoanalyysin mukaisesti kolmannen taivutuksen ominaistaajuuden laskennassa on otettu huomioon 89,3 % kokonaismassasta pystysuunnassa. Näiden perusteella FEM-laskentaan sisällytetään kolme ensimmäistä taivutuksen ominaismuotoa.

LUSASilla suoritettiin liikkuvan kuorman analyysi ja määritettiin pystysiirtymät HSLM-A- sekä D4-kaaviolla. Vaimennuksena käytettiin eurokoodien mukaisesti laskettua arvoa 2,5 %. Nopeuden lisäykset tehtiin 1 m/s välein ja laskennan aika-askeleena oli 0,001 s.

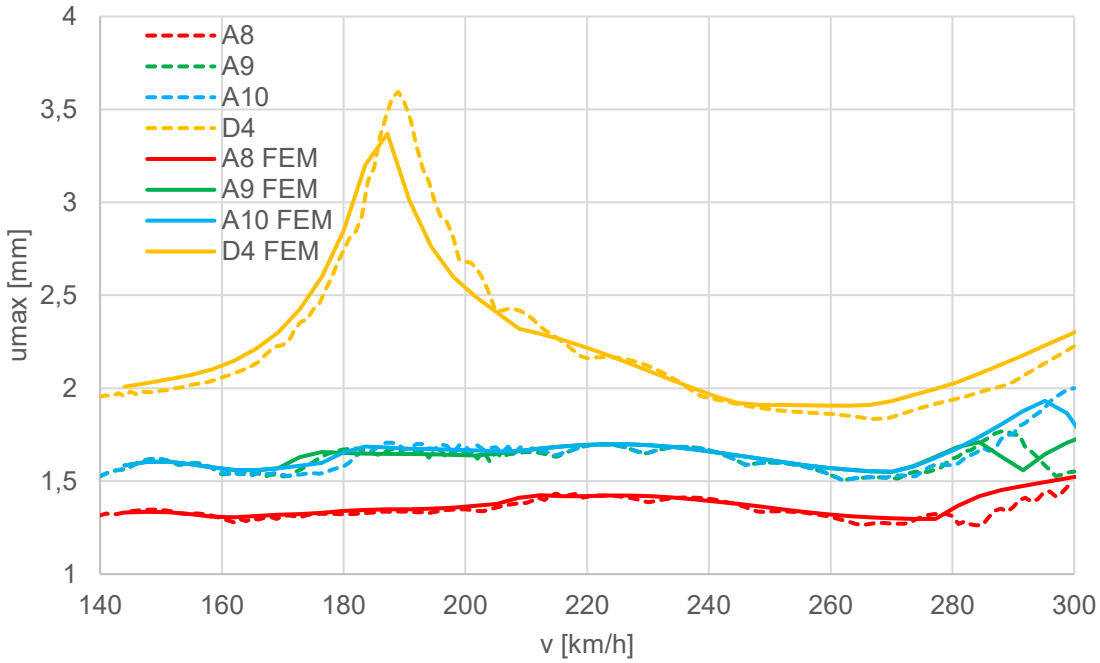
Kuormitus kohdistettiin sillan poikkileikkauksen keskilinjalle. LUSASin tuloksista poimittiin jokaisen kuormakaavion junan tuottamat maksimisiirtymät kaikilla nopeuksilla. Suurimmat pystysiirtymät syntyivät solmuun 14, joka vastaan kentän keskipistettä. Seuraavissa kuvissa 5.8.3., 5.8.4. ja 5.8.5. on esitetty kannen suurimmat pystysiirtymät kentän keskipisteessä laskettuna analyyttisesti kappaleen 4 mukaisesti sekä FEM-laskennalla.



Kuva 5.8.3. BI 2 kannen pystysiirtymät junilla A1-A3.



Kuva 5.8.4. BI 2 kannen pystysiirtymät junilla A4-A7.



Kuva 5.8.5. Bl 2 kannen pystysiirtymät junilla A8-A10 ja D4.

Kuvista havaitaan, että FEM-laskennan tulokset noudattavat hyvin analyyttisesti lasket-tuja arvoja. Siirtymän arvot ovat suuruusluokaltaan samoja ja siirtymän kuvaajat nopeu-den suhteen käyttäytyvät samalla tavalla. Siirtymän huippuarvot esiintyvät FEM-tulok-silla hieman aikaisemmin kuin analyyttisesti lasketut arvot. Tämä ero johtuu pääasiassa FEM-analyysin alhaisemmasta ominaistaajuudesta. Alhaisempi ominaistaajuus siirtää resonanssinopeuksia pienemmäksi. Suurin ero tuloksissa havaitaan D4 kuormakaavi-olla, jossa FEM-laskennalla saatu huippuarvo on noin 0,2 mm pienempi ja esiintyy 3 km/h alhaisemmalla nopeudella kuin analyyttinen huippuarvo.

Analyyttisessä laskennassa aika-askeleena käytettiin 0,02 s ja nopeuden lisäyksenä 1 km/h (0,28 m/s). Nämä eroavat FEM-laskennan asetuksista, mikä osaltaan aiheuttaa pieniä eroja laskentatuloksissa.

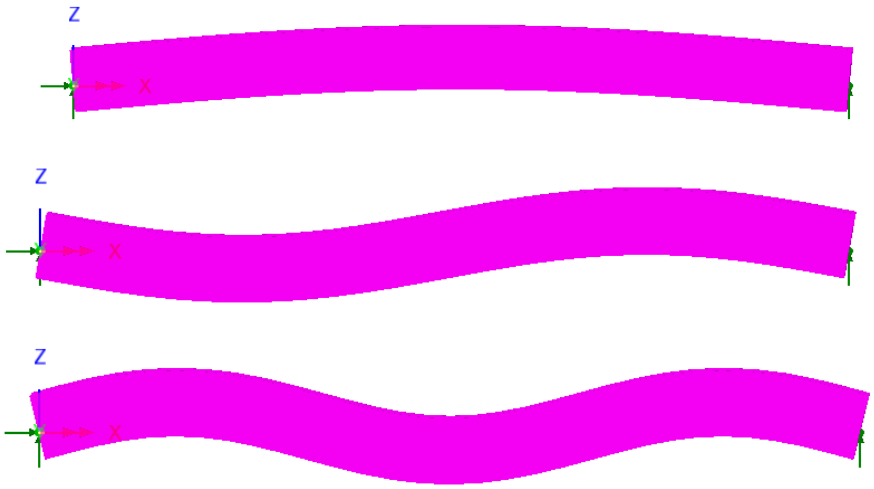
Silta Bl 3

Sillasta Bl 3 luotiin vastaava rakennemalli kuin sillasta Bl 2. Malli koostui 0,5 m pituisista paksuista palkkielementeistä ja kummallakin tukilinjalla oli yksi tukipiste. Molemmilla tuilla kiertymät oli vapautettu sekä pysty- ja poikittaissuuntainen liike estetty. Toisella tuella pituussuuntainen liike oli vapautettu ja toisella estetty. Materiaaliksi luotiin isotrooppinen materiaali, jonka Poissonin vakiona ja kimmomoduulina käytettiin samoja arvoja kuin sillalla Bl 2 betonilaadun ollessa lujuusluokaltaan sama. Materiaalin tiheytenä käytettiin 3704,23 kg/m^3, joka sisälsi kaikkien rakenteiden omapainon. Tiheys laskettiin massan yläraja-arviolla. Sillan tarkemmat tiedot on esitetty kappaleessa 4.2.3.

Taulukossa 5.8.2. on esitetty analyyttisesti ja LUSASilla lasketut taivutuksen ominaistaajuudet. Kuvassa 5.8.6. on taajuuksia vastaavat ominaismuodot.

Taulukko 5.8.2. Bl 3 taivutuksen ominaistaajuuksien vertailu.

Taivutuksen muoto	Analyyttinen ratkaisu [Hz]	FEM ratkaisu [Hz]
1	5,945	5,890
2	23,779	22,941
3	53,502	49,578



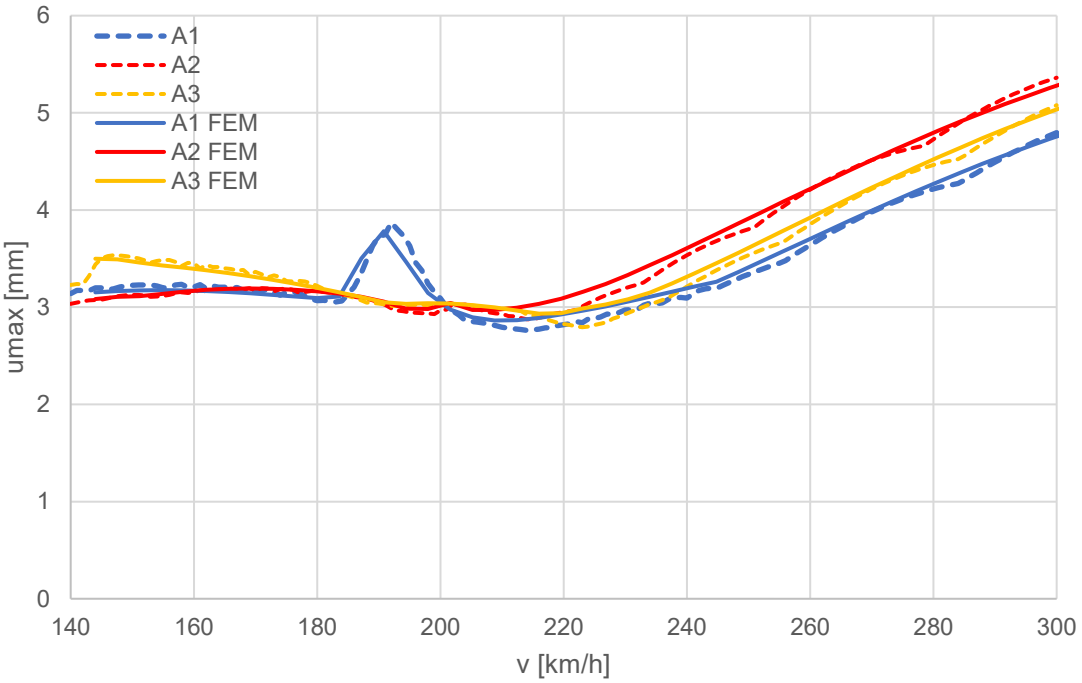
Kuva 5.8.6. Bl 3 taivutuksen ensimmäisiä ominaismuotoja.

Analyyttisesti määritetyt ominaistaajuudet on laskettu käyttäen kaavaa (47). Ominaistaajuuksien arvot ovat melko lähellä toisiaan laskentamenetelmästä riippumatta. Taajuuksia vertailtaessa havaitaan sama ilmiö, kuin Bl 2 yhteydessä. LUSASilla lasketut taajuudet ovat matalampia kuin analyyttisesti lasketut. Samoin erot kasvavat mitä korkeampia taajuuksia tarkastellaan. Ero ensimmäisten ominaistaajuuksien välillä on 0,055 Hz, joten LUSASin ratkaisu on hyvin lähellä analyyttisesti laskettua arvoa.

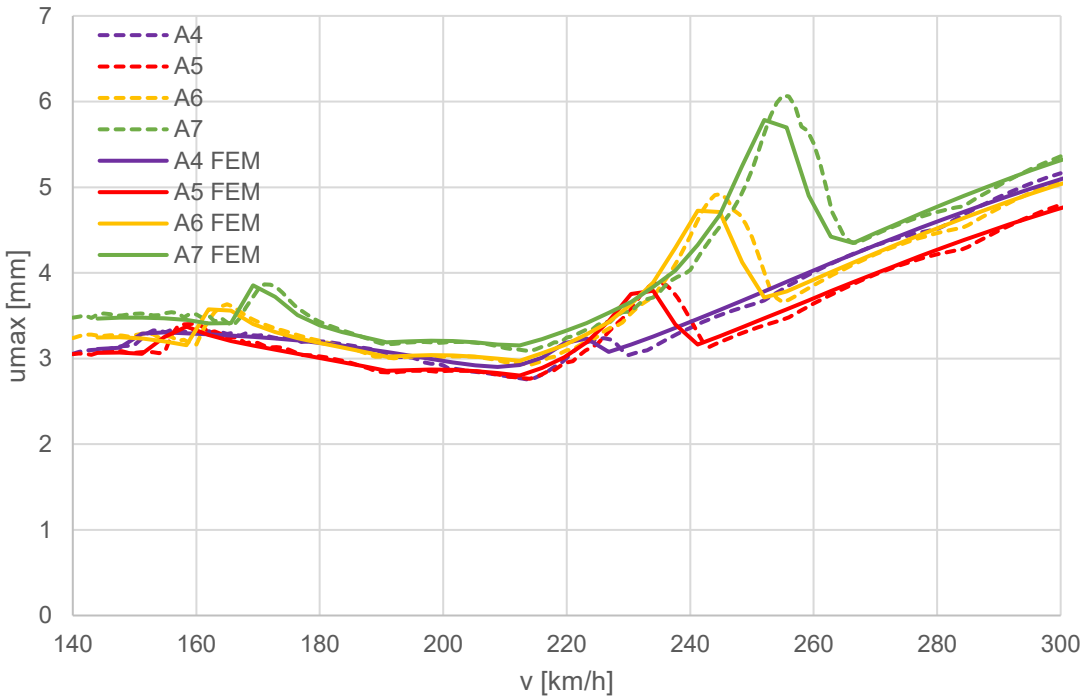
Määritellyistä taajuusrajoista (kts. 3.1.1) Bl 3 tapauksessa korkein on sillan 3. ominaistaajuus. LUSASin ominaisarvoanalyysissä taivutuksen 3. ominaistaajuudessa on mukana 89,6 % kokonaismassasta. Tällöin LUSASin ratkaisut ovat luotettavia ja laskentaan otetaan mukaan kyseiset kolme ensimmäistä taivutuksen ominaistaajuutta.

LUSASilla suoritettiin liikkuvan kuorman analyysi vastaavilla asetuksilla kuin sillalle Bl 2 käyttäen kuormakaavioita HSLM-A ja D4. Vaimennuksen arvona sillalle oli 2,5 %. Analyysin tuloksista koottiin kanteen syntyvät suurimmat pystysiirtymät kustakin kuormitta-

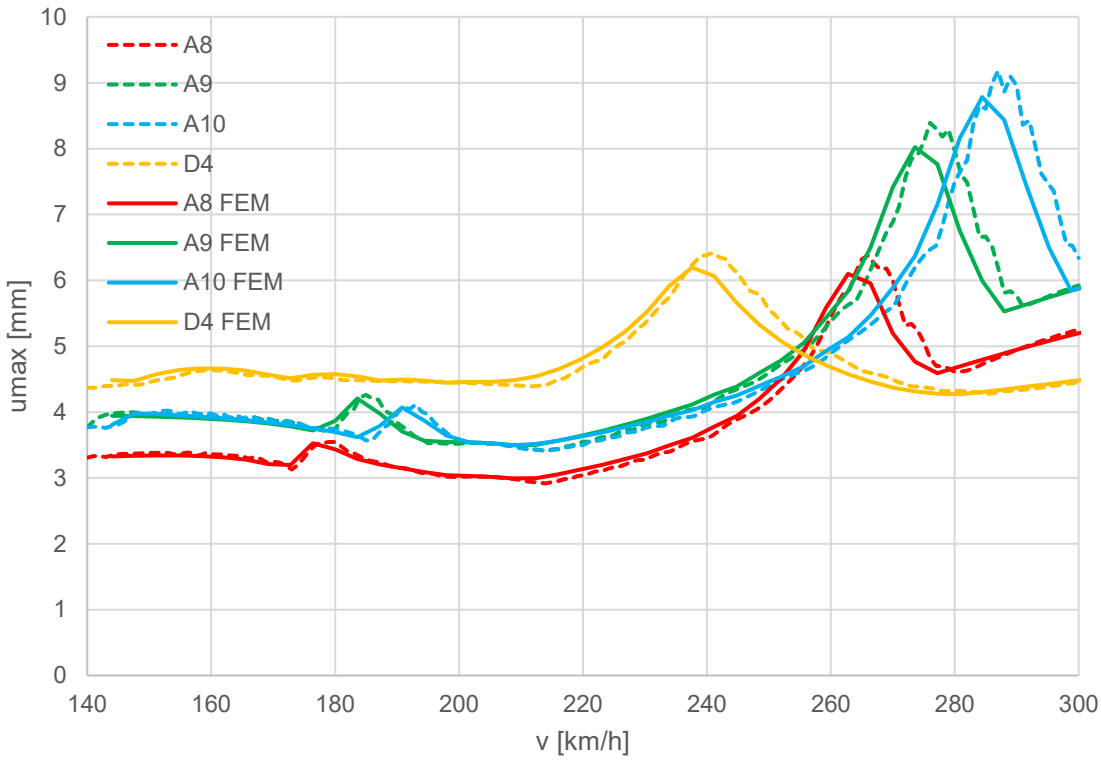
vasta junasta. Junakuormat kohdistettiin kannen keskilinjalle. Suurimmat siirtymät syntyivät solmuun 17, joka sijaitsi kentän keskipisteessä. Kuvissa 5.8.7.–5.8.9. on esitetty kannen suurimmat pystysiirtymät laskettuna analyyttisesti ja FEM-laskennalla.



Kuva 5.8.7. Bl 3 kannen pystysiirtymät junilla A1-A3.



Kuva 5.8.8. Bl 3 kannen pystysiirtymät junilla A4-A7.



Kuva 5.8.9. Bl 3 kannen pystysiirtymät junilla A8-A10 ja D4.

Yllä olevista kuvista havaitaan FEM-tulosten noudattavan hyvin analyyttisiä tuloksia. Käyttäytyminen nopeuden suhteen on hyvin samanlaista ja siirtymien arvot ovat lähellä toisiaan. Huippuarvojen ilmenemisessä voidaan todeta samaa kuin Bl 2 yhteydessä. FEM-laskennalla huiput ilmenevät hieman aikaisemmin johtuen alemmasta ominaistaajuudesta. Suurimmillaan arvot esiintyvät noin 4 km/h alemmalla nopeudella kuin analyyttisellä menetelmällä. Erot huippuarvoissa ovat suurimmillaan n. 0,3 mm.

5.9 Laskentaprosessi

Edellisissä kappaleissa tutkittiin erilaisten rakennemalliratkaisujen vaikutuksia dynaamisen analyysin tuloksiin. Näiden perusteella tehtiin valinnat, joilla analyysit varsinaiselle aineistolle suoritettiin:

- vain sillan kansirakenne mallinnetaan käyttäen 0,5 m palkkielementtejä
- päätypalkit ja siipimuurit otetaan huomioon vain pistemassoina mallintaen ne painopisteisiinsä, maan vaikutusta ei oteta huomioon
- siirtymälaatat mallinnetaan ja kiinnitetään kannen päähän nivelliitoksin, pituus ja kuormat NCCI1 kohdan B.4.8 mukaisesti

Kuormituksena käytettiin Eurokoodin SFS-EN 1991-2 mukaisesti HSLM-junia. Analyysiin sisällytettiin kantavuuslaskennassa käytettävä kuormakaavio D4, joka lyhyiden

vaunujensa vuoksi kuvastaa veturien kuormaa tai tavaraliikenteessä käytettäviä junia. D4-kaaviossa tarkasteltavien vaunujen määräksi asetettiin 20, jolloin yhdistelmän kokonaispituudeksi muodostui 225 m. Eurokoodissa SFS-EN 1991-2 mainitaan, että dynaaminen analyysi tulee tarkistaa yli 200 km/h nopeudella kulkevilla ennakoitavissa olevilla junamuodostelmilla. Tämän vuoksi laskennoissa tarkasteltiin myös Pendolinon ja InterCityn kuormakaaviot. Ne ovat Suomessa käytettäviä junia, jotka kuvaavat tämänhetkistä tilannetta nykyisellä kalustolla. InterCityn maksiminopeus on 200 km/h ja Pendolinon 220 km/h (InterCity n.d., Pendolino n.d.). InterCityn kuormakaavio tarkasteltiin myös päinvastaiseen ajosuuntaan veturin sijaitessa junayhdistelmän viimeisenä. InterCityn päinvastaisen ajosuunnan kaaviolle on käytetty merkintää *InterCity 2*. Pendolinolle tarkasteltiin vain yksi ajosuunta, koska päinvastainen ajosuunta ei juurikaan muuta vasteita junayhdistelmän ollessa lähes symmetrinen.

Ulokkeellisten siltojen tarkasteluissa esitetään ulokeosien siirtymät erikseen, koska niiden taipuman raja-arvo on eri kuin muulle kansirakenteelle. Alla on lyhyesti kuvattu laskentaprosessin eri vaiheet

- luodaan sillan rakennemalli lähtötietojen perusteella
- omapainolle lasketaan ylä- ja alaraja-arviot, joihin sisältyvät kansirakenteen lisäksi tukikerros, ratapölkyt, kiskot ja muut mahdolliset rakenteet
- ominaisarvoanalyysi molemmilla massoilla, sisällytetään vaaditut taajuusrajat sekä noin 90% massasta LUSASin vaatimuksen mukaisesti
- käytetään jännemitan/siltatyypin mukaisia kuormakaavioita, lyhyillä silloilla voidaan ottaa huomioon kuorman jakautuminen vierekkäisille ratapölkyille
- vaimennuksen arvo materiaalin mukaan, lisävaimennus otetaan huomioon alle 30 m jännemitoilla
- lasketaan liikkuvan kuorman analyysi, nopeuden lisäykset 1 m/s ja aika-askel 0,001 s
- siirtymien ja kiihtyvyyksien tuloksista poimitaan absoluuttisesti suurimmat arvot missä tahansa kohdassa rakennetta kaikilla nopeuksilla ja kuormilla
- ulokkeellisilla silloilla tuloksista poimitaan erikseen absoluuttisesti suurimmat arvot ulokkeiden solmuista
- lasketaan raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden kerroin
- poimitut tulokset kerrotaan epätarkkuuden kertoimella ja piirretään kuvaajat nopeuden funktiona

6. TARKASTELTAVAT SILTATYYPIT

Tässä kappaleessa on esitetty tutkitut sillat siltatyypeittäin jaoteltuna. Siltojen lähtötiedot on koottu taulukoihin ja jokaisesta sillasta on lyhyt sanallinen kuvaus. Poikkileikkaukset on esitetty liitteessä B.

6.1 Betoniset laattasillat

Betonisista laattasilloista tutkittiin samat sillat, joille ratkaistiin pystysiirtymien arvot analyyttisesti. Sillat edustavat eri jännemittaisia rataverkolla sijaitsevia yksiaukkoisia laattasiltoja. Tutkittavat laattasillat ja niiden massan yläraja-arviota koskevat tiedot on esitelty kappaleessa 4. Taulukkoon 6.1.1. on koottu siltojen massan alaraja-arvioihin liittyvät tiedot.

Taulukko 6.1.1. Betonisten laattasiltojen massan alaraja-arviot.

Silta	Tukikerroksen minimitiheys [kg/m^3]	Sillan massan alaraja-arvio [kg/m]
Bl 1	1700	14318
Bl 2	1700	16960
Bl 3	1700	17272

Massa-arvio sisältää kansirakenteen, tukikerroksen, ratapölkkyjen ja kiskojen painot. Tukikerrosten minimipaksuudet ja poikkipinta-alat on esitetty kappaleessa 4 kutakin siltaa käsittelevässä alakappaleessa.

6.2 Jännitetyt betoniset palkkisillat

Jännitetyistä betonisista palkkisilloista tutkittiin ainoastaan kappaleessa 4.2.4 esitelty jBp 1. Raideliikenteen kuormitus yksinkertaistettiin kohdistumaan poikkileikkauksen keskilinjalle. Todellinen raiteen sijainti poikkeaa poikkileikkauksen keskilinjasta noin 450 mm. Päädyissä kanteen kiinnittyy päätypalkit sekä siipimuurit, joista vain päätypalkit otettiin huomioon massana rakennemallissa. Siipimuureja ei otettu huomioon, koska kannen puolikasta tarkasteltaessa vain toisella reunalla sijaitseva siipimuuri aiheuttaisi vääntövaikutuksia, joiden tarkasteluun vaadittaisiin kuorimallia. Silta on varustettu 5 m pitkillä ja 4 m leveillä siirtymälaatoilla, joiden pituus rakennemalliin tehtiin NCCI1 kohdan B.4.8 mukaisesti. Taulukossa 6.2.1. on sillan lähtötietoja.

Taulukko 6.2.1. jBp 1 lähtötietoja.

Jännemitat [m]	24
Hoikkuus	19,2
Betonin lujuus f_{ck} [MPa]	35 (K45)
Betonin tiheys [kg/m^3]	2500
Tukikerroksen tiheys max. ja min. [kg/m^3]	1800/1700
Pölkkyjen ja kiskojen paino [kN/m]	6,2
Kannen poikkileikkauksen pinta-ala A [m^2]	5,21
Kannen poikkileikkauksen neliömomentti I [m^4]	0,809
Kannen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys EI [GPa*m^4]	27,559
Suhteellinen vaimennus ς [%] (SFS-EN 1991-2)	1
Lisävaimennus ∆ς [%] (SFS-EN 1991-2)	0,086
Kokonaisvaimennus ς [%]	1,1
Päätypalkin paino [kg]	10070
Päätypalkin painopiste kannen päästä [m]	0,15
Siipimuurin paino [kg]	-
Siipimuurin painopisteen etäisyys kannen päästä [m]	-
Siirtymälaatan ja sen yläpuolisen maan ja ratarakenteiden paino yläraja/alaraja [kg]	17623 / 14360
Siirtymälaatan konsolin etäisyys kannen päästä [m]	0,15
Kannen pään etäisyys tukilinjalta [m]	0,73
Kannen painon yläraja-arvio [kg/m]	20524
Kannen painon alaraja-arvio [kg/m]	18415

6.3 Betoniset jatkuvat laattasillat

Betonisista jatkuvista laattasilloista tarkasteltaviksi valittiin maksimijännemitoiltaan 10 m ja 12,4 m kolmiaukkoiset sillat. Valitut sillat edustavat jatkuvien laattasiltojen jänne-

mitta-alueen alkupäätä. Jännemitoiltaan pidemmät sillat ovat suurimmaksi osaksi useampi raiteisia siltoja, joita ei ole mahdollista yksinkertaistaa tai analysoida palkkielementtimallin avulla. Näiden analysoimiseksi tulisi käyttää kuorimallia. Lisäksi pidemmistä yksiraiteisista silloista ei ollut saatavilla riittävää lähtötietomateriaalia laskentaa varten. Näiden syiden vuoksi jatkuvien laattasiltojen analysointi painottui lyhempiin jännemittoihin. Taulukossa 6.3.1. on esitetty tutkittujen siltojen tietoja.

Taulukko 6.3.1. Betonisten jatkuvien laattasiltojen lähtötietoja.

	Silta Bjl 1	Silta Bjl 2
Jännemitat [m]	8,5+10+8,5	9,8+12,4+9,8
Hoikkuus	15,2	15,7
Betonin lujuus f_{ck} [MPa]	32 (K40)	28 (K350)
Betonin tiheys [kg/m^3]	2500	2500
Tukikerroksen tiheys max. ja min. [kg/m^3]	1800/1700	1800/1700
Pölkkyjen ja kiskojen paino [kN/m]	6,2	6,2
Muu omapaino [kN/m]	0	1
Kannen poikkileikkauksen pinta-ala A [m^2]	4,344	4,031
Kannen poikkileikkauksen neliömomentti I [m^4]	0,169	0,259
Kannen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys EI [GPa*m^4]	5,619	8,381
Suhteellinen vaimennus ς [%] (SFS-EN 1991-2)	2,2	2,0
Lisävaimennus $\Delta\varsigma$ [%] (SFS-EN 1991-2)	0,2	0,3
Kokonaisvaimennus ς [%]	2,4	2,3
Päätypalkin paino [kg]	13075	8750 (T1) 6060 (T4)

Päätypalkin painopiste kannen päästä [m]	0	0,67 (T1) 0,47 (T4)
Siipimuurin paino [kg]	3200	5040 (T1) 3175 (T4)
Siipimuurin painopisteen etäisyys kannen päästä [m]	1,26	1,77 (T1) 1,29 (T4)
Siirtymälaatan ja sen yläpuolisen maan ja ratarakenteiden paino yläraja-arvio / alaraja-arvio [kg]	12910 / 10935	ei siirtymälaattaa
Siirtymälaatan konsolin etäisyys kannen päästä [m]	0	ei siirtymälaattaa
Kannen pään etäisyys tukilinjalta [m]	0,95	0,35
Kannen painon yläraja-arvio [kg/m]	20751	16137
Kannen painon alaraja-arvio [kg/m]	18396	14319

6.3.1 Bjl 1

Sillan kansi koostuu kahdesta erillisestä ja symmetrisestä osasta, joiden välissä on pituussuuntainen sauma. Osien otaksutaan toimivan itsenäisesti riippumatta toisesta puolesta. Molemmilla kannen osilla sijaitsee yksi raide. Laskennoissa tarkasteltiin vain kannen toisen puolen värähtelyä. Tarkasteltu poikkileikkaus on esitetty liitteessä B. Kannen reuna on oma rakenneosansa, joka sisältää kaapelikanavaelementin ja se on kytketty kanteen suojabetonin raudoituksen avulla. Reunan rakenneosaa ei otettu huomioon kannen poikkileikkauksessa, vaan se sisällytettiin laskentaan vain omana painona. Sillan suunnittelussa on käytetty aiemmin käytössä ollutta kuormakaaviota VR-74.

Sillan päätytuilla on kumilevylaakerit ja välituet ovat seinämäisiä pilareita, jotka liittyvät suoraan kanteen. Välitukien betonilaatu on K35-1. Laakerit sijaitsevat laakeripalkkien päällä, jotka ovat osana anturallista maatukea. Kansi jatkuu laakeripalkin ylitse päätypalkin takapintaan, jolloin tukilinjaan nähden kannella on 0,95 m päätyuloke. Silta on varustettu molemmista päistä 3 m siirtymälaatoilla. Välituet on perustettu anturoille 5 m pituisilla pilareilla.

Sillasta luotiin tukiehdoiltaan kaksi erilaista rakennemallia. Ensimmäisessä rakennemallissa välitukia ei mallinnettu, vaan tukipisteisiin luotiin nivelellinen liitos, jossa kaikki liikesuunnat ja kiertymä pituussuuntaisen akselin ympäri oli estetty. Vastaavasti päätytuilla käytettiin nivelliitosta. Toisessa rakennemallissa luotiin välitukien pilarit, joiden molemmissa päissä oli jäykkä liitos. Laakerilliset päätytuet mallinnettiin edelleen nivelliitoksina. Molemmissa malleissa siirtymälaatat luotiin NCCI1 (Liikennevirasto 2017) kohdan B.4.8 mukaisella pituudella ja sekä siipimuurien ja päätypalkkien painot mallinnettiin pistemassoina painopisteisiinsä. Kummallekin rakennemallille suoritettiin liikkuvan kuorman analyysi ja tulokset raportoitiin kappaleessa 7.

6.3.2 Bjl 2

Sillan kannen kokonaisleveys on 5,55 m ja poikkileikkaus on esitetty liitteessä B. Tukikerroksen maksimipaksuutena on käytetty piirustusten mukaista alkuperäistä kerrosta korotettuna 200 mm lisätukikerroksella. Suunnittelussa on käytetty aiemmin käytössä ollutta kuormakaaviota I-48.

Sillan päätytuki T1 on laakeroitu liikkuvilla laakereilla ja päätytuella T4 on kiinteät laakerit. Välituilla on kaksi seinämäistä pilaria kummallakin tukilinjalla ja pilarit liittyvät suoraan kanteen. Alapäistään pilarit liittyvät anturoihin, jotka on perustettu paalupukkien varaan. Tuella T1 on seinämäinen pilari, joka liittyy alapäästään anturaan ja edelleen paalupukkiin. Tuen T4 rakenne on vastaava kuin tuella T1, mutta pilari on alapäästään ja peruslaatan osalta massiivisempi.

Kansi jatkuu 0,35 m ulokkein kummaltakin päätytukilinjalta. Päädyissä on kanteen liittyvät päätypalkit ja siipimuurit, jotka ovat eri mittaiset tuella T1 ja T4. Siltaa ei ole varustettu siirtymälaatoilla. Reunapalkkien ulkopintaan on asennettu korjauksen yhteydessä 1 m levyiset teräsritilöistä koostuvat huoltokäytävät, jotka lisättiin omaan painoon 1 kN/m kuormana. Rakennemallissa ei mallinnettu välitukia, vaan ne korvattiin joustamattomilla niveltuilla. Siipimuurit ja päätypalkit otettiin huomioon mukaan pistemassoina painopisteissään.

6.4 Betoniset ulokelaattasillat

Tarkastellun ratavälin betonisten ulokelaattasiltojen jännemitat ovat välillä 8–18 m. Merkittävä osuus silloista on hyödylliseltä leveydeltään alle 8 m, jolloin ne ovat yksiraiteisia. Tarkasteluun valittiin yksiraiteiset jännemitoiltaan 8 m, 12 m ja 16 m sillat, jolloin ne edustavat hyvin koko jännemitta-aluetta. Tarkasteltujen siltojen lähtötietoja on esitetty taulukossa 6.4.1.

Taulukko 6.4.1. Betonisten ulokelaattasiltojen lähtötietoja.

	Bul 1	Bul 2	Bul 3
Jännemitat [m]	1,2+8+1,2	1,4+12+1,4	1,75+16+1,75
Hoikkuus	10,67	13,33	18,6
Betonin lujuus f_{ck} [MPa]	35	40	32 (K40)
Betonin tiheys [kg/m^3]	2500	2500	2500
Tukikerroksen tiheys max. ja min. [kg/m^3]	1800/1700	1800/1700	1800/1700
Pölkkyjen ja kiskojen paino [kN/m]	6,2	6,2	6,2
Kannen poikkileikkauksen pinta-ala A [m^2]	4,908	5,926	6,273
Kannen poikkileikkauksen neliömomentti I [m^4]	0,230	0,401	0,452
Kannen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys EI [GPa*m^4]	7,828	14,120	15,078
Suhteellinen vaimennus ς [%] (SFS-EN 1991-2)	2,34	2,06	1,78
Lisävaimennus $\Delta\varsigma$ [%] (SFS-EN 1991-2)	0,023	0,027	0,034
Kokonaisvaimennus ς [%]	2,36	2,087	1,814
Päätypalkin paino [kg]	19515 (T1) 20465 (T2)	24674	17785

Päätypalkin painopiste kannen päästä [m]	0 (T1) 0 (T2)	0,24 (kenttään päin)	0
Siipimuurin paino [kg]	3512 (T1 ja T2)	3915 (T1) 3775 (T2)	6057
Siipimuurin painopisteen etäisyys kannen päästä [m]	1 (T1 ja T2)	1,2 (T1) 1,2 (T2)	1,55
Siirtymälaatan ja sen yläpuolisen maan ja ratarakenteiden paino yläraja/alaraja [kg]	19800 / 16200	21865 / 15850	20220 / 16340
Siirtymälaatan konsolin etäisyys kannen päästä [m]	0	0	0
Kannen pään etäisyys tukilinjalta [m]	1,2	1,15	1,75
Kannen painon yläraja-arvio [kg/m]	20570	25234	23427
Kannen painon alaraja-arvio [kg/m]	18285	21360	20927

6.4.1 Bul 1

Silta on rakennettu vuonna 2013 ja sen hyödyllinen leveys on 7,78 m. Sillan suunnittelussa on käytetty kuormakaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46. Kannen poikkileikkaus on esitetty liitteessä B. Tukikerroksen paksuutena on käytetty piirustuksiin merkittyä mittaa ja massan yläraja-arviossa tukikerrosta on kasvatettu 200 mm.

Sillan tuet on laakeroitu kiinteillä kumipesälaakereilla ja perustettu porapaalujen varaan. Päätyulokkeet ovat 1,2 m pituisia ja siirtymälaatat ovat 5 m pituisia. Laskentamallissa päätypalkkien ja siirtymälaattojen painot sekä siirtymälaattojen kuormat mallinnettiin pistemassoina kannen päätyihin. Siipimuurien massat mallinnettiin niiden painopisteisiin. Siirtymälaatat mallinnettiin NCCI1 (Liikennevirasto 2017) kohdan B.4.8 mukaisella pituudella.

6.4.2 Bul 2

Silta ylittää joen hyötyleveyden ollessa 7,78 m. Sillalla sijaitsee yksi raide, joka on 100 mm sivussa sillan keskilinjalta. Tämän työn laskennoissa raide oletettiin sillan keskilinjalle. Poikkileikkaus on esitetty liitteessä B. Sillan suunnittelussa on käytetty kuormakaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46.

Sillan molemmat tuet on perustettu paaluille, joiden päissä sijaitsevat kiinteät kalottilaakerit. Molemmilla tukilinjoilla on kaksi paalua. Sillan ulokkeiden pituus päätypalkin takapintaan mitattuna on 1,4 m ja kansi jatkuu tukilinjalta 1,15 m. Tukilinjoilla on laakeripalkit, joiden massa on laskettu rakennemallissa päätypalkin massaan. Silta on varustettu 5 m siirtymälaatoilla, joiden pituus rakennemallissa oli NCCI (Liikennevirasto 2017) kohdan B.4.8 mukainen. Laskentamallissa päätypalkkien ja laakeripalkkien massat mallinnettiin niiden painopisteeseen, kuten siipimuurien massatkin. Siirtymälaatan ja sen yläpuolisten kuormitusten paino mallinnettiin kannen päädyn reunimmaiseen solmuun.

6.4.3 Bul 3

Silta on rakennettu vuonna 2008 ja se toimii alikulkusiltana, jonka hyödyllinen leveys on 7,2 m. Sillan suunnittelussa on käytetty kuormakaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46. Sillan kannella sijaitsee keskeisesti yksi raide ja kannen poikkileikkaus on esitetty liitteessä B. Kannen korkeus on pituussuunnassa muuttuva ja rakennemallissa kansi luotiin ohuimmalla poikkileikkauksellaan vakiona koko sillan pituudelle. Kummallakin tukilinjalla sijaitsee kaksi teräsputkipaalua, joiden päissä on kiinteät kumipesälaakerit. Päätyulokkeet ovat 1,75 m pituisia. Sillan molemmissa päädyissä on elementtirakenteiset 5 m pitkät ja kokonaisleveydeltään 6 m levyiset siirtymälaatat, joiden pituus rakennemalliin tehtiin NCCI1 kohdan B.4.8 mukaan. Rakennemallissa siirtymälaatan kuormat ja päätypalkin massa mallinnettiin kannen päihin. Siipimuurien massat mallinnettiin pistemassoina niiden painopisteisiin.

6.5 Jännitetyt betoniset ulokelaattasillat

Tarkastellun ratavälin jännitetyt betoniset ulokelaattasillat ovat jännemitoiltaan 13–27,5 m. Suurin osa näistä silloista on yksiraiteisia ja rakennettu 2000-luvulla. Tutkittaviksi valittiin jännemitaltaan 16 m, 20 m ja 24 m yksiraiteiset sillat, jotka edustavat hyvin jBul:jen jännemitta-aluetta. Siltojen lähtötietoja on esitetty taulukossa 6.5.1.

Taulukko 6.5.1. Jännitettyjen betonisten ulokelaattasiltojen lähtötietoja.

	jBul 1	jBul 2	jBul 3
Jännemitat [m]	2+16+2	2+20+2	1,75+24+1,75
Hoikkuus	16,84	19,05	17,91
Betonin lujuus f_{ck} [MPa]	35	32 (K40)	35
Betonin tiheys [kg/m^3]	2500	2500	2500
Tukikerroksen tiheys max. ja min. [kg/m^3]	1800/1700	1800 / 1700	1800 / 1700
Pölkkyjen ja kiskojen paino [kN/m]	6,2	6,2	6,2
Kannen poikkileikkauksen pinta-ala A [m^2]	6,733	7,561	8,190
Kannen poikkileikkauksen neliömomentti I [m^4]	0,619	0,782	1,492
Kannen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys EI [GPa*m^4]	21,095	26,088	50,832
Suhteellinen vaimennus ς [%] (SFS-EN 1991-2)	1,28	1	1
Lisävaimennus Δς [%] (SFS-EN 1991-2)	0,039	0,039	0,034
Kokonaisvaimennus ς [%]	1,319	1,039	1,034
Päätypalkin paino [kg]	23040	15990 (T1) 16620 (T2)	18580
Päätypalkin painopiste kannen päästä [m]	0	0 (T1 ja T2)	0
Siipimuurin paino [kg]	6710	6247 (T1) 6339 (T2)	10 782
Siipimuurin painopisteen etäisyys kannen päästä [m]	1,7	1,6 (T1 ja T2)	2,0

Siirtymälaatan ja sen yläpuolisen maan ja rataraken-teiden paino yläraja/alaraja [kg]	22720 / 17730	23070 / 17500	22300 / 18200
Siirtymälaatan konsolin etäi-syys kannen päästä [m]	0,2	0	0
Kannen pään etäisyys tuki-linjalta [m]	1,8	1,75	1,75
Kannen painon yläraja-arvio [kg/m]	26003	28730	29403
Kannen painon alaraja-arvio [kg/m]	22761	25085	26747

6.5.1 jBul 1

Silta on suunniteltu vuonna 2013 ja se toimii alikulkusiltana. Sen suunnittelussa on käytetty kuormakaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46. Kannella sijaitsee keskeisesti yksi raide ja hyödyllinen leveys on 7,2 m. Kannella poikkileikkaus on korkeussuunnassa muuttuva. Laskentamallissa kansi mallinnettiin ohuimmalla poikkileikkauksella, jolloin laskentatulokset ovat varmalla puolella.

Kummallakin tukilinjalla sijaitsee kaksi teräsputkipaalua, joiden päissä kiinteät kalottilaakerit. Kansirakenne jatkuu 1,8 m ulokkein päätytukilinjalta. Kummassakin päässä sijaitsevat 5 m pituiset siirtymälaatat, jotka tehtiin rakennemalliin NCCI1 kohdan B.4.8 mukaisella pituudella. Siipimuurien ja päätypalkkien painot mallinnettiin pistemassoina painopisteisiinsä.

6.5.2 jBul 2

Silta on alikulkusilta, jonka hyödyllinen leveys on 7,2 m. Sen suunnittelussa on käytetty kuormakaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46. Kannella sijaitsee keskeisesti yksi raide. Kannen poikkileikkaus on paksuudeltaan muuttuva, jännevälin keskellä kannen paksuus on enimmillään 1150 mm ja ohuimmillaan 1050 mm. Vastaavasti tukikerrok-

sen paksuus vaihtelee 590 mm ja 705 mm välillä kannen paksuuden mukaisesti. Laskentamallissa kansi yksinkertaistettiin vakioksi koko sillan matkalle ja poikkileikkauksena käytettiin ohuinta kantta, jolloin laskentatulokset ovat varmalla puolella.

Sillan kummallakin tukilinjalla sijaitsee kaksi teräsputkipaalua, joiden päissä kumipesälaakerit. Kansirakenne jatkuu 1,75 m ulokkein päätytukilinjoilta. Päätypalkkien massat ja siirtymälaattojen massat sekä kuormitukset mallinnettiin rakennemallissa kannen päätyyn. Vastaavasti siipimuurien massat mallinnettiin niiden painopisteisiin. Silta on varustettu 5 m pitkillä ja kokonaisleveydeltään 6 m kokoisilla elementtirakenteisilla siirtymälaatoilla, jotka otettiin huomioon rakennemallissa NCCI1 kohdan B.4.8 mukaisella pituudella.

6.5.3 jBul 3

Silta on vuonna 2013 suunniteltu alikulkusilta, jonka hyödyllinen leveys on 7,2 m. Sen suunnittelussa on käytetty kuormakaaviota LM71 luokittelukertoimella 1,46. Kannen poikkileikkaus on korkeussuunnassa hieman muuttuva ja rakennemallissa kansi yksinkertaistettiin mallintaen ohuimmalla poikkileikkauksella. Kummallakin tukilinjalla on kaksi teräsputkipaalua, joiden päissä sijaitsevat kiinteät kalottilaakerit. Kansi jatkuu tukilinjoilta 1,75 m mittaisin päätyulokkein. Silta on varustettu 5 m pitkillä ja 6,2 m leveillä siirtymälaatoilla kummassakin päädyssä, jotka tehtiin rakennemalliin aiempien siltojen tapaan. Päätypalkkien massat ja siirtymälaattojen massat sekä kuormat mallinnettiin kannen päädyn solmuihin. Siipimuurien painot mallinnettiin niiden painopisteisiin.

7. TULOKSET

Tämän luvun alakappaleissa on esitetty laskentatulokset jaoteltuna siltatyypeittäin ja edelleen yksittäisiin siltoihin. Tulokset on kerrottu liikennevälineen ja raiteen epätarkkuuden lisäkertoimella $1 + \frac{\varphi''}{2}$, joka määrittäminen on kuvattu kappaleessa 3.5. Mikäli radalla liikennöidään suurnopeuksilla, voidaan olettaa radan olevan huolellisesti kunnossapidetty, jolloin laskennoissa on käytetty huolellisesti kunnossapidetyn radan kerrointa.

Saatuja tuloksia vertaillaan kannen taipuman ja kiihtyvyyden raja-arvoihin. Lisäksi vertailua tehdään matkustajamukavuustason ”erittäin hyvä” sallittuihin taipumakriteereihin, jotka on esitetty Eurokoodissa SFS-EN 1990-1 sekä tämän työn kappaleessa 3.1.2. Ulokkeiden taipumarajana on esitetty mukavuustason ”erittäin hyvä” taipumakriteeri, mikä vastaa rautatiesiltojen ulokkeille asetettua raja-arvoa (Väylävirasto 2019b).

7.1 Betoniset laattasillat

Tutkituilla laattasilloilla taipumat alittivat selkeästi taipumarajan ja matkustajamukavuuskriteerin. Kiihtyvyyksien osalta raja-arvon ylityksiä havaittiin lyhyellä jännemitalla (5,95 m) reilusti yli 200 km/h nopeuksilla. Poikkeuksena InterCity, joka rikkoi raja-arvon jo alle 160 km/h nopeudella. 12 m jännemitalla kaavio D4 oli raja-arvon ylittävä jo alle 200 km/h nopeuksilla aiheuttaen selkeän huipun. Vastaavasti HSLM-A-junat ja nykyinen kalusto eivät aiheuttaneet ongelmia kiihtyvyyden suhteen alle 295 km/h nopeuksilla. Hieman pidemmällä 15 m jännemitalla useat HSLM-A-junat ylittivät kiihtyvyysrajan nopeudesta noin 240 km/h alkaen. Seuraavissa alaluvuissa on esitetty tulokset silloittain.

7.1.1 BI 1

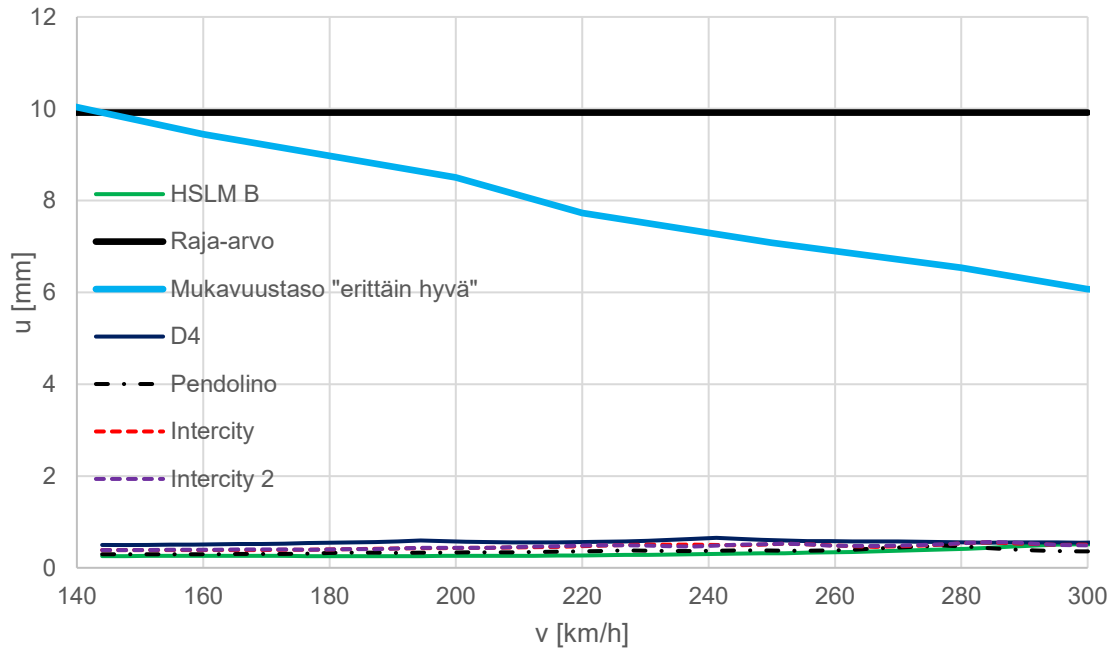
Taulukossa 7.1.1.1. on esitetty lasketut alimmat ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuksien aiheuttama lisäkerroin sekä siihen vaikuttavat tekijät.

Taulukko 7.1.1.1. BI 1 ominaistaajuudet.

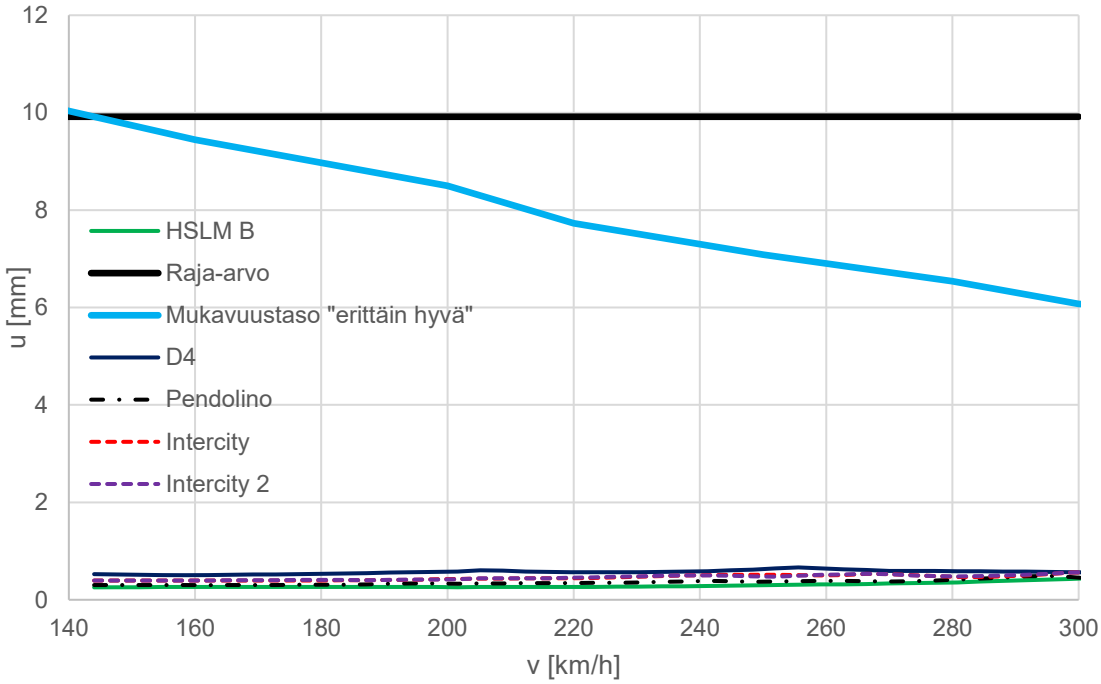
Määräävä pituus L_Φ	5,95 m
Nopeuskerroin α	1

Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	23,924 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,375
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	25,374
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,4

Analyysissä otettiin mukaan taajuudet sillan 3. taivutuksen ominaistaajuuteen saakka (139,215 Hz,147,654 Hz). Tällöin laskentaan sisältyi mukaan 89,1 % kokonaismassasta. Sillan kuormitettu pituus on alle 10 m, jolloin kappaleessa 3.5 esitetyn mukaisesti otettiin huomioon kuorman jakautuminen tukikerroksen, kiskojen ja ratapölkkyjen välityksellä. Ratapölkkyjakona käytettiin 610 mm. Kuvissa 7.1.1.1. ja 7.1.1.2. on lasketut kannen suurimmat taipumat kuormittavilla junilla eri massan arvoilla.

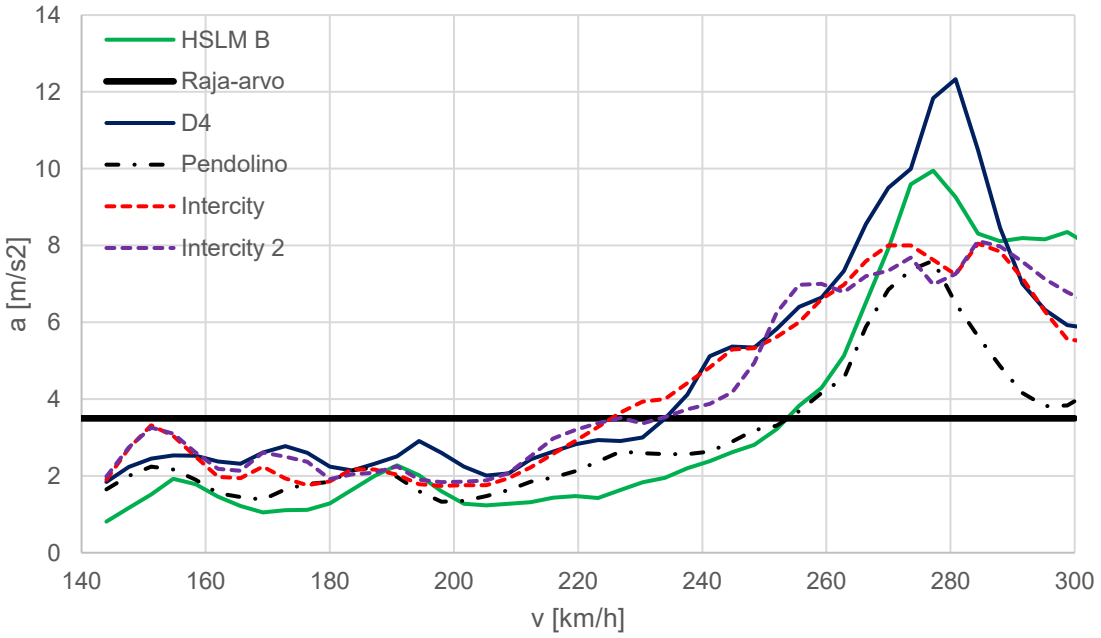


Kuva 7.1.1.1. BI 1 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.

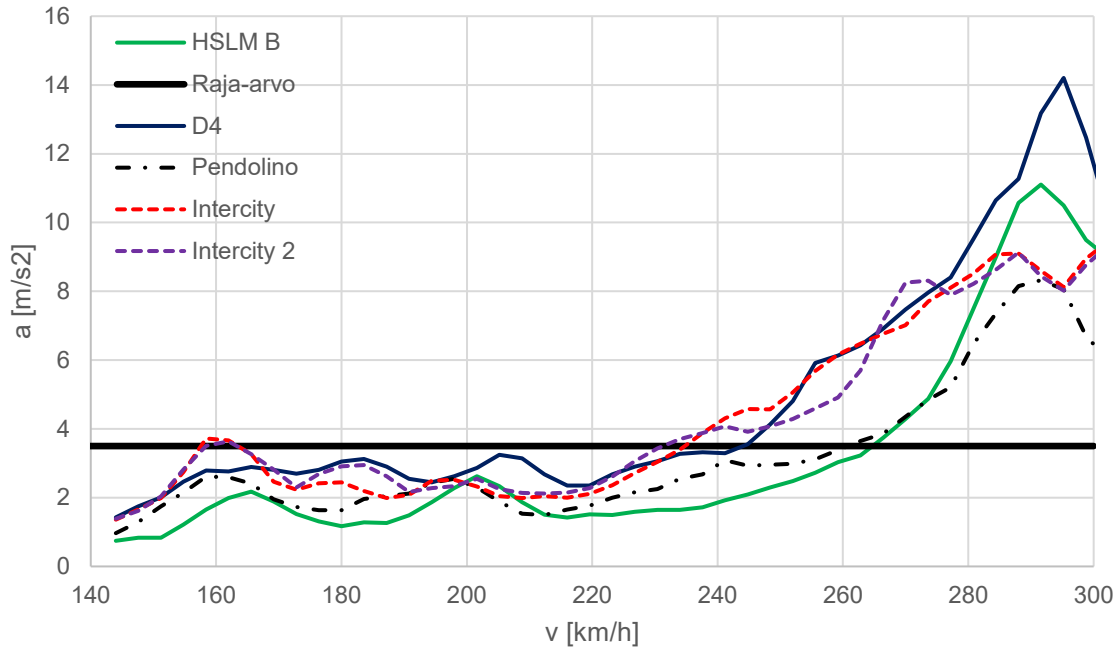


Kuva 7.1.1.2. BI 1 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Taipumat pysyvät lähes vakiona nopeudesta riippumatta. D4 tuottaa kauttaaltaan hieman suurempia taipumia kuin HSLM-B, Pendolino ja InterCity. Taipumat ovat merkittävästi pienempiä kuin sallittu taipuman raja-arvo 9,92 mm. Myös matkustajamukavuuden taipumaraja alittuu selvästi. Massan eri arvoilla ei ole vaikutusta taipumien suuruusluokkaan. Kuvissa 7.1.1.3.–7.1.1.4. on lasketut kannen kiihtyvyyden arvot.



Kuva 7.1.1.3. BI 1 kannen kiihtyvyys massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.1.1.4. Bl 1 kannen kiihtyvyys massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy ensimmäisen kerran jo hieman alle 160 km/h nopeudella InterCityn vaikutuksesta. HSLM-B ylittää raja-arvon vasta yli 255 km/h nopeuksilla. D4 tuottama kiihtyvyys rikkoo raja-arvon nopeudesta 235 km/h alkaen ja saavuttaa huippu-arvon tarkastellulla nopeusalueella. Kiihtyvyys nousee jopa arvoon 14 m/s^2. Puolestaan Pendolinon tuottama kiihtyvyys on yli raja-arvon ensimmäisen kerran nopeudella 255 km/h. Suurimmat kiihtyvyydet kullakin nopeudella syntyvät pääosin kentän keskipisteen solmussa. Nopeusalueen alkupuolella suurimpia kiihtyvyyksiä syntyy myös solmuihin, jotka sijaitsevat 1,5 m etäisyydellä kentän keskeltä.

7.1.2 Bl 2

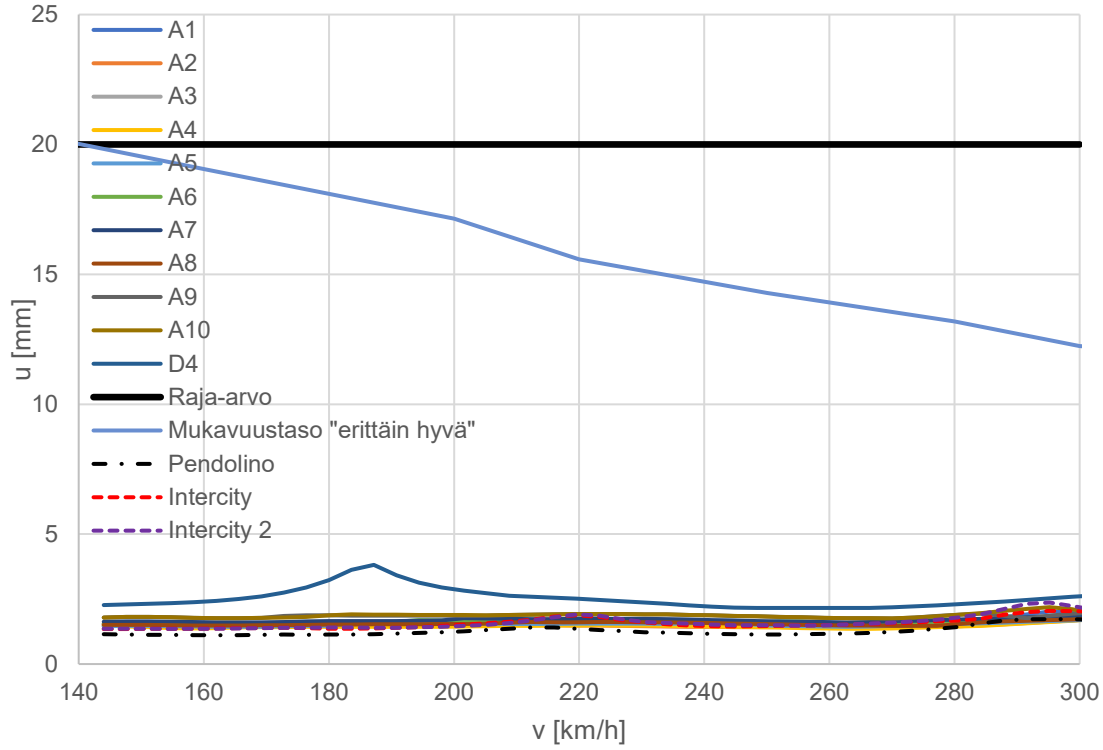
Taulukossa 7.1.2.1. on esitetty lasketut alimmat ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuksien aiheuttama lisäkerroin sekä siihen vaikuttavat tekijät.

Taulukko 7.1.2.1. Bl 2 ominaistaajuudet.

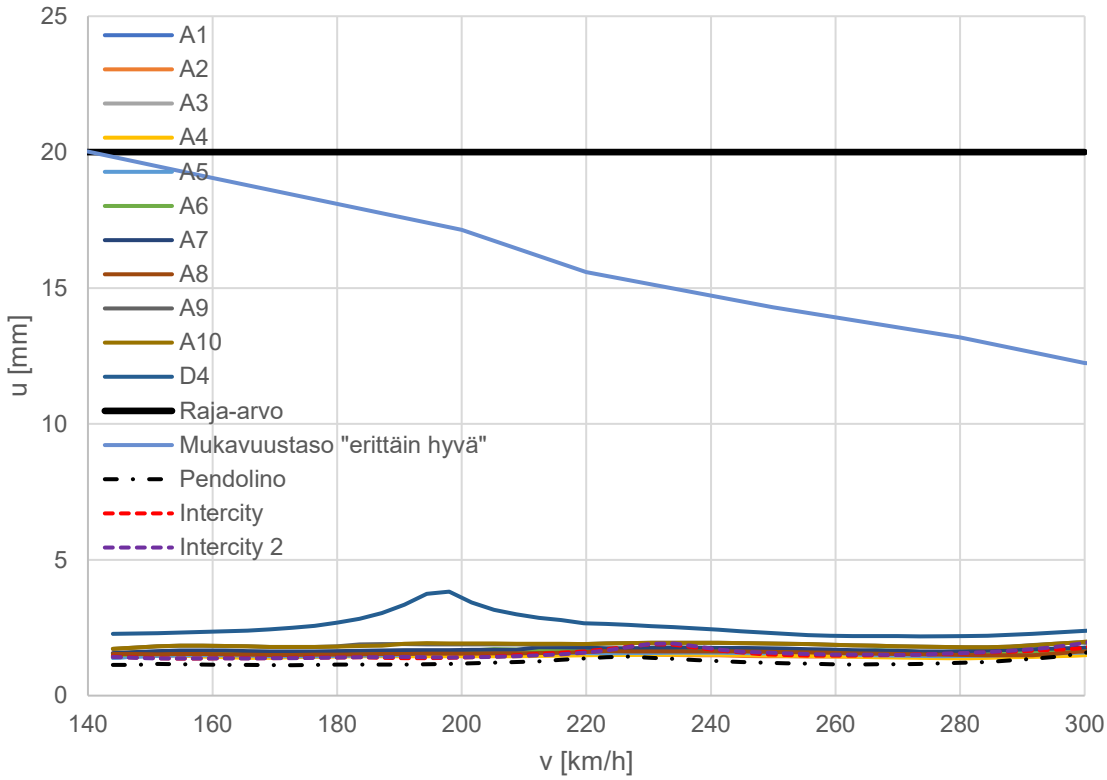
Määräävä pituus L_Φ	12 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	9,219 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,133

Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	9,730 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,146

Liikkuvan kuorman analyysin sisällytettiin taajuudet 3. taivutuksen ominaistaajuuteen (75,800 HZ, 79,999 Hz) saakka, jolloin 89,3 % massasta oli mukana. Kuvissa 7.1.2.1. ja 7.1.2.2. on lasketut kannen suurimmat taipumat kuormittavilla junilla eri massan arvoilla.

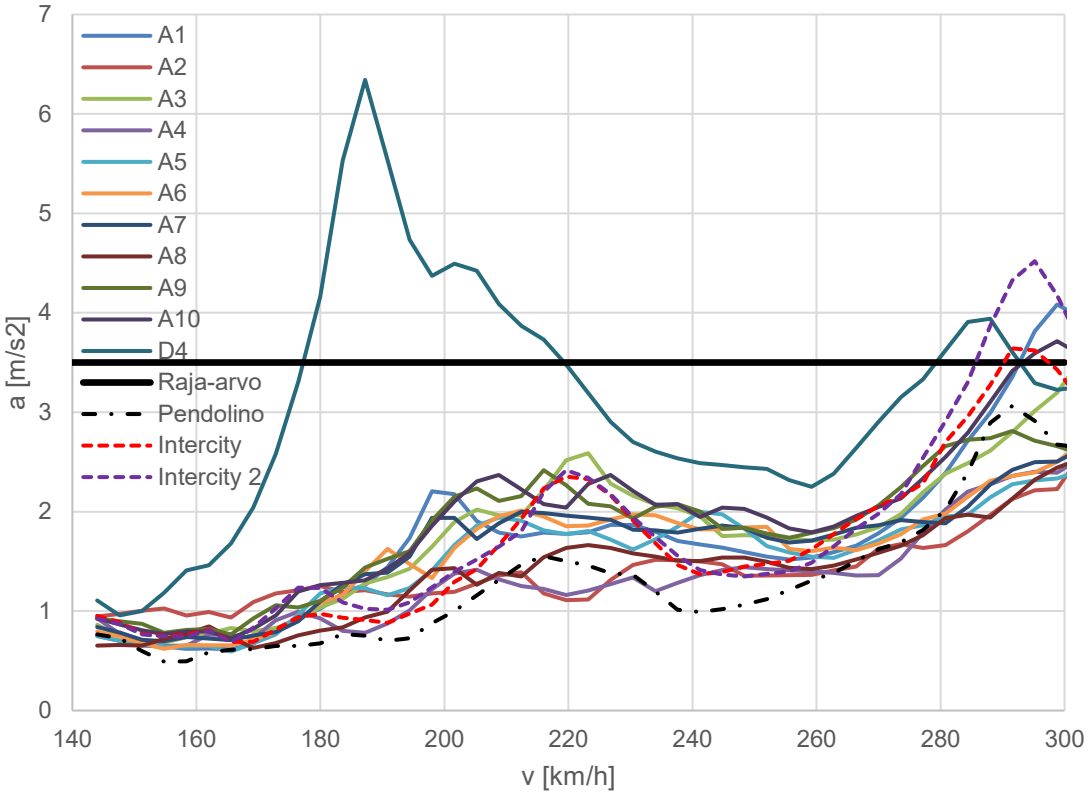


Kuva 7.1.2.1. Bl 2 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.

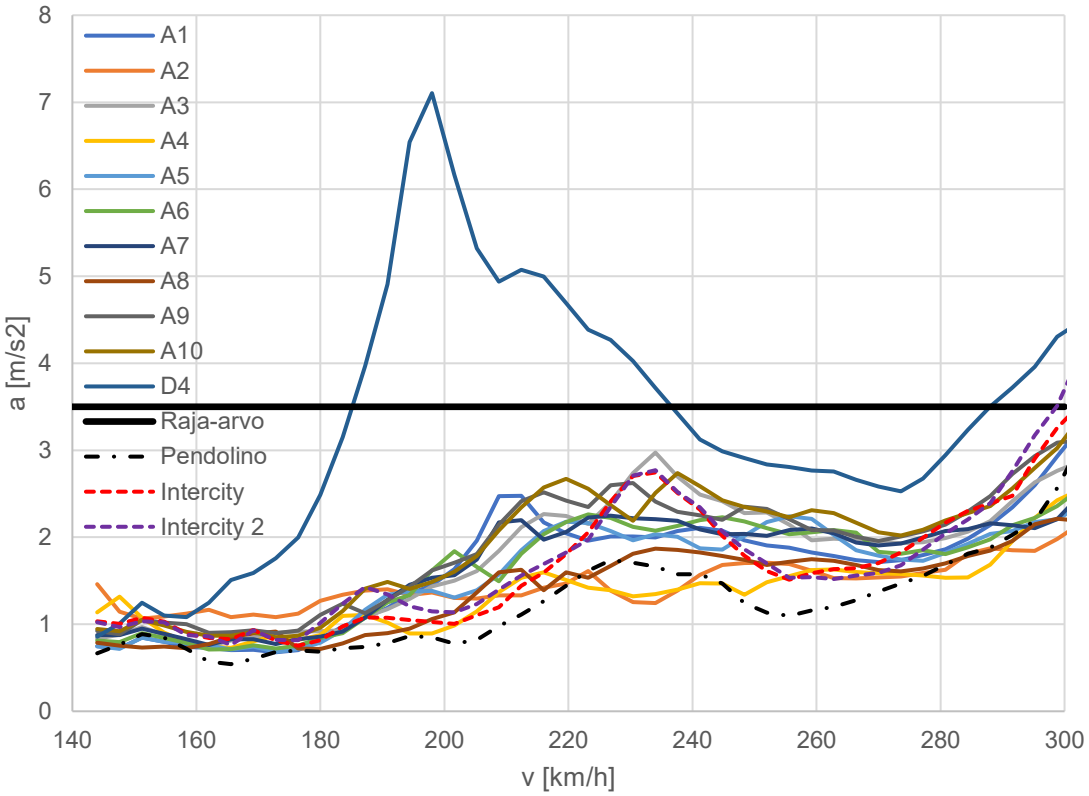


Kuva 7.1.2.2. BI 2 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

HSLM-A-junat tuottavat samansuuruisia taipumia nopeudesta riippumatta. D4 juna aiheuttaa HSLM-A-junia suurempia taipumia, jotka kuitenkin ovat selkeästi sallittua rajaa pienempiä. Pendolinon aiheuttamien taipumien voidaan havaita olevan kaikkein pienimpiä. Taipumaraja 12 m jännemitalla on 20 mm (L/600). Myös matkustajamukavuuden taipumakriteerit alittuvat selkeästi. Massan eri arvoilla ei ole juurikaan vaikutusta taipumien arvoihin. D4 junan havaitaan aiheuttavan huippuarvon nopeudella n.187 km/h maksimimassalla ja nopeudella n.198 km/h minimimassalla. Kuvissa 7.1.2.3. ja 7.1.2.4. on esitetty sillan kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.1.2.3. BI 2 kannen pystykiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.1.2.4. BI 2 kannen kiihtyvyydet massa alaraja-arviolla.

Kannen pystykiihtyvyydet ovat lähellä toisiaan junilla A1-A10. Kiihtyvyyksissä havaitaan pientä kasvua lähestyttäessä nopeusalueen ylärajaa. Junat A1 ja A10 ylittävät maksimimassalla kiihtyvyyden raja-arvon 3,5 m/s^2 yli 290 km/h nopeuksilla. Muut HSLM-A-junien aiheuttamat kiihtyvyydet pysyvät raja-arvon alapuolella. Massan alaraja-arviolla mikään HSLM-A-juna ei ylitä 3,5 m/s^2 kiihtyvyyttä. D4 juna aiheuttaa raja-arvon ylittäviä kiihtyvyyksiä nopeuksilla n. 175–218 ja 280–290 km/h maksimimassalla sekä nopeuksilla n. 185–235 km/h ja yli 290 km/h minimimassalla. Kiihtyvyyksiin syntyy selkeitä huippuja samoilla nopeuksilla, joilla taipumahuiput esiintyivät D4 kaaviolla. Pendolinon ja InterCityn kiihtyvyydet noudattavat melko hyvin HSLM-junia. Pendolinon kiihtyvyyksien havaitaan olevan paikoitellen HSLM-junia pienempiä. InterCity rikkoo raja-arvon nopeudella noin 285 km/h veturin ollessa junan perässä. Suurimmillaan kannen kiihtyvyys on massan alaraja-arviolla junan D4 vaikutuksesta 7,1 m/s^2. Suurimmat kiihtyvyydet esiintyvät pääosin kentän keskialueen solmuissa, kauimmillaan 1,5 m etäisyydellä kentän keskeltä.

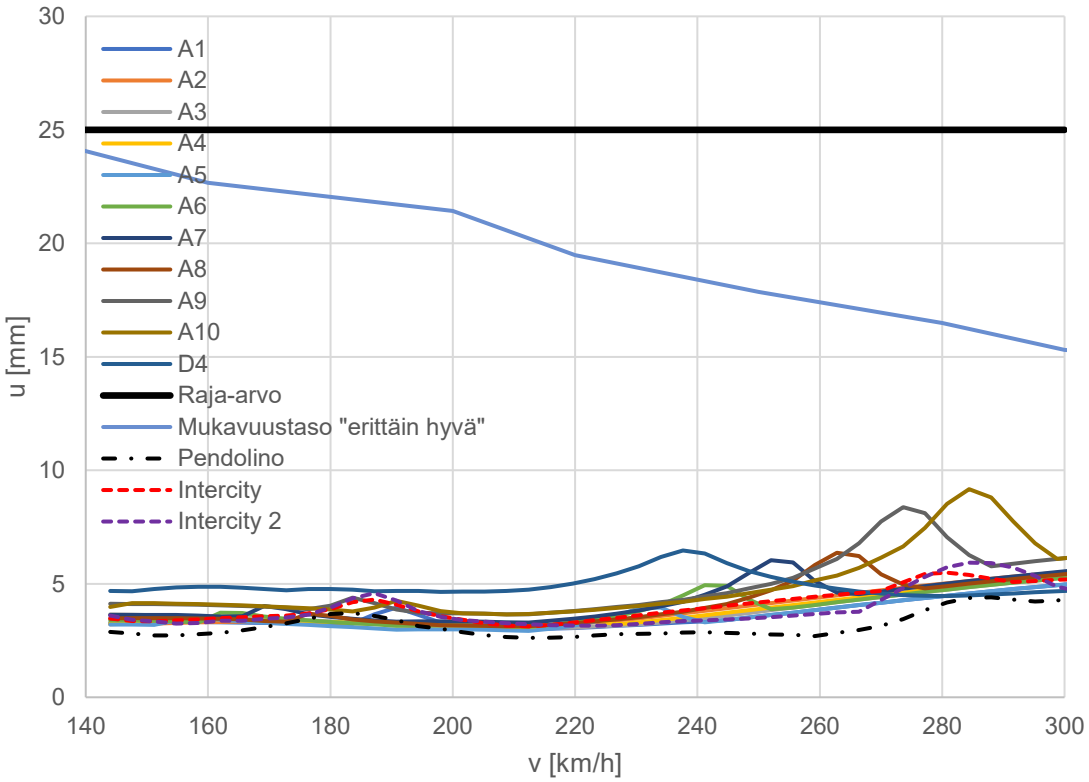
7.1.3 BI 3

Taulukossa 7.1.3.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkerroin ja siihen vaikuttavat asiat.

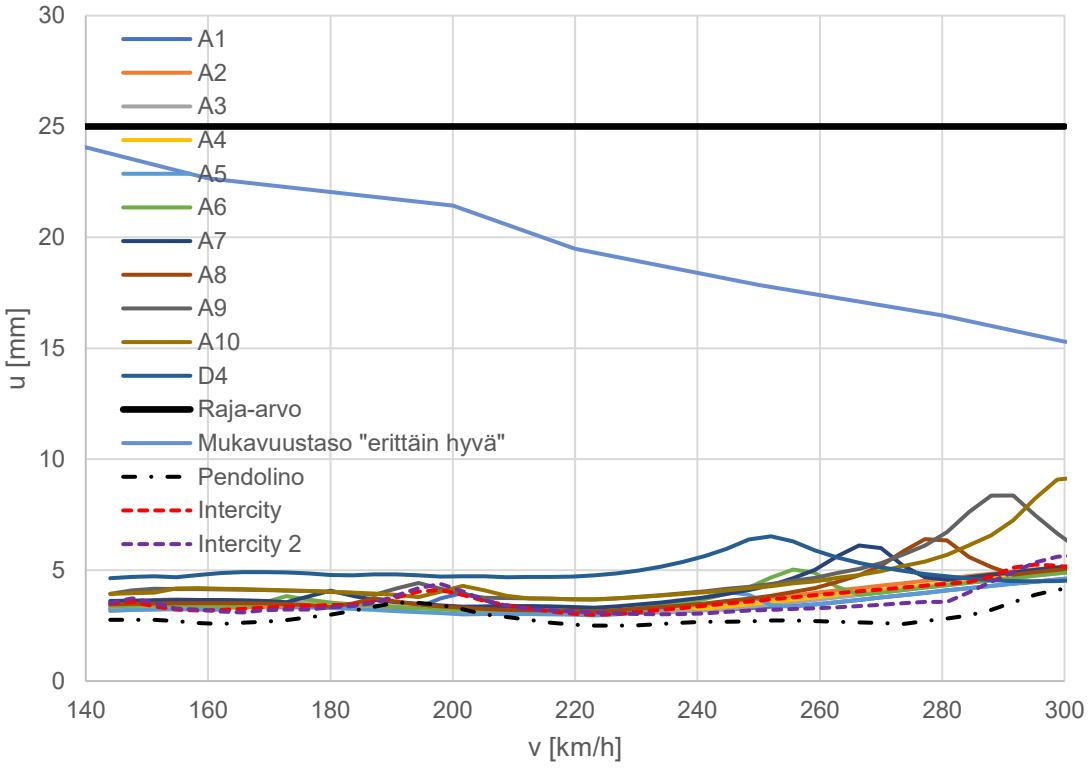
Taulukko 7.1.3.1. BI 3 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	15 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	5,89 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,044
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	6,220 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,053

Analyysissä otettiin huomioon taajuudet sillan 3. taivutuksen ominaistaajuuteen (49,578 Hz, 52,356 Hz) saakka, jolloin laskennassa oli mukana 89,6 % kokonaismassasta. Kuvissa 7.1.3.1–7.1.3.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alaraja-arvioilla.



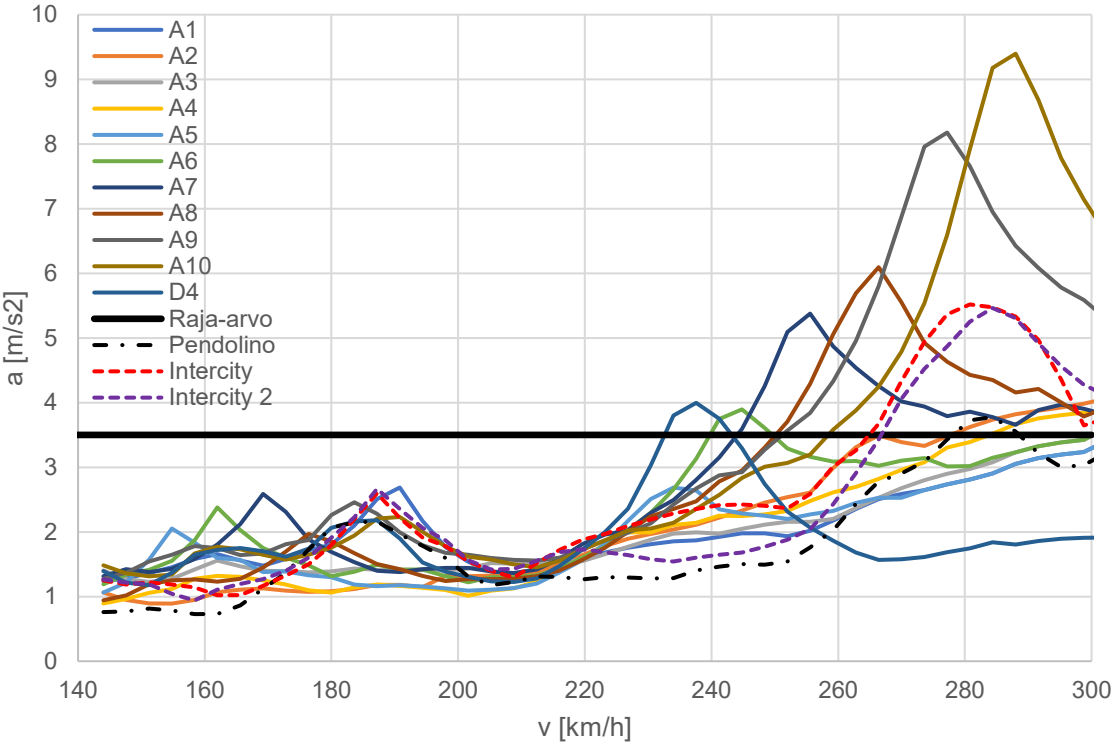
Kuva 7.1.3.1. BI 3 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.



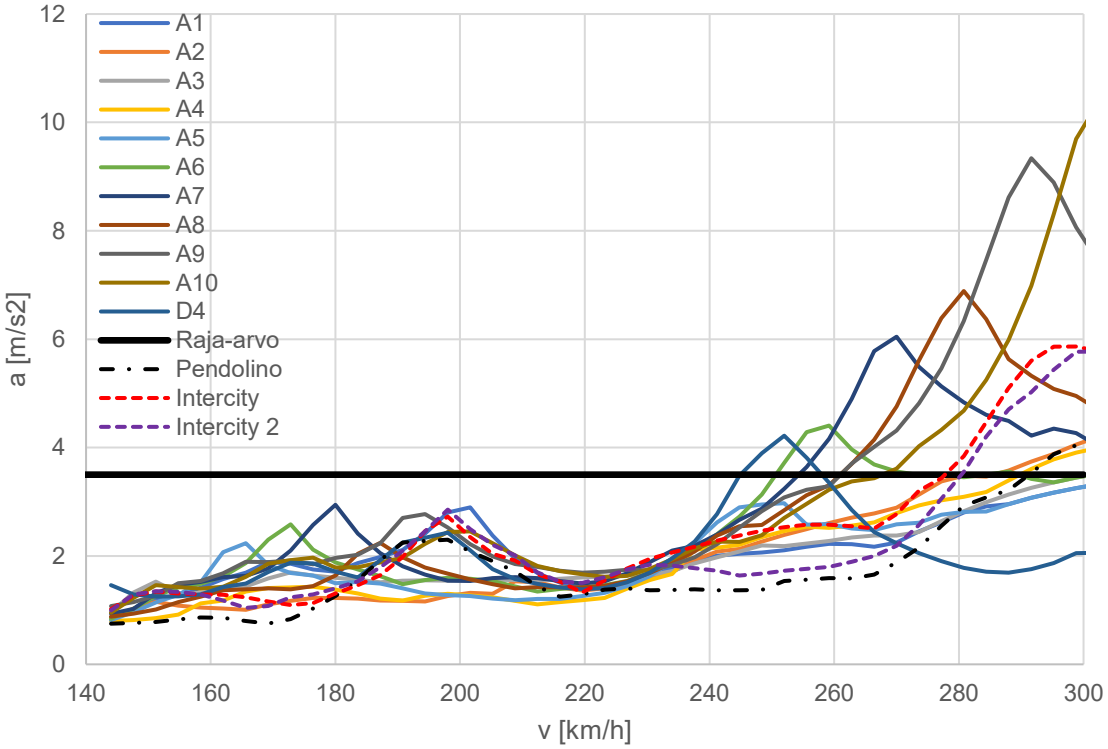
Kuva 7.1.3.2. BI 3 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Taipuman arvot pysyvät maltillisina kaikilla junilla, nopeuksilla ja massa-arvioilla sallittuun taipumaan 25 mm nähden. Junien aiheuttamat taipumat ovat myös selkeästi alle

matkustajamukavuuden taipumakriteerin. Junilla A7-A10 sekä D4 havaitaan kuvaajiin syntyvän huippuja, muuten taipumien saadessa suhteellisen tasaisia arvoja. InterCityn aiheuttamat taipumat ovat samaa suuruusluokkaa HSLM-junien kanssa ja Pendolinon taipumat ovat pienempiä. Kuvissa 7.1.3.3.–7.1.3.4. on lasketut kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.1.3.3. Bl 3 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.1.3.4. Bl 3 kannen kiihtyvyys massan alaraja-arviolla.

Molemmilla massa-arvioilla junat A6-A10 ylittävät sallitun kiihtyvyysrajan. Massan yläraja-arviolla kiihtyvyysraja ylittyy ensimmäisenä 240 km/h nopeudella, jota suuremmilla nopeuksilla kiihtyvyysraja ylittyy vähintään yhdellä aiemmin mainituista junista. Vastaavasti massan alaraja-arviolla kiihtyvyysraja ylitetään ensimmäisen kerran n. 250 km/h nopeudella. Junien A6-A10 huiput näyttävät selvästi muodostuvan tarkastellulle nopeusalueelle massan yläraja-arviolla. Kyseiset huiput eivät ole kuitenkaan ensimmäisiä resonanssinopeuksia, vaan puolet tästä. Ensimmäiset resonanssinopeudet sillalle määritettiin kappaleessa 4.2.3. Ensimmäisten resonanssinopeuksien vasteet olisivat suuremmat kuin nopeusalueella esiintyvillä huipuilla. Nopeusalueen huiput ovat kuitenkin selkeästi havaittavissa ja ylittävät raja-arvon huomattavasti.

D4 aiheuttaa kummallakin massa-arviolla huipun, jonka ympäristössä raja-arvo ylittyy. Pendolino ja InterCity käyttäytyvät HSLM-junien kaltaisesti kiihtyvyyksien jääden pienemmäksi erityisesti huippujen kohdalla. InterCityn osalta raja-arvo ylitetään nopeudella 265 km/h ja Pendolinolla 275 km/h. Suurimmat kiihtyvyydet syntyvät pääosin kentän keskialueen solmuihin, erityisesti kuvaajien huippuarvot tarkalleen kentän keskipisteeseen. Joillain nopeuksilla suurin kiihtyvyys syntyy solmuun, joka on 3,5 m päässä kentän keskipisteestä.

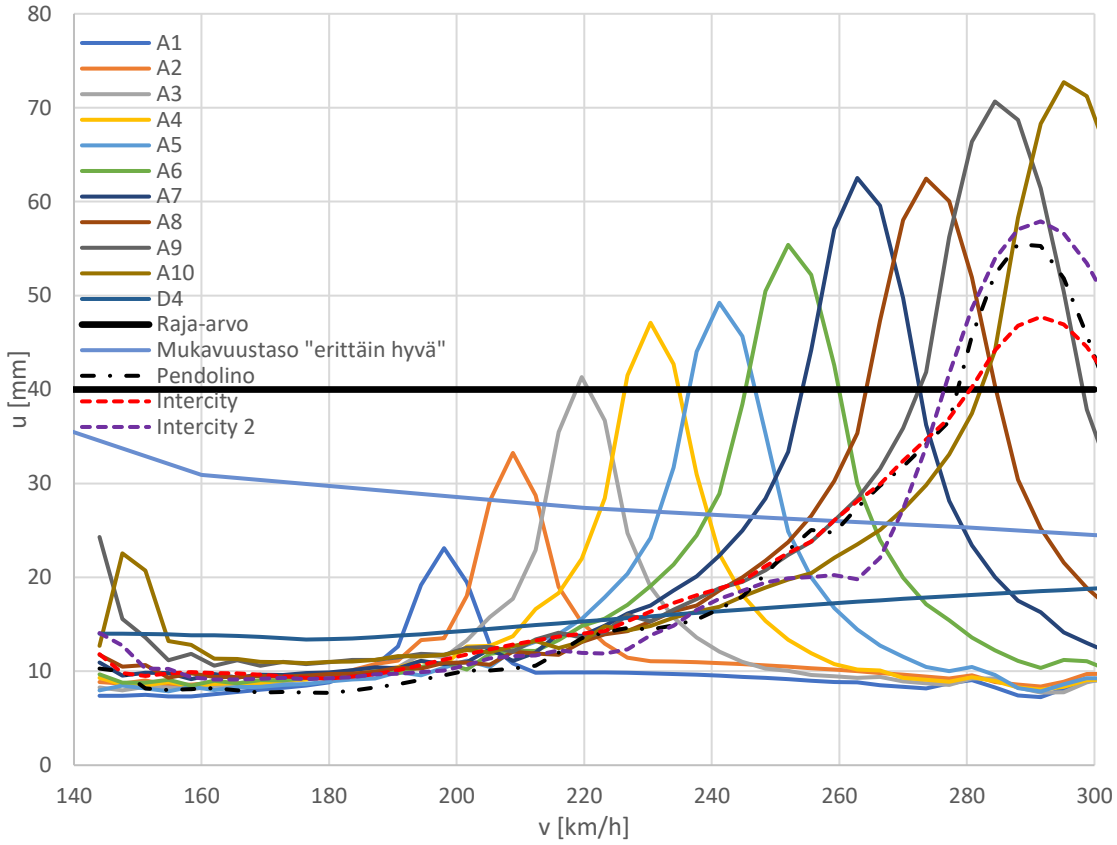
7.2 Jännitetyt betoniset palkkisillat

Jännitettyjen palkkisiltojen tarkastelu käsitti vain yhden sillan jBp 1, jonka FEM-analyysin tulokset esitellään tässä kappaleessa. Taulukossa 7.2.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

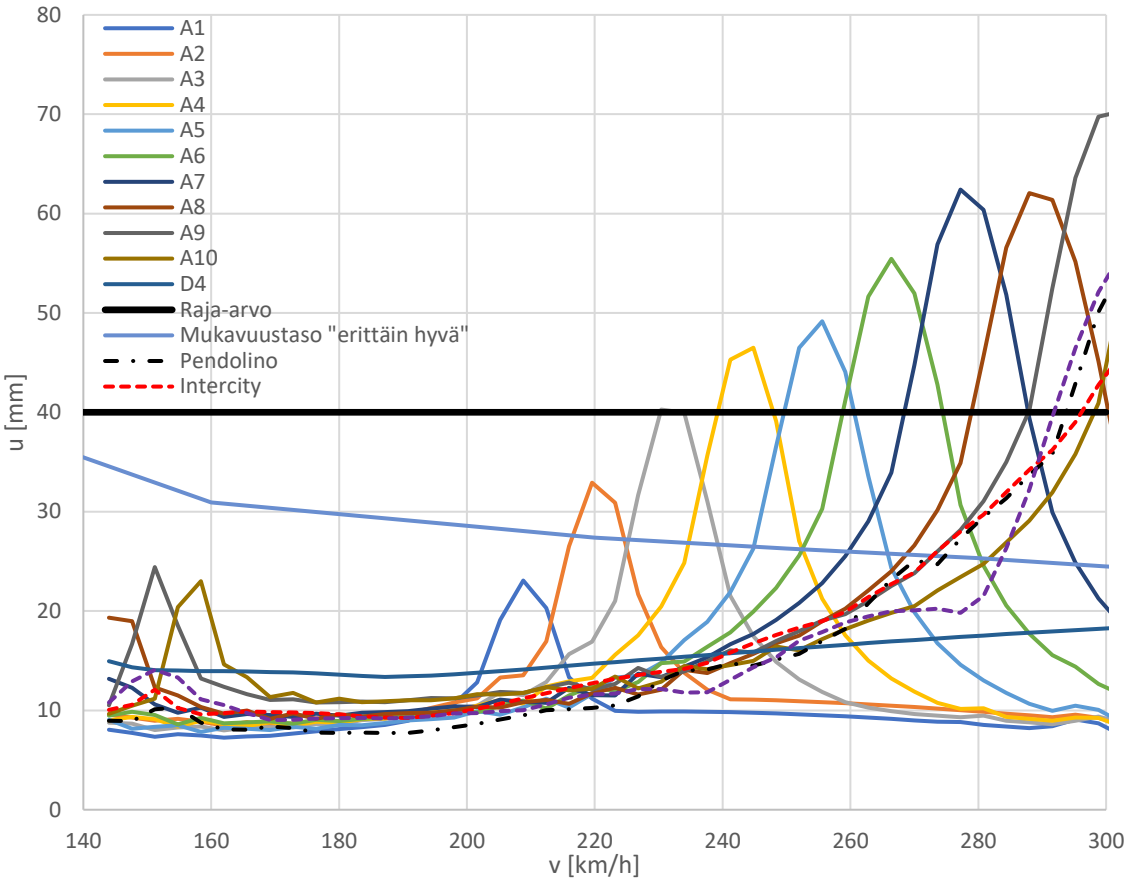
Taulukko 7.2.1. jBp 1 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	24 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	3,057 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	3,228 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1

Analyysissä otettiin huomioon massan yläarajalla taajuudet 130 Hz (29 kpl) ja alarajalla 140 Hz (29 kpl) saakka. Tällöin pystysuunnan massasta saavutettiin 88,7 % ja 88,6 %. Kuvissa 7.2.1 ja 7.2.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alaraja-arvioilla.



Kuva 7.2.1. jBp 1 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.



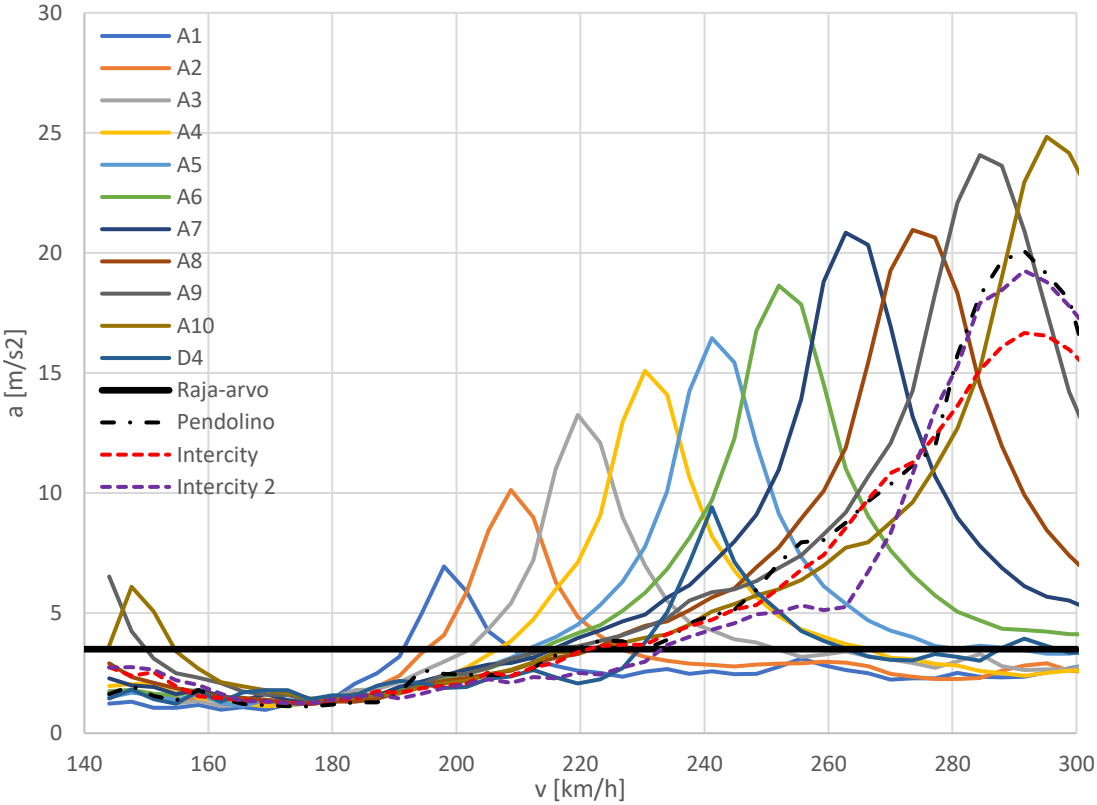
Kuva 7.2.2. jBp 1 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Kannen taipuman kuvaajissa havaitaan selkeästi huippuarvoja, joiden ilmeneminen vastaa kappaleessa 4.2.4 esitettyjä resonanssinopeuksia. Junan A3 aiheuttama taipuma ylittää rakenteellisen raja-arvon jo hieman alle 220 km/h nopeudella. Tätä suuremmilla nopeuksilla esiintyvät A4-A10 junien aiheuttamat huiput, jotka ylittävät reilusti taipumarajan. Suurimmillaan taipuma on yli 70 mm junan A10 vaikutuksesta. Matkustajamukavuuden ”erittäin hyvä” taipumakriteeri ylittyy nopeudesta 205 km/h alkaen. Suurimmat taipumat syntyvät aina jännevälin keskelle.

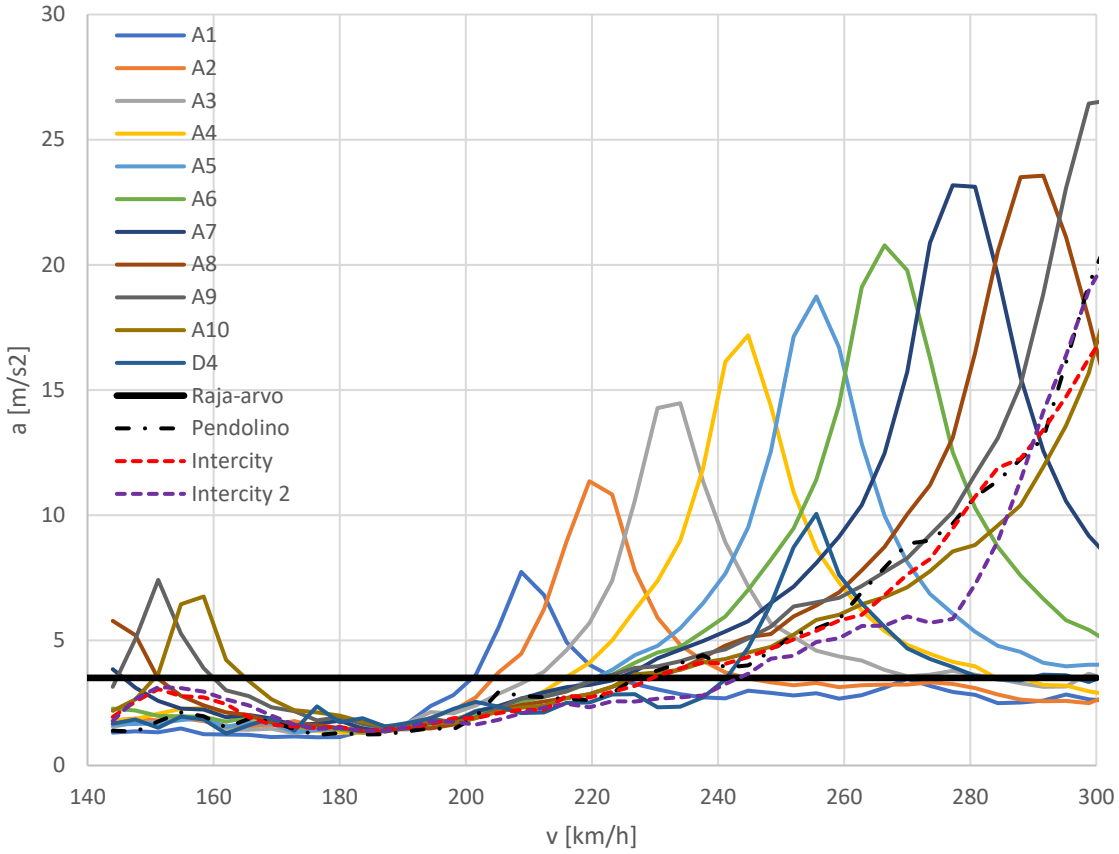
D4 aiheuttaa tasaisesti ja loivasti kasvavan taipumakuvaajan, joka ei ylitä taipumarajaa eikä matkustajamukavuuskriteeriä nopeusalueella. Pendolino ja InterCity sijoittuvat resonanssinopeuden osalta A9 ja A10 välille. Myös muilta osin kuvaajien muodot noudattelevat junia A9 ja A10. Taipumien arvot resonanssissa ovat kuitenkin Pendolinolla ja InterCityllä selvästi pienempiä kuin A9- ja A10-junilla.

InterCityn ajosuunnalla havaitaan olevan selvästi merkitystä raja-arvojen ylittymisen kannalta. Veturin sijaitessa junan edessä matkustajamukavuuskriteerin raja ylitetään samalla nopeudella kuin Pendolino, eli noin 10 km/h alhaisemmalla nopeudella kuin ve-

turin sijaitessa junan viimeisenä. Vastaavasti veturin sijaitessa junan viimeisenä ylitetään turvallisuuden taipumaraja hieman aikaisemmin. Myös resonanssissa syntyvä taipuma on enemmän, kun veturi on junan viimeisenä. Resonanssi ilmenee kuitenkin samalla nopeudella. Pendolino näyttäisi käyttäytyvän resonanssin ilmetessä melko samalla tavalla kuin InterCityn määräävät vaikutukset. Kuvissa 7.2.3 ja 7.2.4 on kannen kiihtyvyydet massan eri arvoilla.



Kuva 7.2.3. jBp 1 kannen kiihtyvyys massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.2.4. jBp 1 kannen kiihtyvyys massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy junien A8-A10 vaikutuksesta jo nopeusalueen alkupäässä alle 165 km/h nopeuksilla. Tämän jälkeen nopeuksilla 165–190 km/h kiihtyvyys pysyy alle 3,5 m/s^2. Nopeuden 190 km/h jälkeen esiintyvät resonanssin aiheuttamat huiput ja kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy nopeusalueen loppuun saakka. Resonanssihuiput esiintyvät samoilla nopeuksilla kuin taipumien tarkasteluissa havaittiin. D4 juna aiheuttaa pienempiä kiihtyvyyksiä kuin HSLM-junat. Pendolinon ja InterCityn käyttäytymisen voidaan todeta olevan vastaavaa suhteessa muihin juniin kuin taipumienkin osalta. Samoin InterCityn ajosuunnalla on samat vaikutukset kuin taipumissa. Pendolino ja InterCity ylittävät kiihtyvyysrajan hieman alle 220 km/h nopeudella. Suurimmat kiihtyvyydet esiintyvät pääosin jännevälin keskialueen solmuissa, myös joillain nopeuden arvoilla kannen päätyihin muodostuu suurin kiihtyvyys.

7.3 Betoniset jatkuvat laattasillat

Tutkituilla betonisilla jatkuvilla laattasilloilla ei havaittu syntyvän resonanssia tarkastelluilla nopeuksilla. Kuormakaavio D4 tuotti kummallakin sillalla suurimmat vasteet. HSLM-junat ja nykyinen kalusto tuottivat melko tasaisia kiihtyvyyksiä nopeudesta riippumatta. Paikoitellen myös raja-arvo ylittyi jo alhaisilla nopeuksilla. Seuraavissa kappaleissa on käsitelty tulokset siltakohtaisesti.

7.3.1 Bjl 1

Sillan molemmilla rakennemalleilla laskettiin kannen pystysiirtymät ja kiihtyvyydet massan yläraja-arvioilla. Näiden tulosten perusteella valittiin toinen malli, jolle laskettiin vasteet myös massan alaraja-arviolla. Seuraavaksi on esitelty kummankin rakennemallin tulokset.

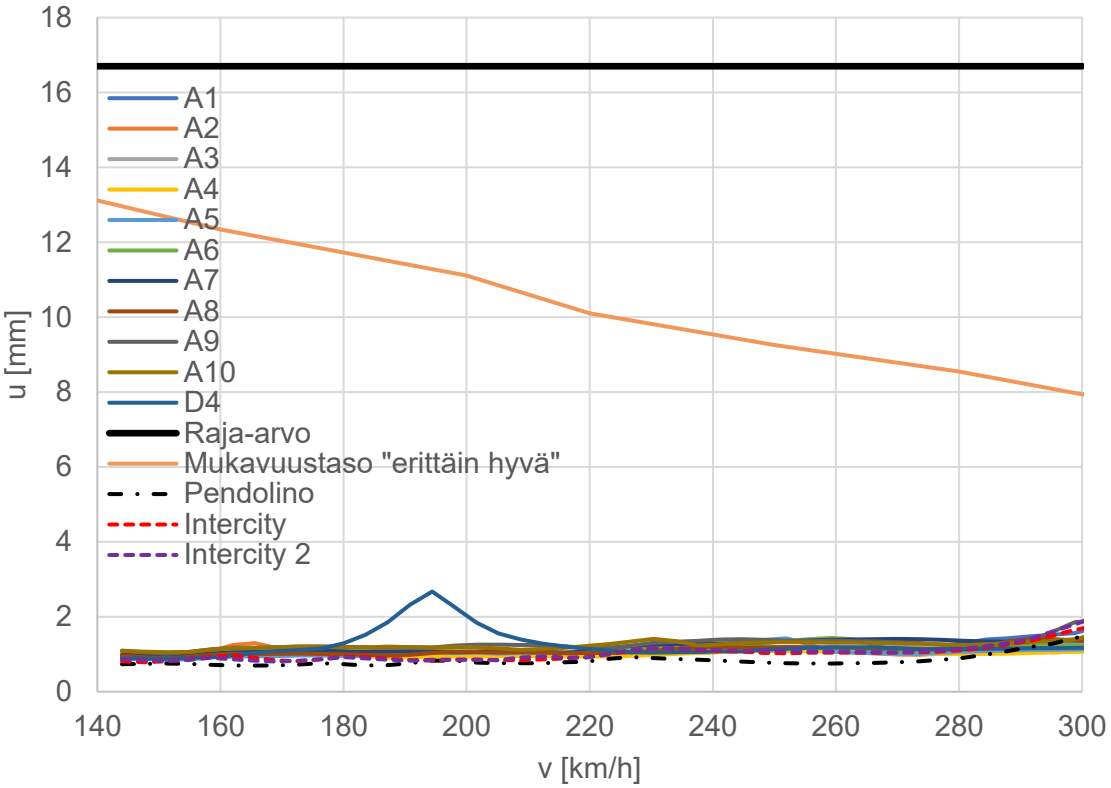
Rakennemalli 1 massan yläraja-arviolla

Rakennemallissa 1 välituet mallinnettiin vain nivelliitoksin. Taulukossa 7.3.1.1. on alin ominaistaajuus sekä raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimen tekijät ja kertoimen arvo.

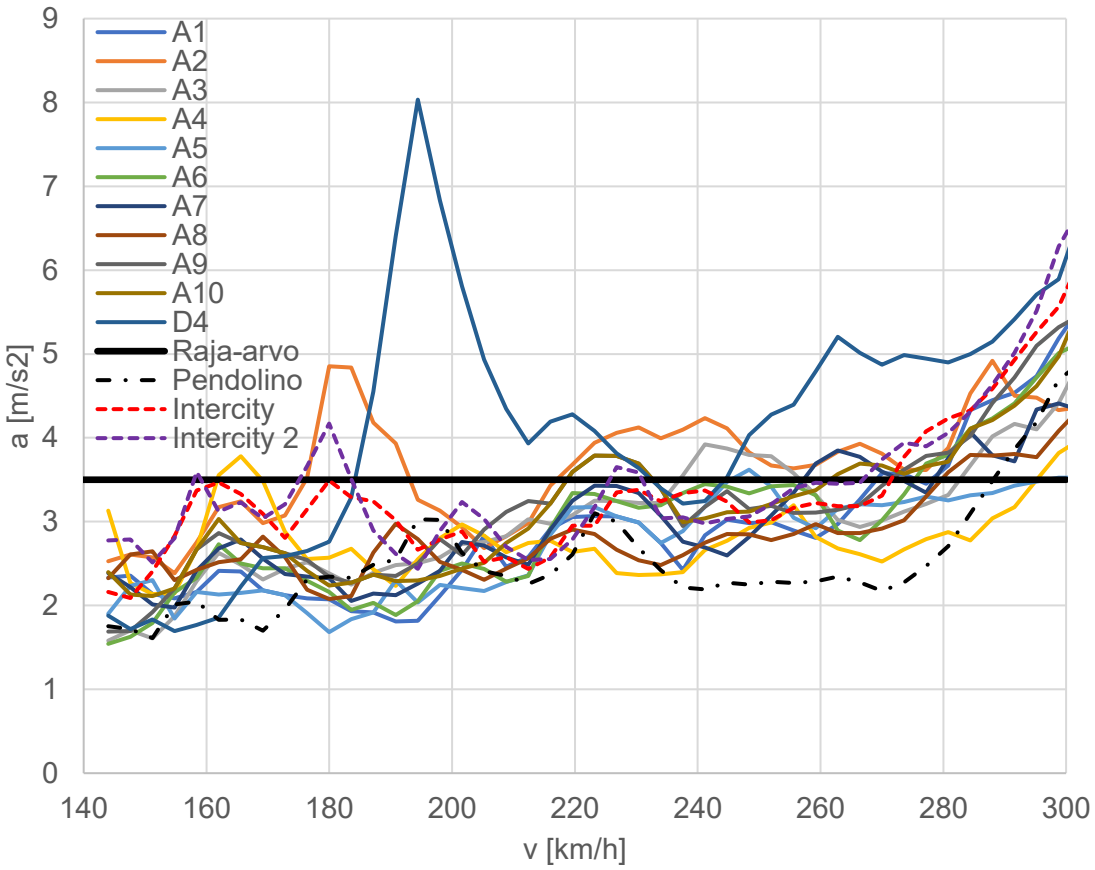
Taulukko 7.3.1.1. Bjl 1 rakennemallin 1 lisäkerroin ja alin ominaistaajuus massan yläraja-arviolla.

Määräävä pituus L_Φ (jatkuva laatta)	11,7 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	9,582 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,142

LUSASin liikkuvan kuorman analyysissä otettiin huomioon ominaistaajuudet 253 Hz saakka (71 ominaistaajuutta), jotta analyysiin sisältyy ohjelmiston vaatima osuus pystysuunnan massasta, eli 88,4 %. Kuvissa 7.3.1.1. ja 7.3.1.2 on esitetty lasketut tulokset.



Kuva 7.3.1.1. Bjl 1 kannen taipuma rakennemallilla 1 massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.3.1.2. Bjl 1 kannen kiihtyvyys rakennemallilla 1 massan yläraja-arviolla.

Kannen taipumat jäävät selvästi alle sallitun taipuman L/600 (16,7 mm) kaikilla kuormakaavioilla. Myös matkustajamukavuuden taipumaraja alittuu selvästi. D4-juna aiheuttaa muista erottuvan huipun taipumiin noin 195 km/h nopeudella. Pendolinon taipumien havaitaan olevan hieman pienempiä kuin muilla kuormakaavioilla. Taipumien suurimmat arvot syntyvät solmuihin, jotka ovat joko keski- tai reuna-aukkojen keskipisteissä.

Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy ensimmäisen kerran HSLM-junilla nopeudella 162 km/h junalla A4. Noin nopeudesta 217 km/h alkaen vähintään yksi HSLM-juna ylittää kiihtyvyysrajan ja kiihtyvyyksien havaitaan lähtevän kasvuun nopeusalueen loppupuolella. Juna D4 aiheuttaa korkean huipun kuvaajaan nopeudella 195 km/h, jolloin kiihtyvyys nousee jopa arvoon 8 m/s^2. Pendolino ja InterCity käyttäytyvät melko samalla tavalla kuin HSLM-junat. Suurimmat kiihtyvyydet esiintyivät solmuissa, jotka ovat aukkojen keskialueilla.

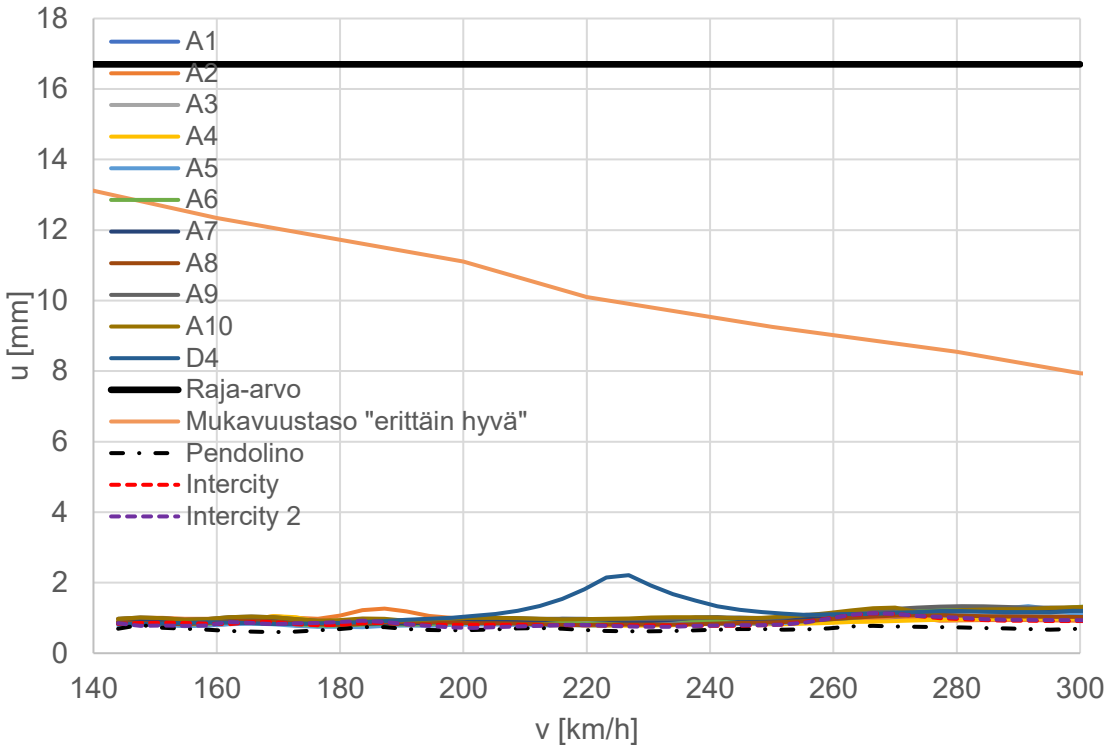
Rakennemalli 2 massan yläraja-arviolla

Rakennemallissa 2 välituet mallinnettiin 0,5 m pituisilla palkkielementeillä seinämäisellä pilarin poikkileikkauksella, jotka kiinnitettiin ylä- ja alapäistään jäykillä liitoksilla. Taulukossa 7.3.1.2. sillan ominaistaajuus ja lisäkerroin sekä siihen vaikuttavat tekijät.

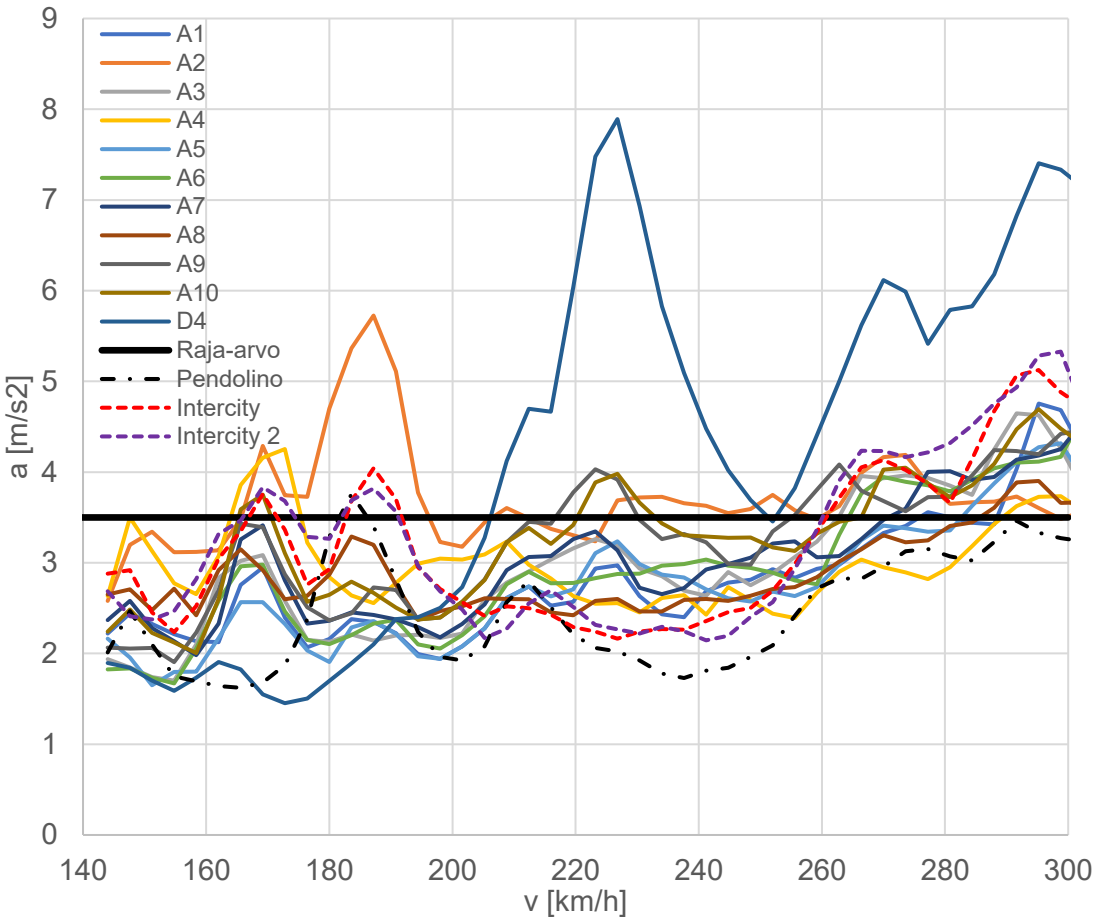
Taulukko 7.3.1.2. Bjl 1 rakennemallin 2 lisäkerroin ja alin ominaistaajuus massan yläraja-arviolla.

Määräävä pituus L_Φ (jatkuva laatta)	11,7 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	11,133 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,183

Analyysissä otettiin huomioon mukaan taajuudet 245 Hz saakka (81 ominaistaajuutta), jolloin laskentaan sisältyi 92,2 % pystysuunnan kokonaismassasta. Kuvissa 7.3.1.3 ja 7.3.1.4 on esitetty lasketut tulokset.



Kuva 7.3.1.3. Bjl 1 kannen taipuma rakennemallilla 2 massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.3.1.4. Bjl 1 kannen kiihtyvyys rakennemallilla 2 massan yläraja-arviolla.

Rakennemallilla 2 laskettu ominaistaajuus noin 1,5 Hz enemmän kuin rakennemallilla 1. Tämän perusteella voidaan päätellä, että kuormittavien junien resonanssinopeudet ovat suurempia rakennemallilla 2 kuin rakennemallilla 1.

Kannen taipumat ovat hyvin samanlaisia kuin rakennemallilla 1. Raja-arvo ja matkustajamukavuuskriteeri alittuvat selvästi. Tutkittaessa tarkemmin taipumien eroja rakennemallien välillä, voidaan havaita muutama seikka. Rakennemallilla 1 D4 aiheuttaa kuvaajaan 2,7 mm taipumahuipun nopeudella 195 km/h. Rakennemallilla 2 vastaava huippu on 2,2 mm 227 km/h nopeudella. Aivan 300 km/h tuntumassa mallilla 1 siirtymien havaitaan lähtevän nousuun ja ne saavuttavat arvoja välillä 1–1,9 mm. Mallilla 2 taipumien kasvua ei havaita ja taipumat ovat nopeusalueen lopussa 0,9–1,3 mm. Suurimmat taipumat syntyvät vastaaviin solmuihin kuin mallilla 1.

Kiihtyvyyksien kuvaajien muodot ovat mallien välillä melko samanlaisia. Vastaavanlaisia eroja voidaan havaita, mitä taipumien tarkasteluissa. D4 aiheuttama huippuarvo syntyy noin 30 km/h suuremmalla nopeudella ja on noin 0,1 m/s^2 pienempi mallilla 2 kuin mallilla 1. HSLM-junilla ensimmäinen raja-arvon ylitys tapahtuu kummallakin mallilla melko samalla nopeudella. Junien A2 ja A4 tuottamat huiput alle 200 km/h nopeuksilla ovat hieman suurempia mallilla 2. Nopeudesta 205 km/h alkaen vähintään yksi HSLM-juna ylittää raja-arvon mallilla 2, kun vastaava arvo mallilla 1 oli 217 km/h. Toisaalta taas nopeusalueen loppupäässä mallilla 2 kiihtyvyydet eivät kasva yhtä jyrkästi ja saa yhtä suuria arvoja kuin mallilla 1. Pendolinon ja InterCity voidaan todeta käyttäytyvän vastaavalla tavalla kuin mallilla 1. Suurimmat kiihtyvyydet syntyivät vaihdellen solmuihin kenttien keskialueille, kuten rakennemallilla 1.

Erot rakennemallien välillä ovat melko pieniä. Edellä esitetyt havainnot kuitenkin tukevat sitä, että rakennemalli ilman pilareita näyttäisi tuottavan suurempia ja täten varmalla puolella olevia vasteita dynaamisessa analyysissä. Taipumien sekä kiihtyvyyksien kuvaajahuippujen junalla D4 havaittiin syntyvän alhaisemmilla nopeuksilla mallilla ilman pilareita. Lisäksi mallilla ilman pilareita nopeusalueen loppupuolella kiihtyvyydet ovat pääsääntöisesti suurempia ja selkeästi kasvusuunnassa erityisesti HSLM-junilla. Tästä voidaan päätellä, että resonanssinopeudet tai niiden puolikkaat käytetyille kuormakaaviolle voivat ilmetä hieman 300 km/h suuremmilla nopeuksilla rakennemallissa 1. Vastaavasti rakennemallilla 2 resonanssinopeudet sijaitsevat todennäköisesti korkeammilla nopeuksilla. Tätä johtopäätöstä tukee myös lasketut ominaistaajuudet. Korkeamman ominaistaajuuden on todettu siirtävän resonanssinopeuksia suurempiin nopeuksiin. Tarkastellun sillan vasteet massan alarajalla sekä muiden vastaavien siltojen analyysit päätettiin laskea rakennemallilla, jossa pilarit korvattiin niveltuilla.

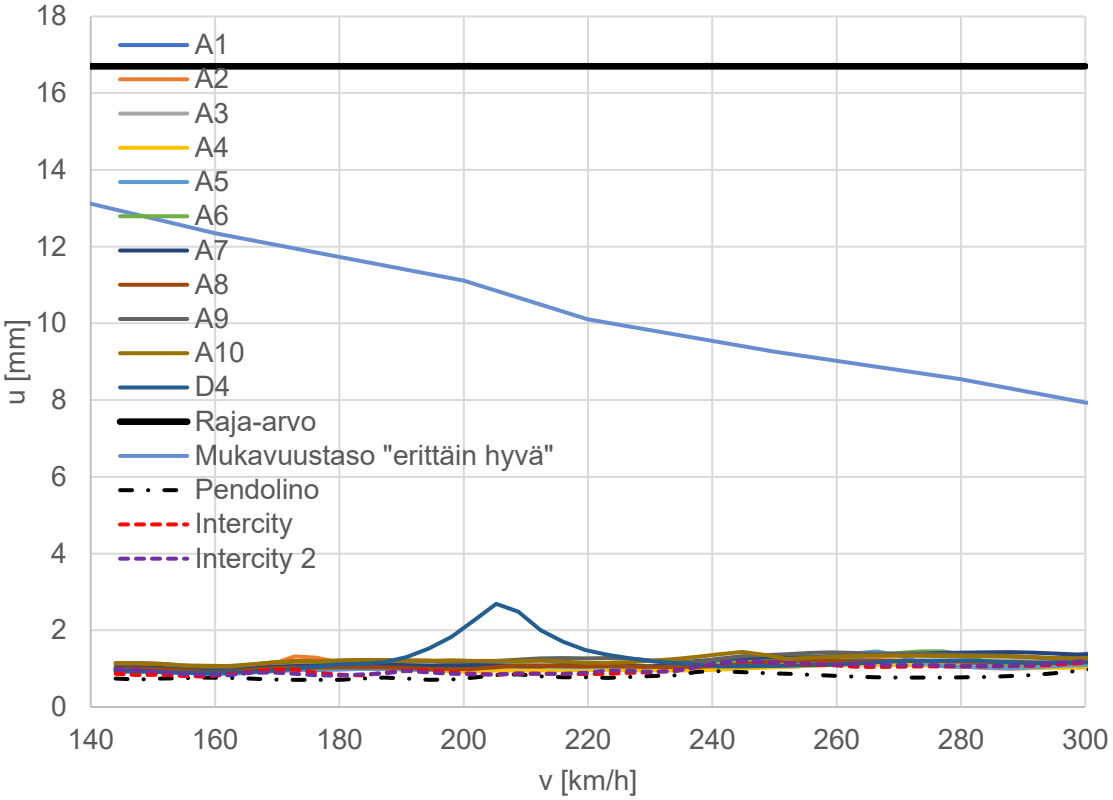
Rakennemalli 1 massan alaraja-arviolla

Ominaistaajuus ja lisäkerroin on esitetty taulukossa 7.3.1.3, kun ne laskettiin rakennemallilla 1 massan alaraja-arviota käyttäen.

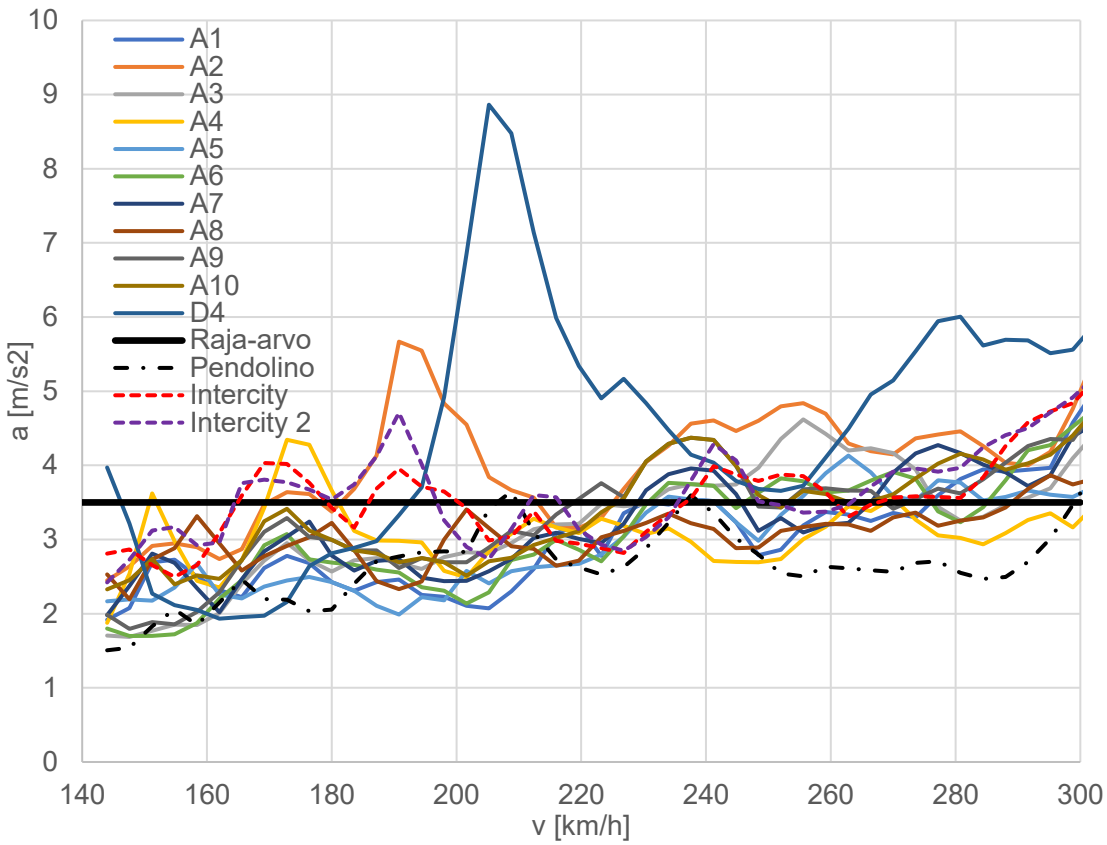
Taulukko 7.3.1.3. Bjl 1 rakennemallin 1 lisäkerroin ja alin ominaistaajuus massan alaraja-arviolla.

Määräävä pituus L_Φ (jatkuva laatta)	11,7 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	10,164 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,158

Analyysissä otettiin huomioon mukaan taajuudet 267 Hz saakka (70 ominaistaajuutta), jolloin laskentaan sisältyi 88,5 % pystysuunnan kokonaismassasta. Kuvissa 7.3.1.5. ja 7.3.1.6. on esitetty lasketut tulokset.



Kuva 7.3.1.5. Bjl 1 kannen taipuma rakennemallilla 1 massan alaraja-arviolla.



Kuva 7.3.1.6. Bjl 1 kannen kiihtyvyys rakennemallilla 1 massan alaraja-arviolla.

Kannen taipumat ovat massan alaraja-arviolla selkeästi alle sallitun rajan sekä matkustajamukavuuden taipumakriteerin. D4 junan havaitaan tuottavan pienen huipun noin 205 km/h nopeudella, mikä on enemmän kuin vastaavan huipun nopeus yläraja-arviolla. Suurimmat taipumat syntyivät vaihdellen aukkojen keskipisteisiin.

Kiihtyvyyksissä havaitaan raja-arvon hetkelliset ylitykset jo aivan nopeusalueen alkupuolella junilla D4 ja A4. Nopeudesta n. 170 km/h alkaen kiihtyvyysraja ylittyy vähintään yhdellä HSLM-junalla lukuun ottamatta nopeuksia 215–220 km/h. Suurin osa HSLM-A-junista tuottaa raja-arvoa korkeampia kiihtyvyyksiä nopeuden 225 km/h jälkeen. D4 junalla syntyy selkeä kiihtyvyyshuippu, lähes 9 m/s^2, nopeudella 205 km/h. Pendolinon ja InterCityn tuottamat kiihtyvyydet ovat HSLM-junien suuruusluokkaa, ainoastaan nopeusalueen loppupuolella Pendolinon kiihtyvyydet ovat selvästi pienempiä. InterCity ylittää raja-arvon jo 165 km/h nopeudella. Määräävimmät kiihtyvyydet muodostuvat kaikilla nopeuksilla solmuihin, jotka sijaitsevat aukkojen keskialueilla.

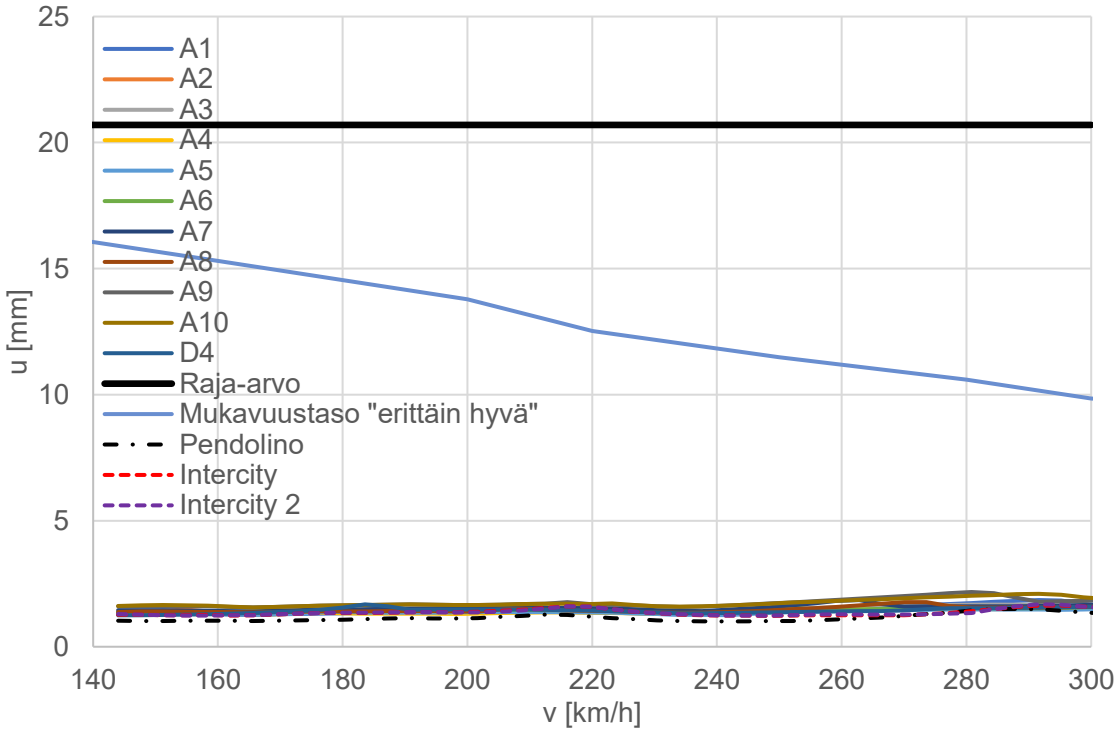
7.3.2 Bjl 2

Taulukossa 7.3.2.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

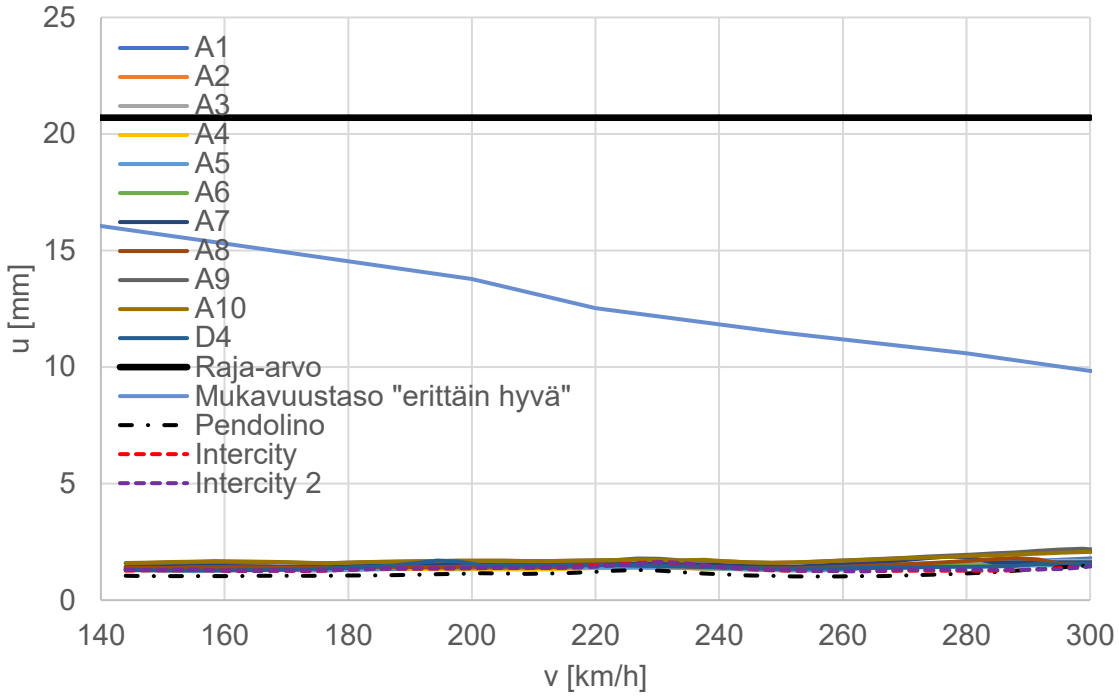
Taulukko 7.3.2.1. Bjl 2 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	13,867 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	9,158 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,132
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	9,714 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,147

Analyysissä otettiin huomioon taajuudet 200 Hz saakka, jolloin laskennassa oli mukana 85,2 % kokonaismassasta. Tällöin massan yläraja-arvioon sisältyy 53 ominaismuotoa ja alaraja-arvioon 49. Kuvissa 7.3.2.1. ja 7.3.2.2. on esitetty lasketut kannen taipumat massan ylä- ja alaraja-arvioilla.

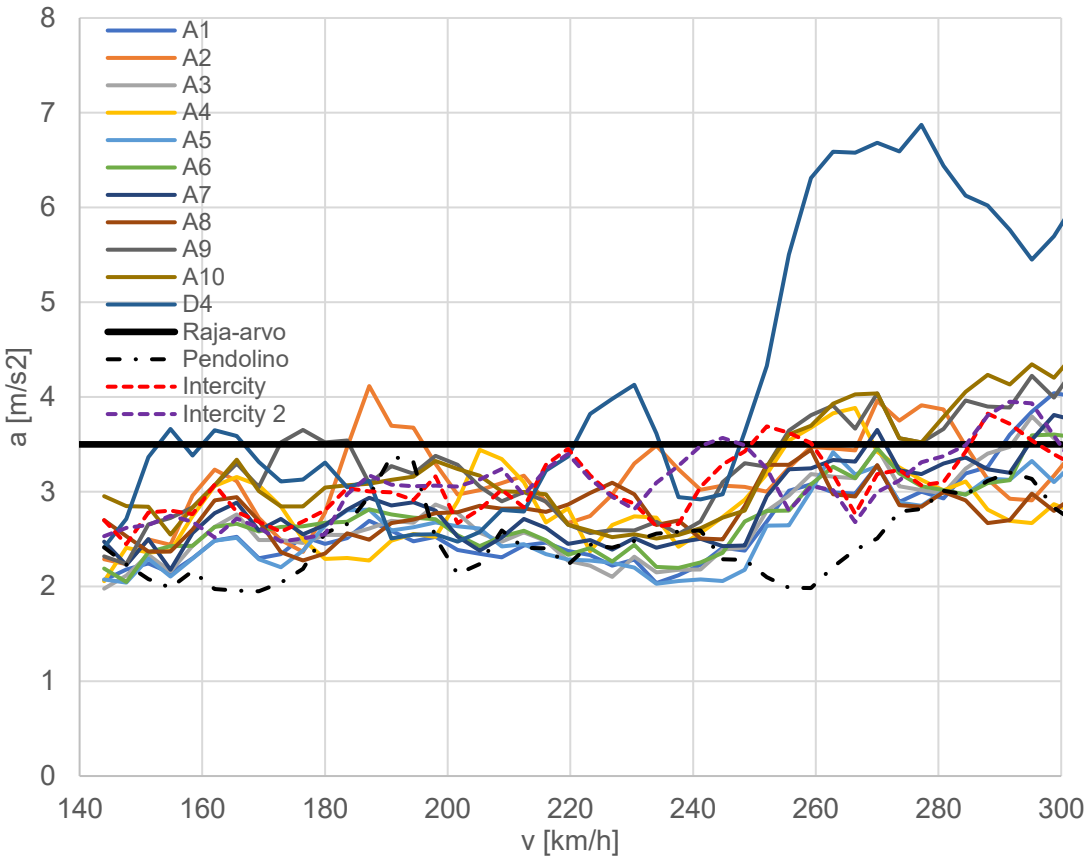


Kuva 7.3.2.1. Bjl 2 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.

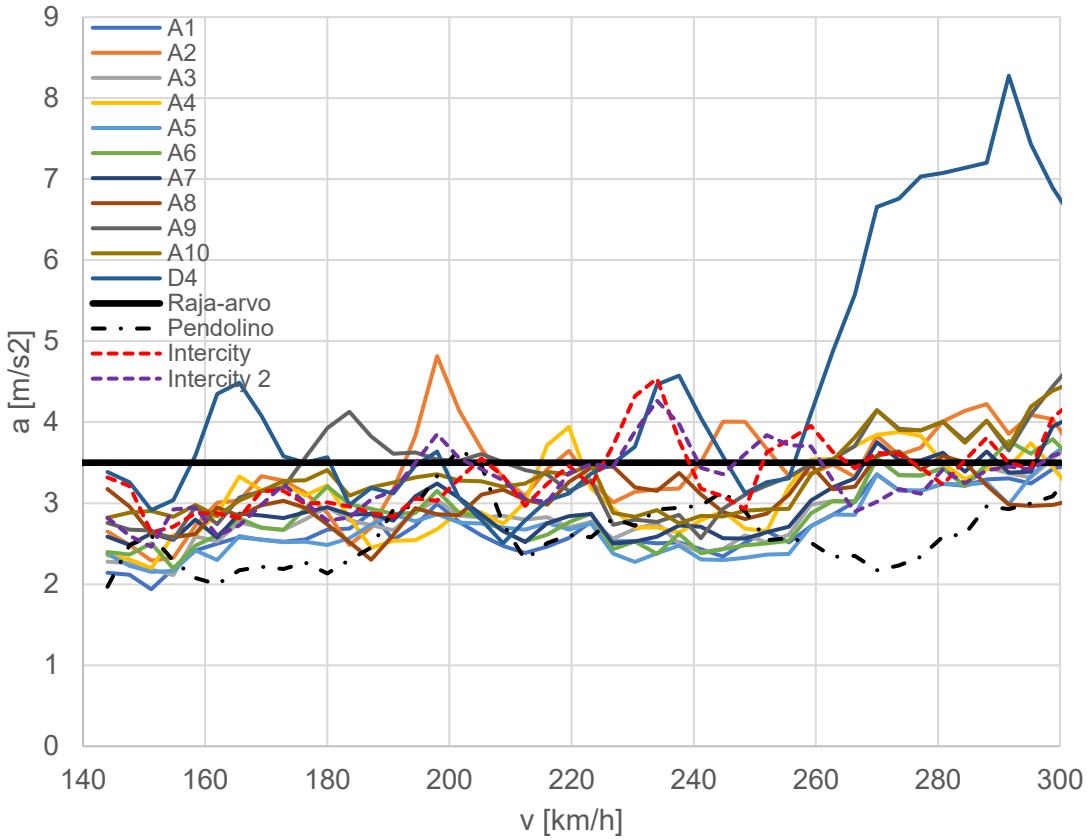


Kuva 7.3.2.2. Sillan Bjl 2 taipumat massan alaraja-arviolla.

Taipumien arvot ovat tasaisia kaikilla junilla, ja taipumissa ei ole juurikaan vaihtelua nopeuden suhteen. Taipumaraja ja matkustajamukavuuden taipumakriteerit alittuvat selvästi. Massojen eri arvoilla ei havaita juurikaan olevan vaikutusta taipumiin. Ainoastaan Pendolinon aiheuttamien taipumien havaitaan olevan muita pienempiä. Suurimmat taipumat syntyvät keskiaukon keskipisteeseen. Kuvissa 7.3.2.3 ja 7.3.2.4. on esitetty kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.3.2.3. Sillan Bjl 2 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.3.2.4. Sillan Bjl 2 kannen kiihtyvyydet massan alaraja-arviolla.

Kuvista havaitaan junan D4 aiheuttavan selvästi suurimmat kiihtyvyydet. D4 aiheuttaa nopeusalueella 270–290 km/h kiihtyvyyden kuvaajiin huippuarvot, jotka ylittävät reilusti kiihtyvyysrajan. Myös alemmilla nopeuksilla D4 juna aiheuttaa pienempiä huippuja kuvaajiin ja raja-arvot ylittyvät alhaisimmillaan jo 150 km/h nopeudella. HSLM-junista A9 ylittää raja-arvon jo noin 172 km/h nopeudella, koska kuvaajaan syntyy matala huippuarvo. Myös A2 aiheuttaa pienen huipun kuvaajaan alhaisimmillaan noin 185 km/h nopeudella ja kiihtyvyysraja rikkoutuu selkeämmin kuin A9 vaikutuksesta. Tämän jälkeen HSLM-junien kiihtyvyydet ovat pääsääntöisesti alle 3,5 m/s^2, kunnes nopeudesta 240 km/h alkaen nopeudet lähtevät loivaan nousuun ja useampi juna ylittää raja-arvon.

Pendolinon ja InterCityn havaitaan käyttäytyvän melko samankaltaisesti HSLM-junien kanssa. Joskin Pendolinon kiihtyvyyksien havaitaan paikoitellen olevan kaikkia HSLM-junia vähemmän. InterCityn tuottama kiihtyvyys on yli raja-arvon ensimmäisen kerran noin 195 km/h nopeudella. Suurimmat kiihtyvyydet syntyvät pääsääntöisesti solmuihin, jotka sijaitsevat junan kulkusuuntaan nähden jälkimmäisen reuna-aukon keskikohdan molemmin puolin.

7.4 Betoniset ulokelaattasillat

Tarkasteltujen Bul-siltojen taipumissa esiintyi ongelmia ainoastaan pisimmällä jännemitalla (16 m), jolloin sillan keskikohdan ja ulokeosien pystysiirtymät olivat matkustajamukavuuskriteeriä suurempia junan nopeuden lähestyessä 300 km/h. Lisäksi sillan keskikohdan taipuma ylitti myös turvallisuuden taipumarajan L/600. Koko sillan ja ulokeosien taipumien kuvaajien välillä havaittiin selvää yhteneväisyyttä. Kuvaajien muodot olivat samanlaisia ja taipumien arvot suhteessa raja-arvoihin olivat lähes yhtä suuria. Myös raja-arvojen ylitys tapahtui samoilla nopeuden arvoilla.

Kiihtyvyyksien osalta lyhimmällä ja pisimmällä jännemitalla havaittiin eniten ongelmia. Lyhimmällä sillalla HSLM-A-junat ylittivät kiihtyvyysrajan jo nopeusalueen alkupuolelta asti. Myös nykyinen kalusto aiheutti liian suuria kiihtyvyyksiä jo alhaisilla nopeuksilla. D4-juna oli kuitenkin dominoiva aiheuttaen huomattavan korkeita kiihtyvyyksiä. HSLM-A-junat tuottivat melko tasaisia arvoja ylittäen sallitun rajan maltillisesti. Pisimmällä sillalla kaikki junat ylittivät raja-arvon jo alhaisilla nopeuksilla. Ensimmäisten HSLM-junien resonanssihuippujen havaittiin muodostuvan 300 km/h lähelle, jolloin kiihtyvyydet kasvoivat jyrkästi.

Ulokelaattasilta, jonka keskiaukko oli 12 m, osoitti parempaa dynaamista käyttäytymistä kuin muut ulokelaattasillat. Kiihtyvyysraja ylittyi alkaen 180 km/h nopeudesta. Kiihtyvyyksiin syntyi matalia huippuarvoja erityisesti massan alaraja-arviolla, joiden

esiintymisnopeus oli puolet resonanssinopeudesta. Pisimmän tarkastellun sillan hoikkuus oli merkittävästi suurempi verrattuna muihin tarkasteltuihin ulokelaattasiltoihin, mikä voi osaltaan selittää sillan värähtelyherkkyyttä.

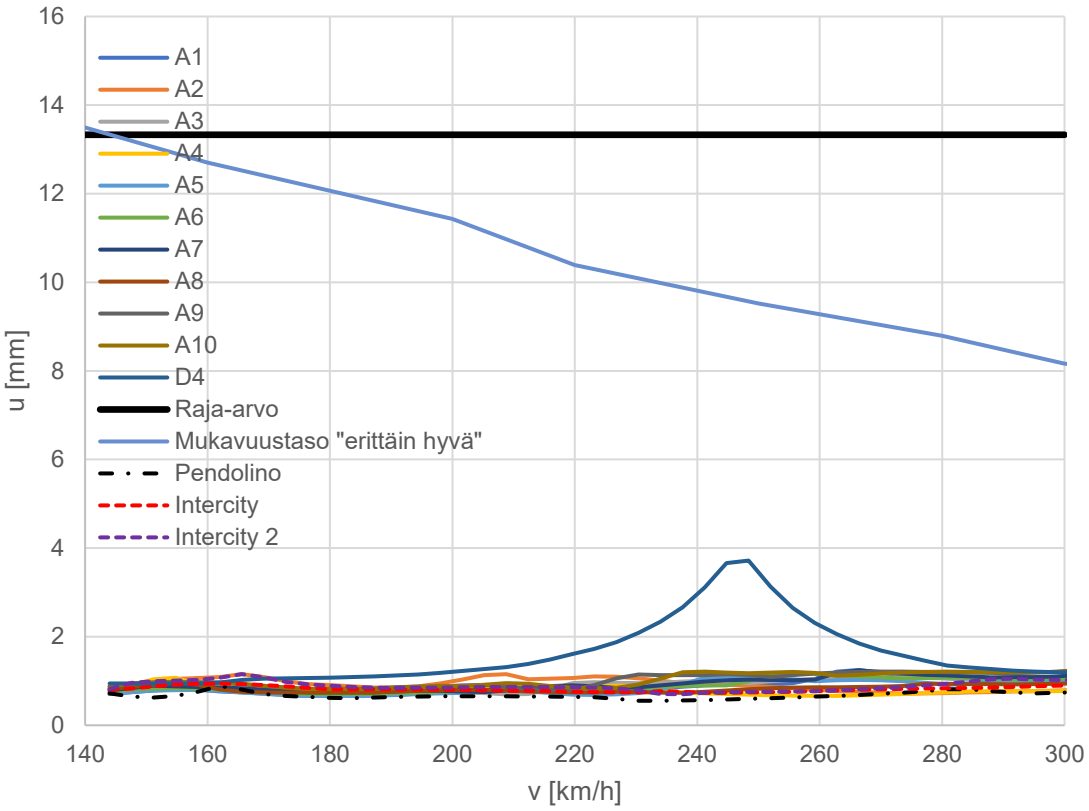
7.4.1 Bul 1

Taulukossa 7.4.1.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

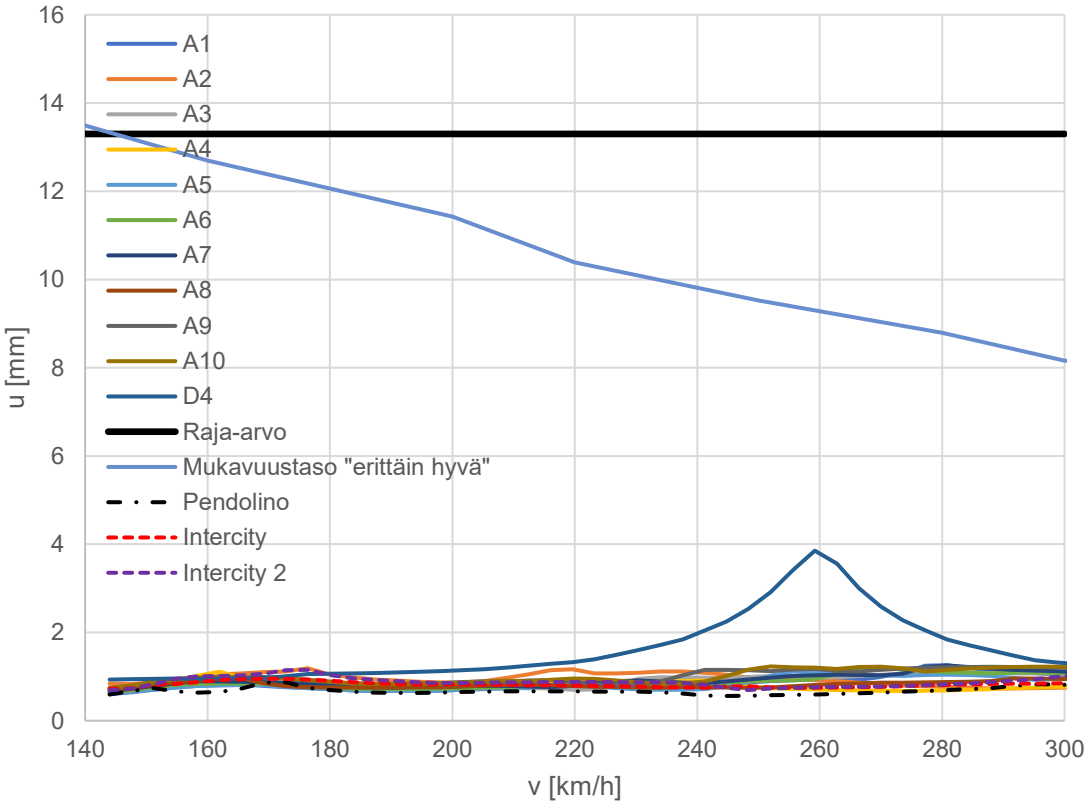
Taulukko 7.4.1.1. Bul 1 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	8 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	12,209 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,195
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	12,849 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,208

Analyysissä otettiin huomioon taajuudet 200 Hz saakka, jolloin laskennassa oli mukana 90,7 % (yläraja) ja 88,4 % (alaraja) kokonaismassasta. Kuvissa 7.4.1.1. ja 7.4.1.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alaraja-arvioilla.



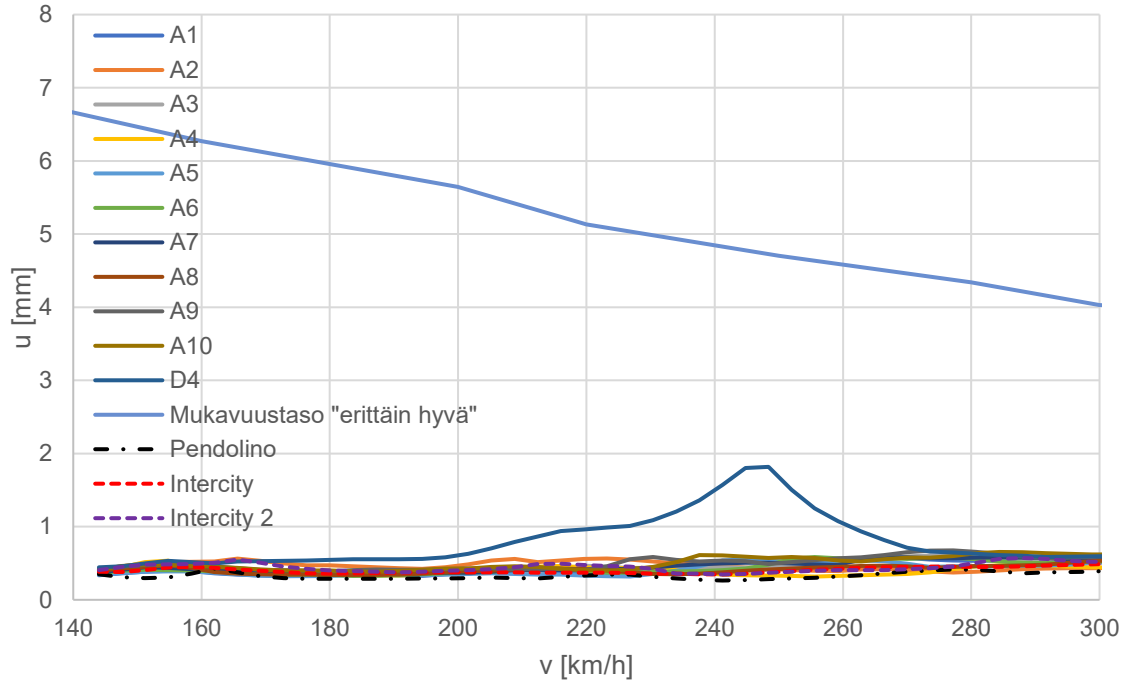
Kuva 7.4.1.1. Bul 1 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.



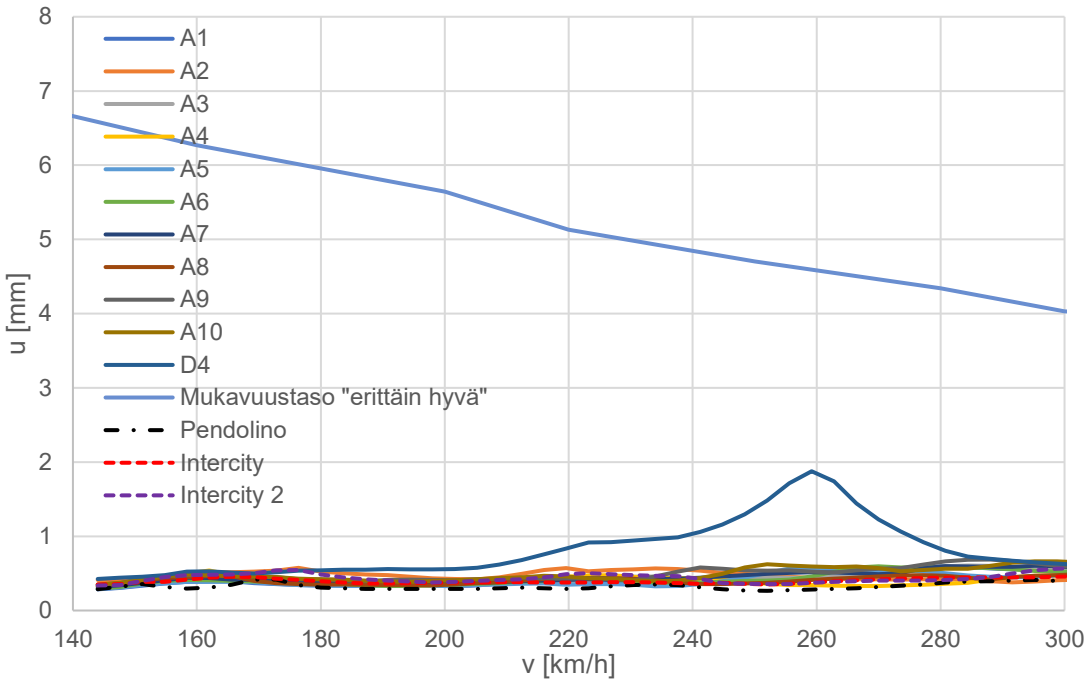
Kuva 7.4.1.2. Bul 1 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

HSLM-A-junat tuottavat tasaisia taipumia nopeudesta riippumatta. D4 aiheuttaa selkeät huiput, jolloin taipumat ovat huomattavasti enemmän kuin muilla nopeuksilla. Huippu esiintyy massan yläraja-arviolla noin 10 km/h alemmalla nopeudella kuin alaraja-arviolla. Huipuista huolimatta taipumat ovat selkeästi alle taipumarajan ja matkustajamukavuuskriteerin. InterCityn ja Pendolinon tuottamat taipumat ovat samaa suuruusluokkaa kuin HSLM-junien pienimmät taipumat. Suurimmat taipumat syntyvät kentän keskelle.

Sillan ulokkeiden taipumia tarkasteltiin erikseen matkustajamukavuuden asettaman taipumarajan suhteen. Ulokeosien taipumat on esitetty kuvissa 7.4.1.3. ja 7.4.1.4.

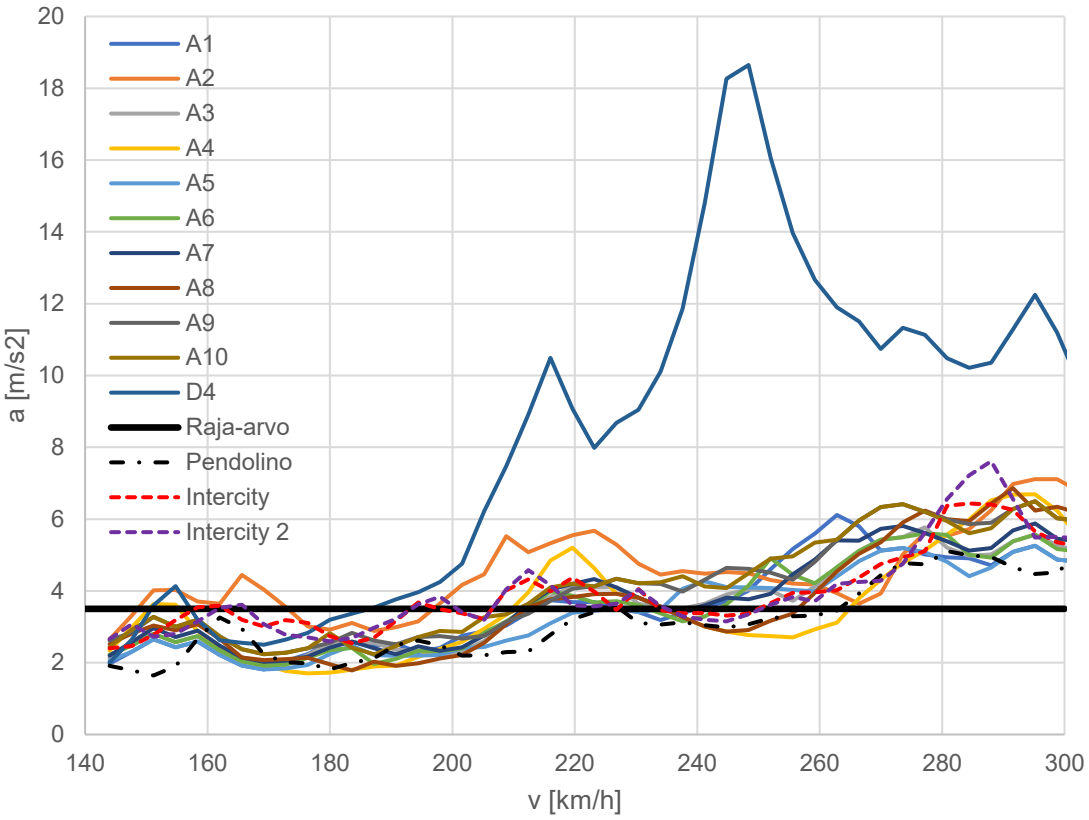


Kuva 7.4.1.3. Bul 1 ulokkeen taipumat massan yläraja-arviolla.

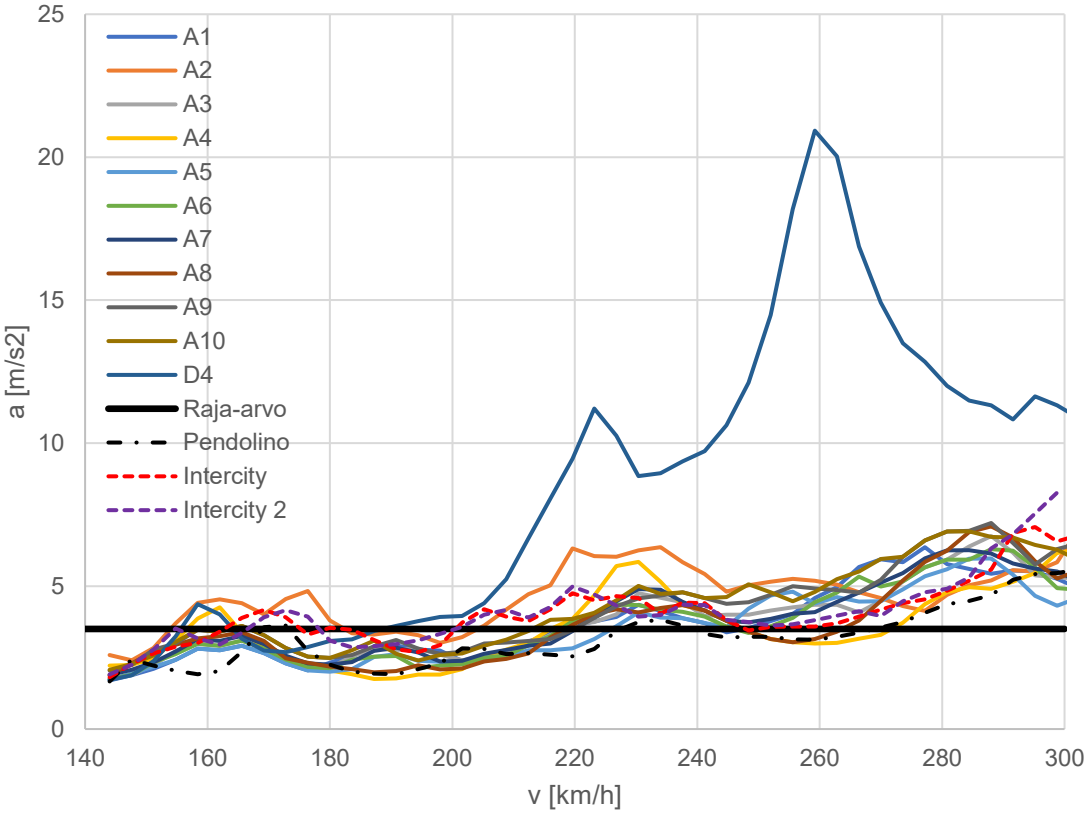


Kuva 7.4.1.4. Bul 1 ulokkeen taipumat massan alaraja-arviolla.

Ulokeosien taipumissa havaitaan samaa kuin koko kannen taipumia tarkasteltaessa. HSLM-junat aiheuttavat keskenään samansuuruisia taipumia, kun taas D4 aiheuttaa selkeät huiput. Taipumien arvot alittavat selkeästi raja-arvon. Taipumat suhteessa taipumarajaan ovat samaa suuruusluokka kuin koko sillan taipumilla. Kuvissa 7.4.1.5. ja 7.4.1.6. on esitetty kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.4.1.5. Bul 1 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.4.1.6. Bul 1 kannen kiihtyvyydet massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy A2- junalla alhaisimmillaan jo noin 150 km/h nopeudella. Tätä suuremmilla nopeuksilla vähintään yksi HSLM-A-juna ylittää raja-arvon lukuun ottamatta nopeuksia 180–195 km/h. Noin 215 km/h alkaen lähes kaikki junat A1-A10 aiheuttavat raja-arvon ylittäviä kiihtyvyyksiä nopeusalueen loppuun saakka. D4 tuottamat kiihtyvyydet ovat huomattavasti suurempia kuin HSLM-junilla. D4 aiheuttamat kiihtyvyydet rikkovat raja-arvon nopeudesta noin 190 km/alkaen. Junan D4 kuvaajiin syntyy selkeät huippuarvot, jolloin kiihtyvyys nousee jopa yli 20 m/s^2. Pendolinon ja InterCityn kiihtyvyydet noudattavat HSLM-junien arvoja. InterCity ylittää raja-arvon noin 155 km/h nopeudella ja Pendolino noin 170 km/h. Suurimmat kiihtyvyydet syntyvät pääosin solmuihin, jotka ovat kentän keskialueella. Nopeusalueen loppupuolella suurimmat kiihtyvyydet esiintyvät ajoittain myös ulokkeiden päissä.

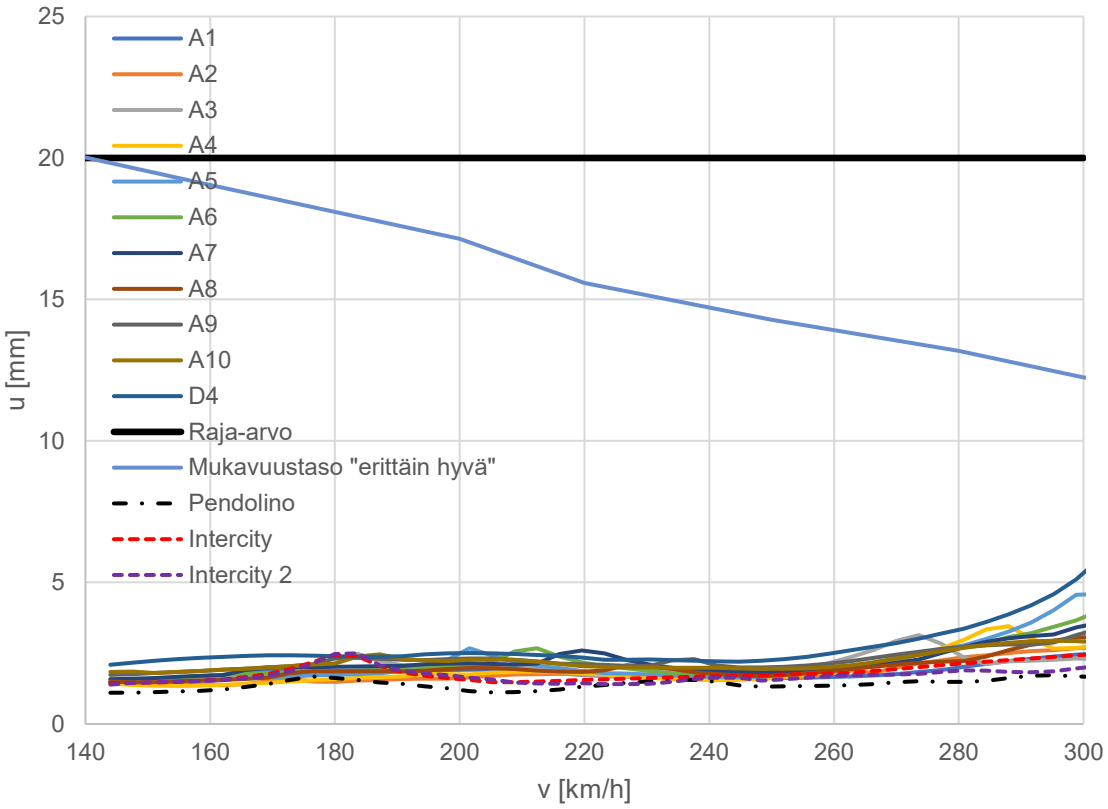
7.4.2 Bul 2

Taulukossa 7.4.2.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

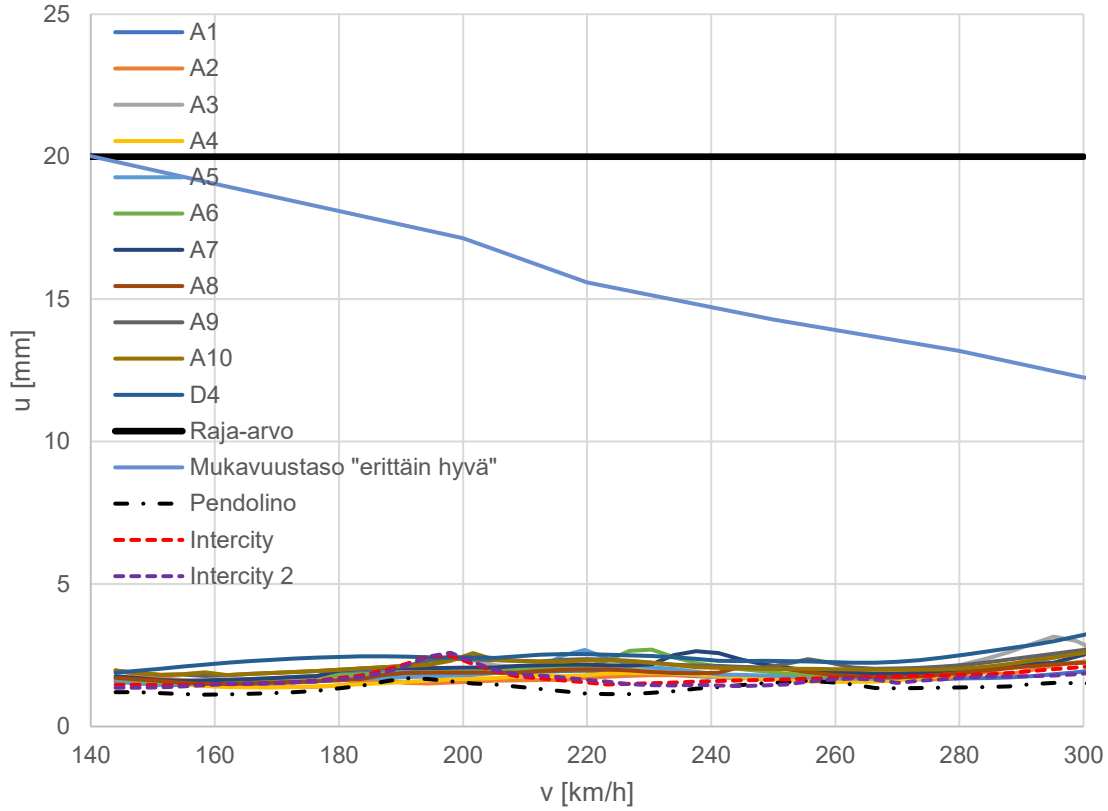
Taulukko 7.4.2.1. Bul 2 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	12 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	7,618 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,091
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	8,256 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,108

Analyysissä otettiin huomioon massan ylärajalla taajuudet 143 Hz (21 kpl) ja alarajalla 156 Hz (22 kpl) saakka. Tällöin pystysuunnan massasta saavutettiin 85,8 % ja 86,9 %. Kuvissa 7.4.2.1 ja 7.4.2.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alarajaarvioilla.



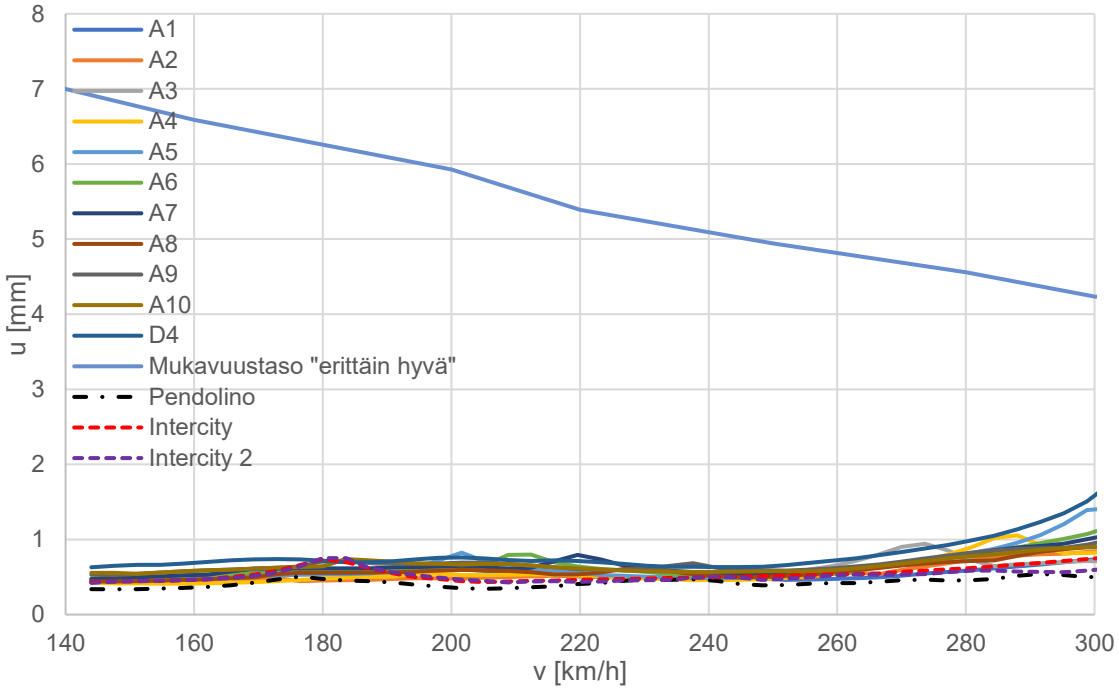
Kuva 7.4.2.1. Bul 2 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.



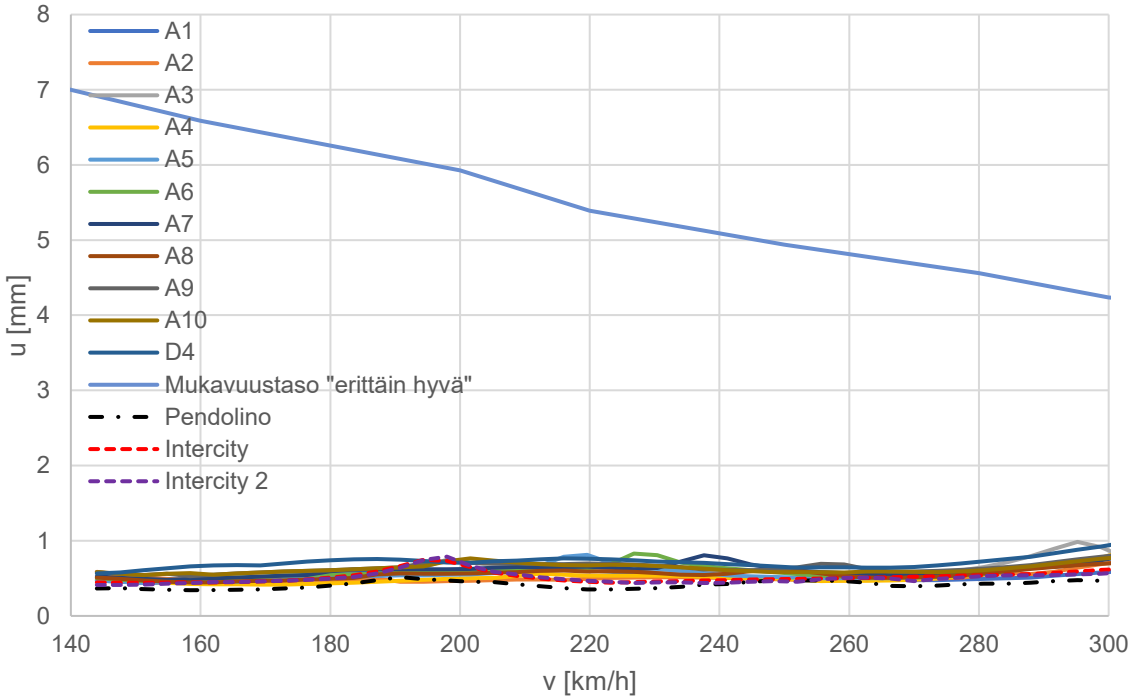
Kuva 7.4.2.2. Bul 2 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Kannen taipumat saavat tasaisia arvoja kaikilla junilla ja nopeuksilla. Erityisesti massan yläraja-arviolla havaitaan taipumien lähtevän kasvuun nopeusalueen loppupäässä.

Raja-arvo ja matkustajamukavuuskriteeri alittuvat selkeästi. Suurimmat taipumat syntyvät kentän keskipisteeseen. Ulokeosien taipumia tarkasteltiin erikseen ja ne on esitetty kuvissa 7.4.2.3. ja 7.4.2.4.



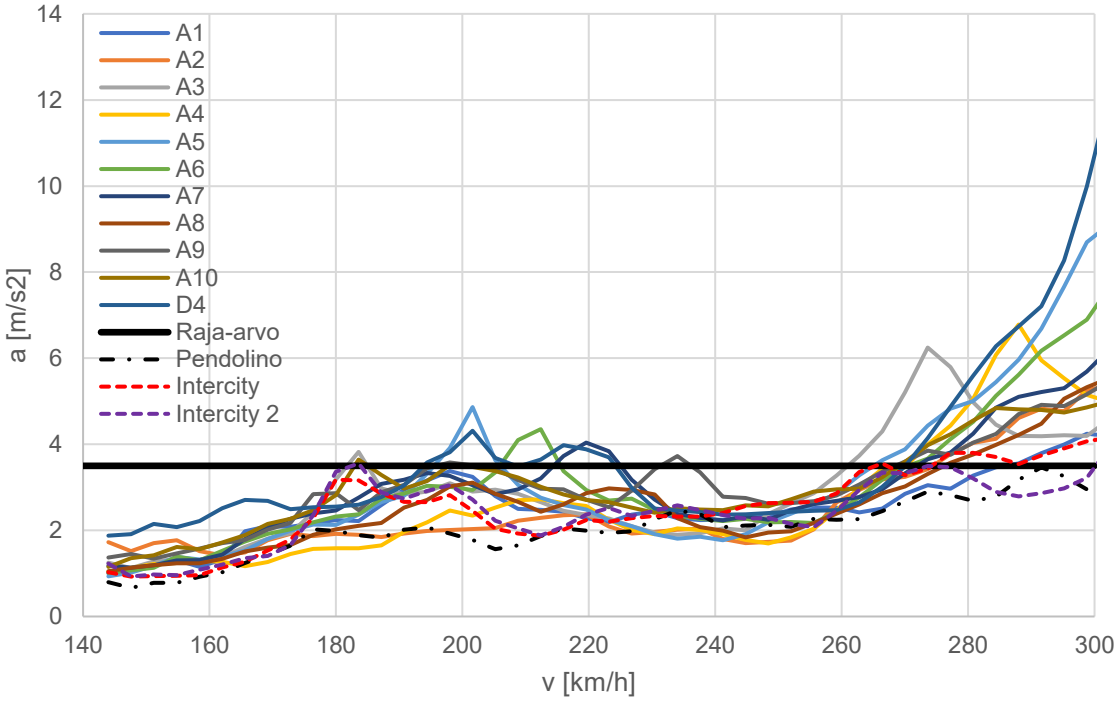
Kuva 7.4.2.3. Bul 2 ulokkeen taipumat massan yläraja-arviolla.



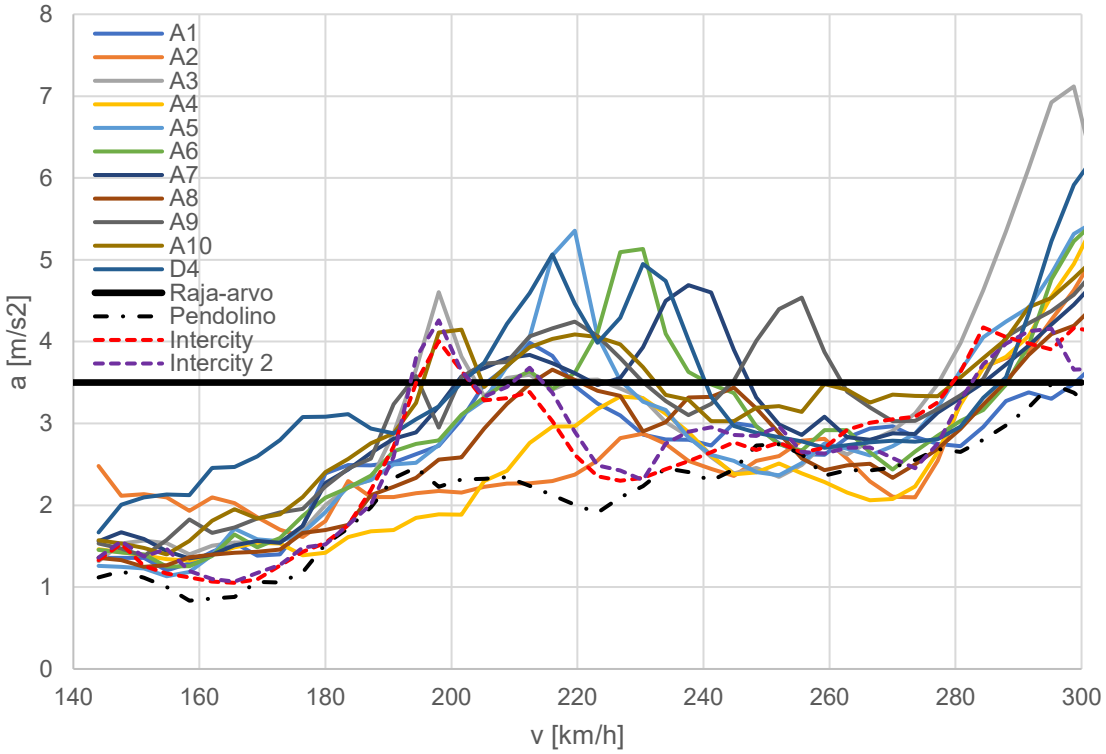
Kuva 7.4.2.4. Bul 2 ulokkeen taipumat massan alaraja-arviolla.

Ulokeosien taipumat ovat tasaisia riippumatta junasta ja sen nopeudesta. Yläraja-arviolla nopeusalueen loppupäässä havaitaan siirtymien hieman kasvavan vastaavasti kuin

koko sillan taipumien tarkastelussa. Matkustajamukavuuden taipumaraja alittuu selkeästi. Kuvissa 7.4.2.5 ja 7.4.2.6. on esitetty lasketut kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.4.2.5. Bul 2 kannen kiihtyvyys massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.4.2.6. Bul 2 kannen kiihtyvyys massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy HSLM-junilla alimmillaan nopeudella 183 km/h massan yläraja-arviolla junan A3 vaikutuksesta. Tätä suuremmilla nopeuksilla vähintään yksi HSLM-juna ylittää raja-arvon, kun molemmat massa-arviot otetaan huomioon. Junien

havaitaan tuottavan tarkastellun nopeusalueen keskivaiheilla kiihtyvyyden huippuarvoja, jotka ovat suurempia ja esiintyvät korkeammilla nopeuksilla massan alaraja-arviolla kuin yläraja-arviolla. Kyseisten huippujen voidaan otaksua olevan puolet ensimmäisestä resonanssinopeudesta. Nopeusalueen loppupuolella kiihtyvyydet kasvavat nopeasti.

D4 tuottamat kiihtyvyydet eivät erotu HSLM-A-junien aiheuttamista vasteista. Pendolinon ja InterCityn vasteet noudattavat hyvin HSLM-junia. InterCity saavuttaa juuri kiihtyvyysrajan noin 180 km/h nopeudella. Vastaavasti Pendolino pysyy kiihtyvyysrajan alapuolella koko nopeusalueella. Pahimmat kiihtyvyydet syntyvät pääosin kentän keskialueelle lukuun ottamatta muutamia nopeuksia, jolloin ulokeosiin syntyvät suurimmat kiihtyvyydet.

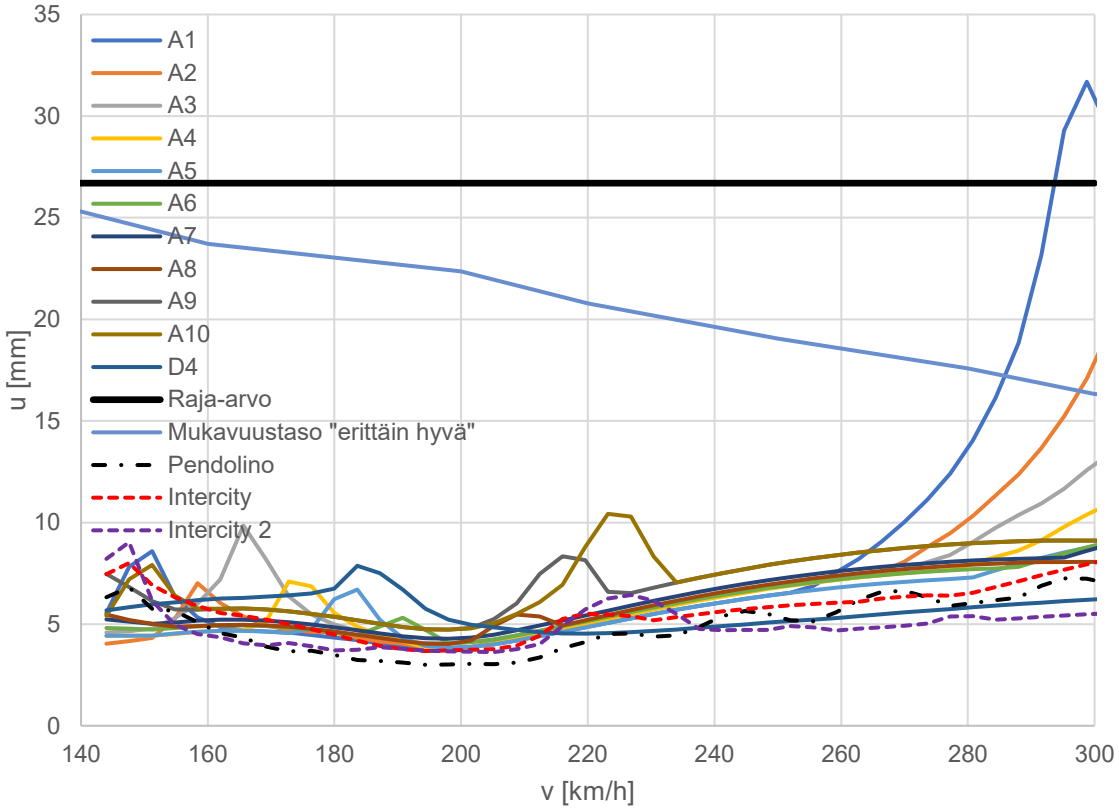
7.4.3 Bul 3

Taulukossa 7.4.3.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

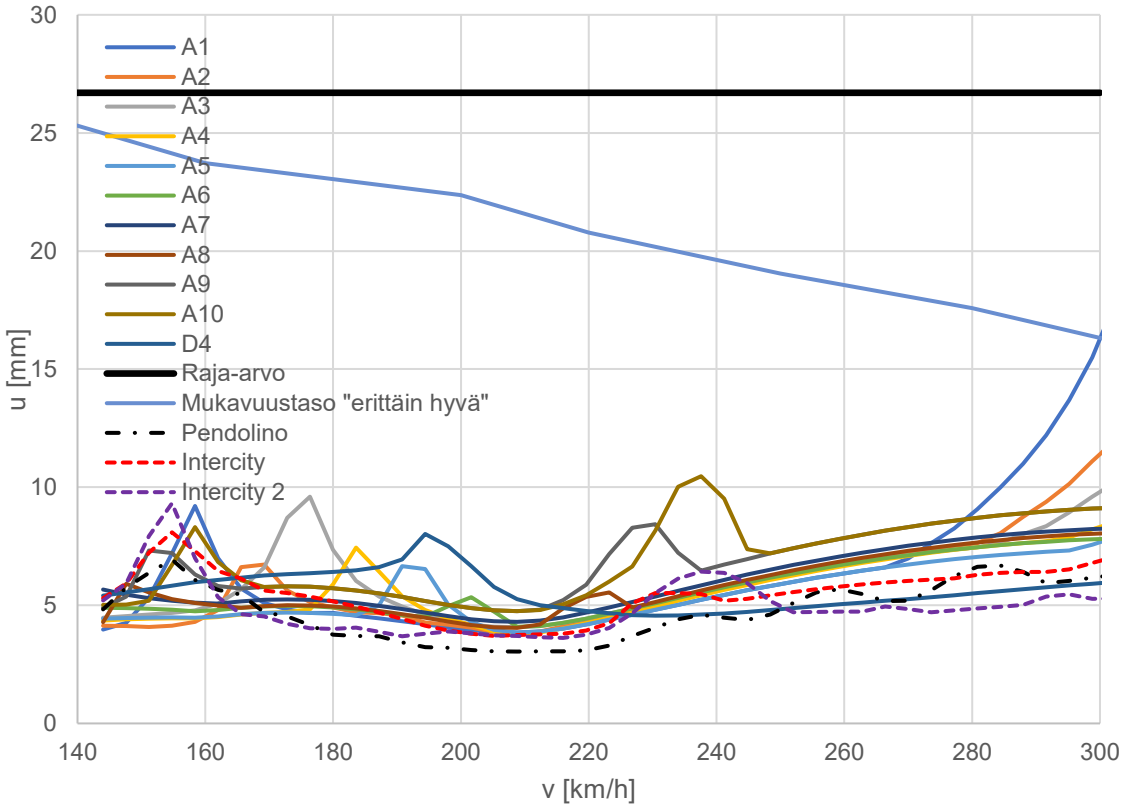
Taulukko 7.4.3.1. Bul 3 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	16 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	4,617 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,012
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	4,870 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,018

Analyysissä otettiin huomioon massan ylärajalla taajuudet 125 Hz (24 kpl) ja alarajalla 128 Hz (23 kpl) saakka. Tällöin pystysuunnan massasta saavutettiin 87,9 %. Kuvissa 7.4.3.1 ja 7.4.3.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alaraja-arvioilla.



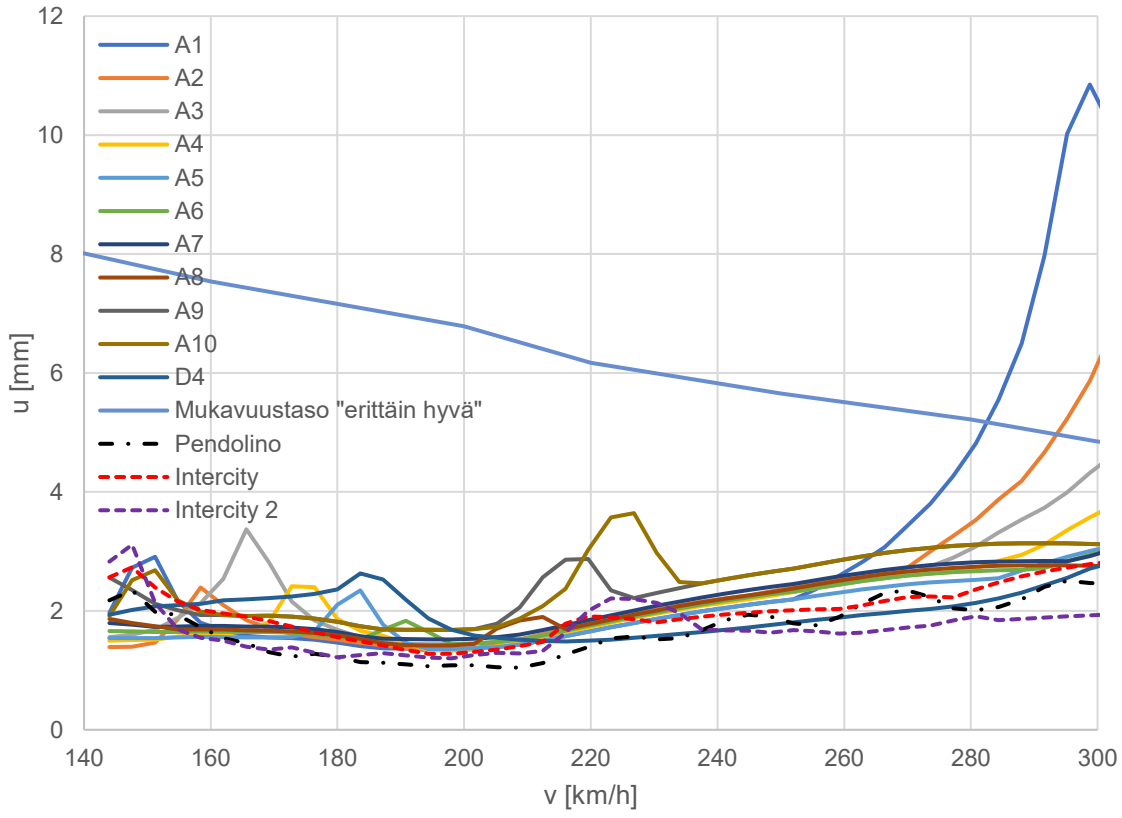
Kuva 7.4.3.1. Bul 3 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.



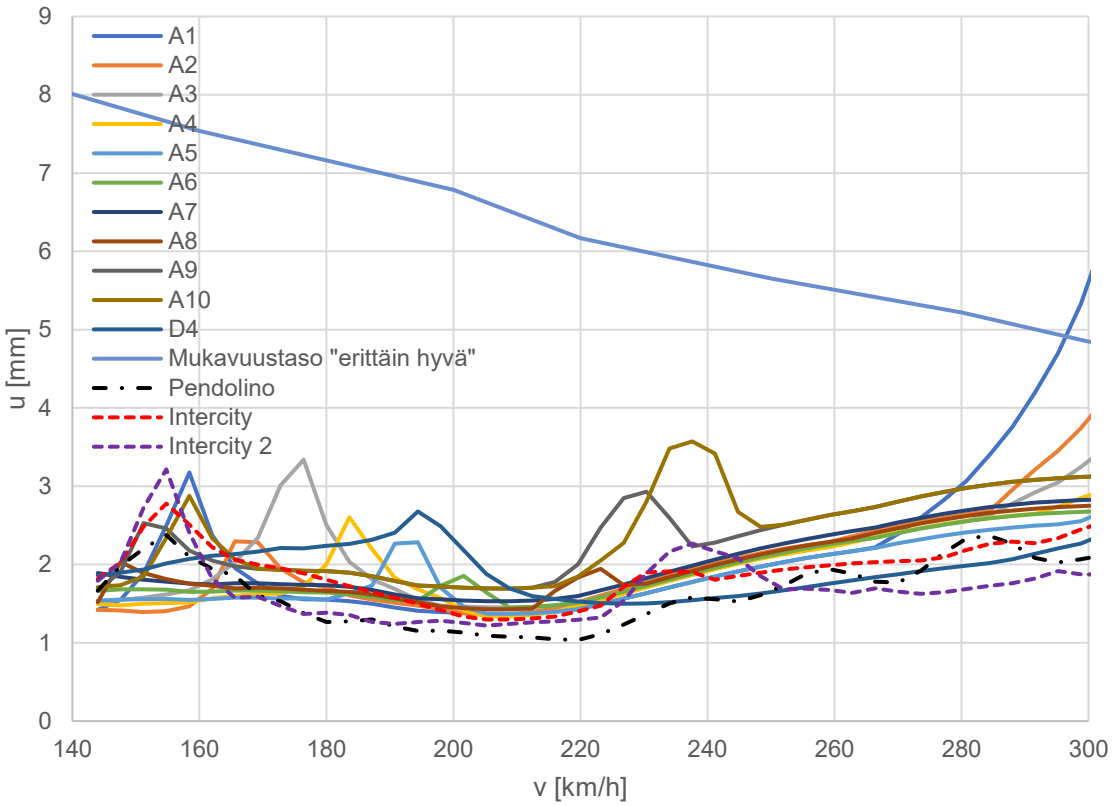
Kuva 7.4.3.2. Bul 3 Kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Taipuman kuvaajiin syntyy nopeuksilla 140–240 km/h matalia huippuarvoja, jotka ovat selkeästi alle raja-arvon ja matkustajamukavuuden taipumakriteerin. Nopeudet, joilla kyseiset huiput esiintyvät, ovat puolet ensimmäisestä resonanssinopeudesta. Tämä voidaan havaita junan A1 kuvaajasta. Massan ylärajalla ilmenee resonanssihuippu nopeudella 295 km/h, jolloin taipuma kasvaa voimakkaasti. Ensimmäinen matalampi huippu esiintyy noin 150 km/h nopeudella. Ensimmäisen huipun taipuma on vain murto-osa resonanssinopeuden tuottamasta taipumasta.

Nopeusalueen loppupuolella taipumat kasvavat jyrkästi, jolloin junat A1 ja A2 ylittävät matkustajamukavuuden arvon. Lisäksi A1 junan aiheuttamat taipumat massan yläraja-arviolla yli 290 km/h nopeuksilla ovat liikenneturvallisuuden raja-arvoa suurempia. D4, Pendolino ja InterCity aiheuttavat maltillisia taipumia ja raja-arvot alittuvat selkeästi. Näiden junien kuvaajissa voidaan havaita myös matalat huiput nopeusalueen alkupuolella. Suurimmat taipumat syntyvät sillan keskikohtaan. Ulokeosien taipumia tarkasteltiin erikseen ja ne on esitetty kuvissa 7.4.3.3. ja 7.4.3.4.

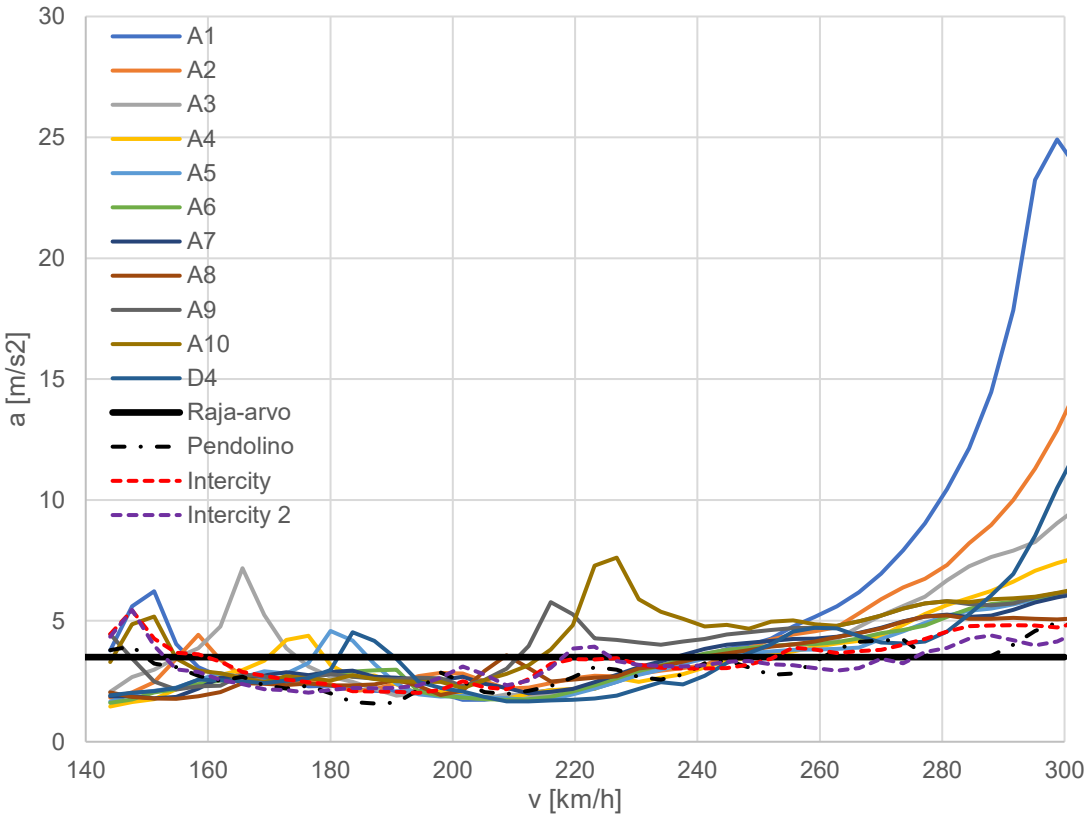


Kuva 7.4.3.3. Bul 3 ulokkeiden taipumat massan yläraja-arviolla.

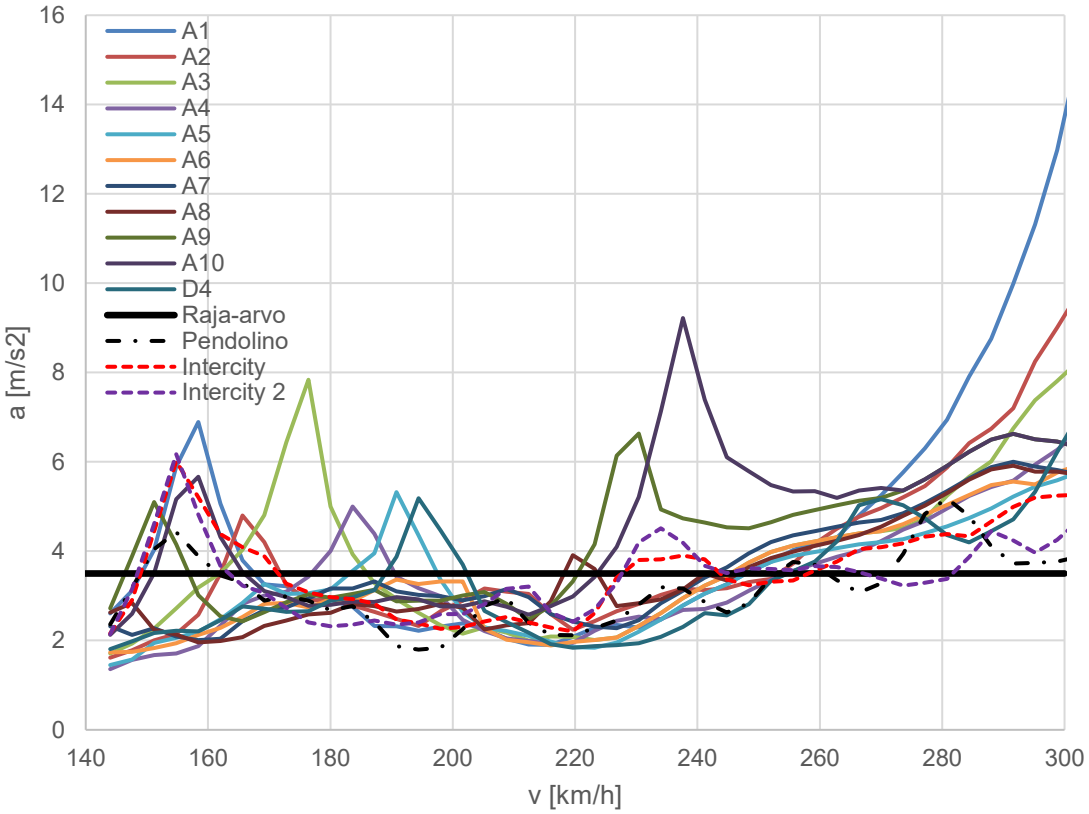


Kuva 7.4.3.4. Bul 3 ulokkeiden taipumat massan alaraja-arviolla.

Ulokeosien taipumissa havaitaan vastaavia huippuja kuin koko siltaa tarkasteltaessa. Massan yläraja-arviolla A1- ja A2-junat ylittävät matkustajamukavuuden taipumarajan nopeusalueen loppupäässä. Kuvissa 7.4.3.5.–7.4.3.6. on lasketut kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.4.3.5. Bul 3 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.4.3.6. Bul 3 kannen kiihtyvyydet massan alaraja-arviolla.

Molempia massa-arvioita tarkasteltaessa vähintään yksi HSLM-juna ylittää kiihtyvyyden raja-arvon tarkastellulla nopeusalueella lukuun ottamatta nopeuksia 195–210 km/h. Muodoltaan kiihtyvyyden kuvaajat muistuttavat taipumien kuvaajia. Alhaisemmilla nopeuksilla syntyy matalia huippuja ja nopeusalueen loppupuolella kiihtyvyydet kasvavat voimakkaasti. A1-juna tuottaa suurimmat kiihtyvyydet, jopa 25 m/s^2 nopeuden ollessa 295 km/h. D4 tuottaa pienempiä kiihtyvyyksiä kuin HSLM-junat ja raja-arvo ylittyy ensimmäisen kerran hieman yli 180 km/h nopeudella. Pendolinon ja InterCityn matalat huippuarvot massan yläraja-arviolla ylittävät kiihtyvyyden raja-arvon jo heti 144 km/h nopeudella. Pendolinon ja InterCityn kuvaajat noudattavat muodoiltaan melko hyvin HSLM-junia, kuitenkin vasteiden ollessa HSLM-junien suurimpia vasteita pienempiä. Suurimmat kiihtyvyydet esiintyvät pääsääntöisesti jännevälin keskialueella.

7.5 Jännitetyt betoniset ulokelaattasillat

Lyhyimmällä tarkastellulla sillalla ei havaittu ongelmia taipumien suhteen, kun taas pidemmillä silloilla matkustajamukavuuden taipumakriteeri ylittyi. Sillan jBul 2 taipumat ylittivät myös turvallisuuden taipumarajan. Ulokkeiden ja koko sillan taipumakuvaajien muistuttivat toisiaan, mikä havaittiin myös betonisten ulokelaattasiltojen tarkasteluissa. Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyi kaikilla silloilla jo alhaisilla nopeuksilla. Pidemmillä silloilla vasteet nousivat korkeiksi nopeusalueen loppupuolella syntyneiden resonanssien vaikutuksesta. Seuraavat kappaleet esittelevät jokaisen sillan laskentatulokset.

7.5.1 jBul 1

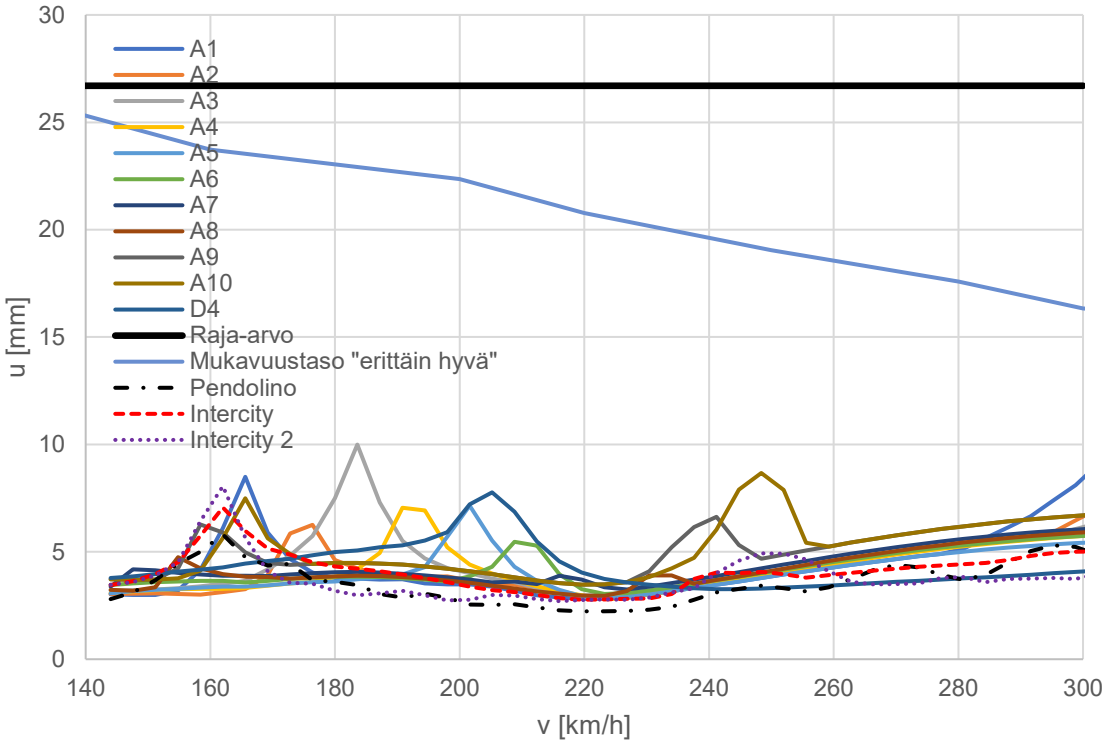
Taulukossa 7.5.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

Taulukko 7.5.1. jBul 1 ominaistaajuudet.

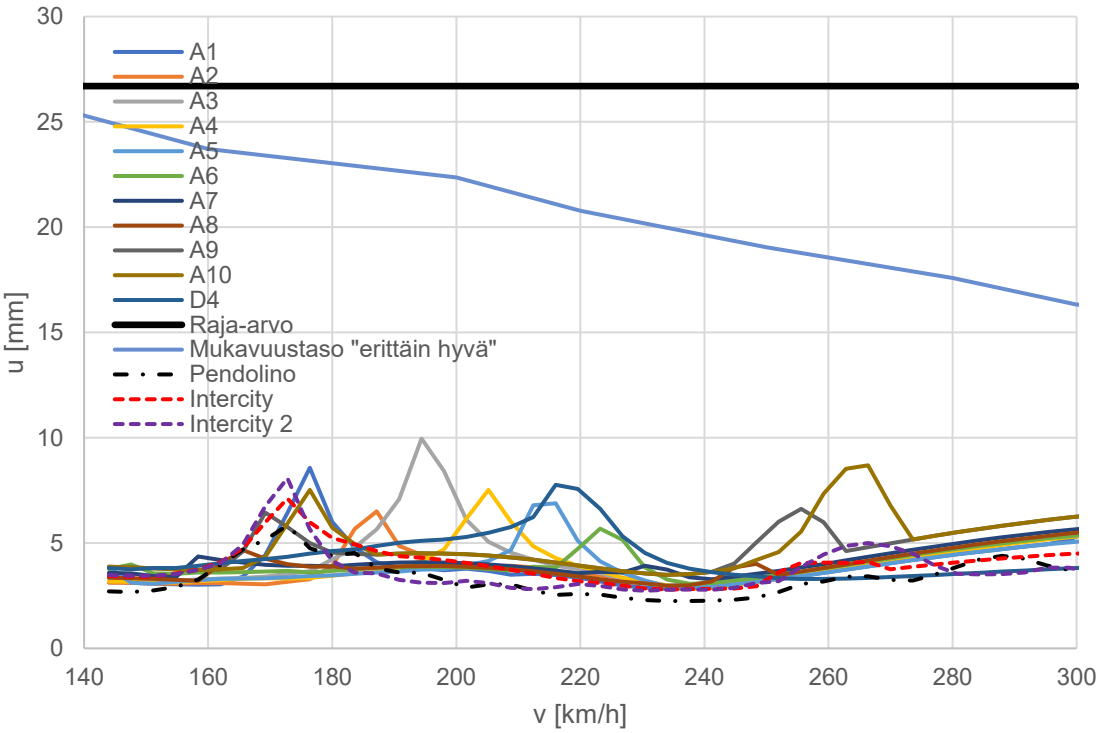
Määräävä pituus L_Φ	16 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	5,094 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,024
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	5,423 Hz

Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,033

Analyysissä otettiin huomioon massan ylärajalla taajuudet 120 Hz (23 kpl) ja alarajalla 122 Hz (23 kpl) saakka. Tällöin pystysuunnan massasta saavutettiin 88,7 % ja 88,9 %. Kuvissa 7.5.1.1.–7.5.1.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alaraja-arvioilla.

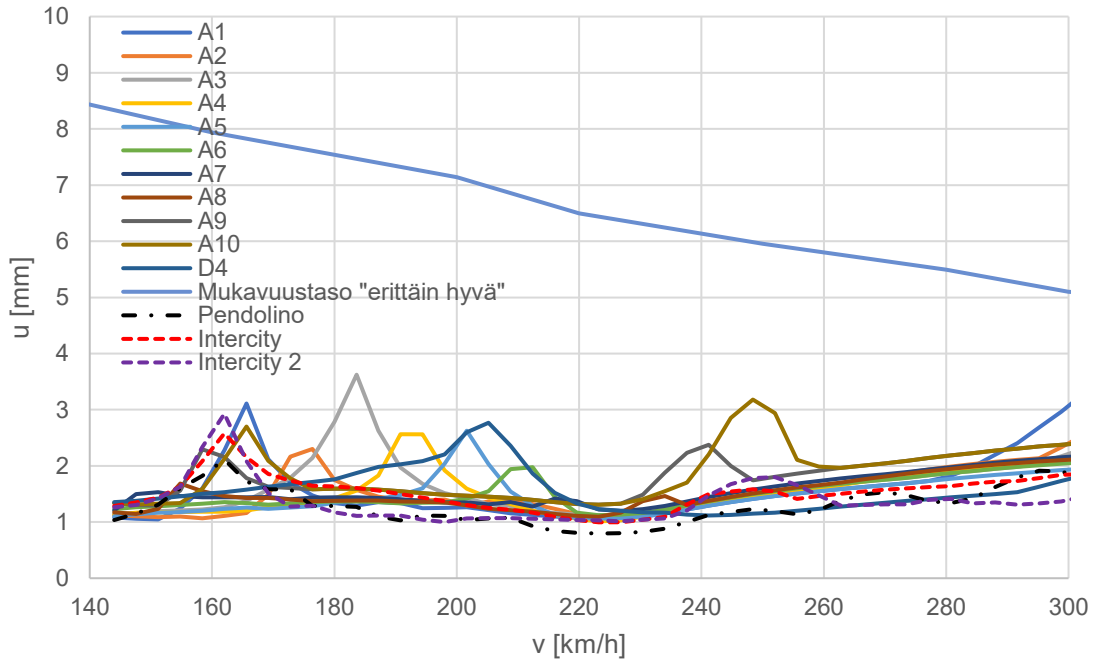


Kuva 7.5.1.1. jBul 1 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.

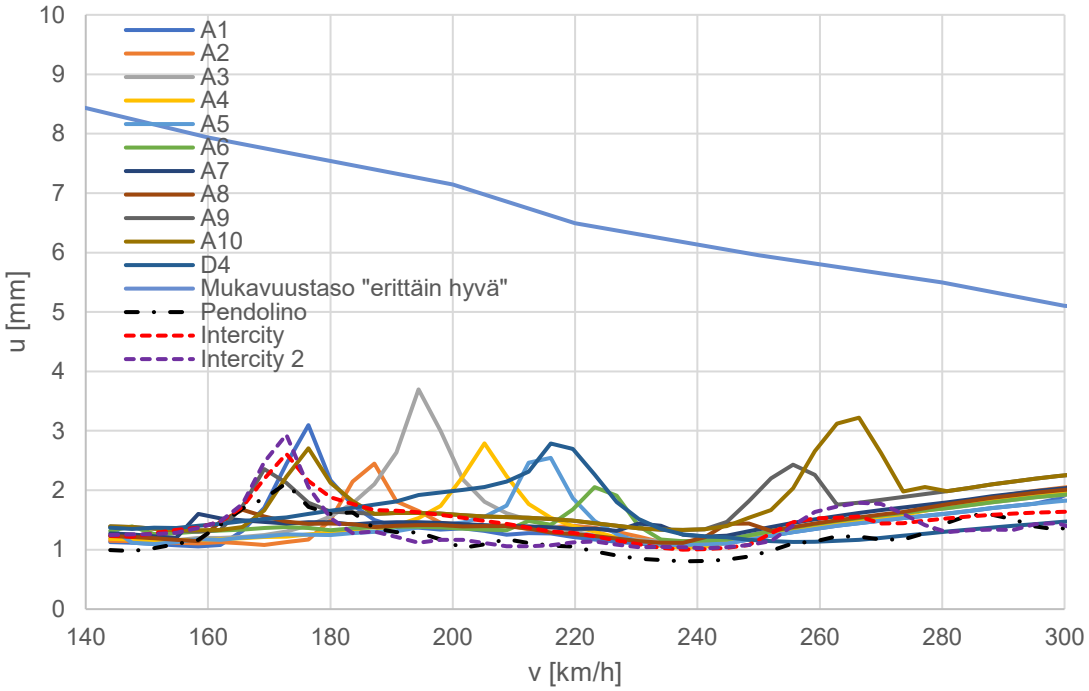


Kuva 7.5.1.2. jBul 1 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Kuvissa 7.5.1.1. ja 7.5.1.2. havaitaan taipumien kuvaajissa matalia huippuja kaikilla junilla. Nämä ovat todennäköisesti puolet resonanssinopeudesta ja täten vasteet huomattavasti pienempiä kuin resonanssitilanteessa. Taipumien arvot ovat selkeästi alle raja-arvon ja matkustajamukavuuskriteerin. A3 junan tuottaa suurimman taipuman noin 195 km/h nopeudella. Ulokeosien taipumia tarkasteltiin erikseen ja lasketut arvot on esitetty kuvissa 7.5.1.3. ja 7.5.1.4.

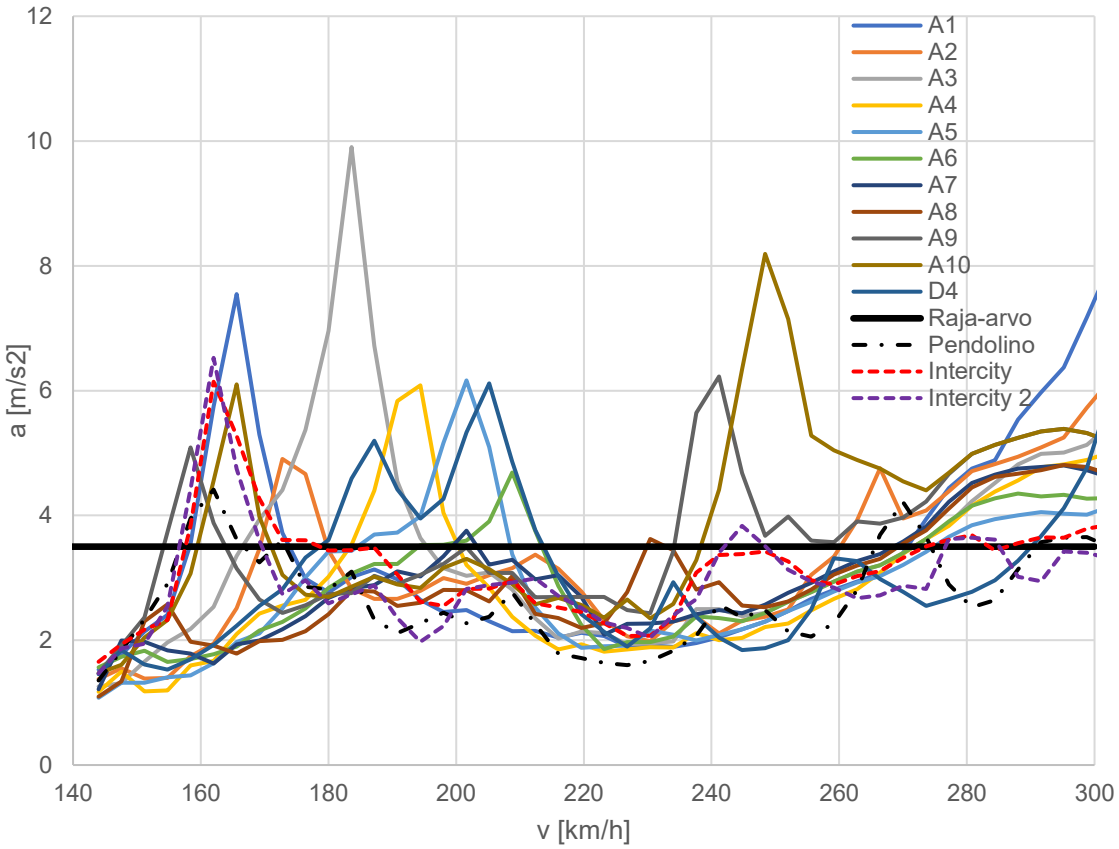


Kuva 7.5.1.3. jBul 1 ulokkeiden taipumat massan yläraja-arviolla.

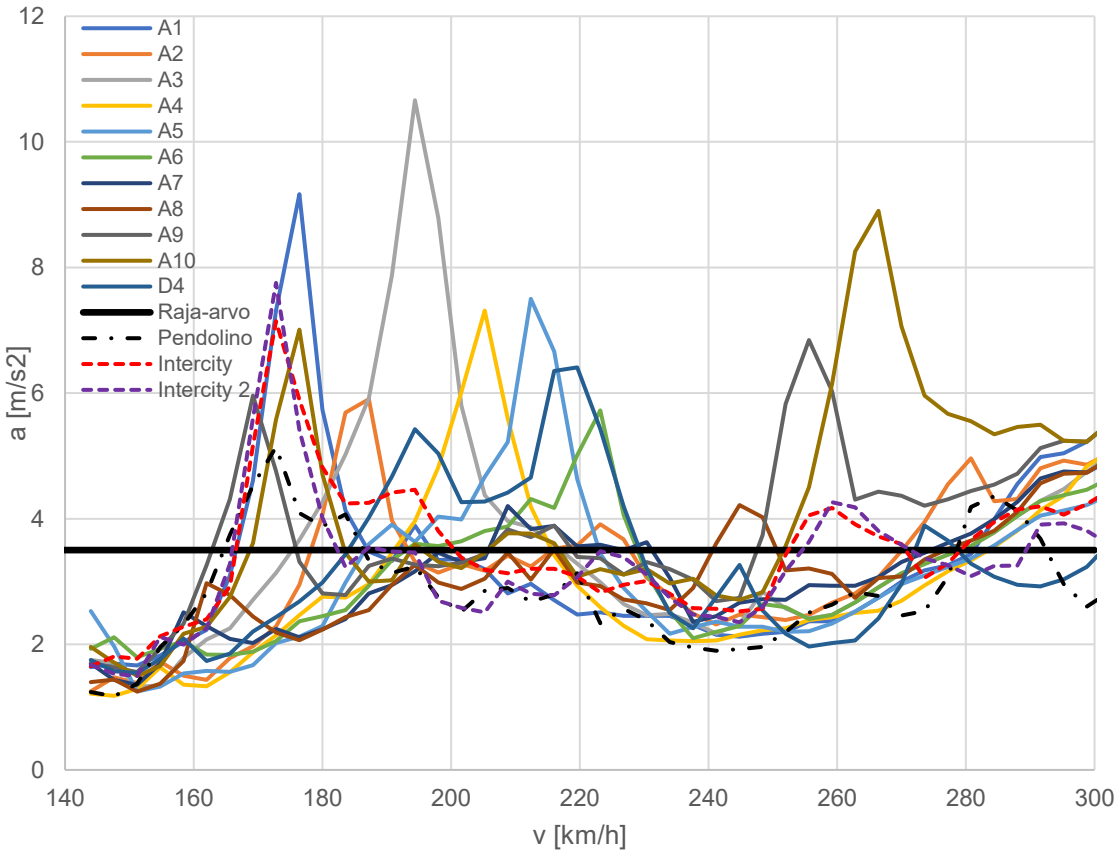


Kuva 7.5.1.4. jBul 1 ulokkeiden taipumat massan alaraja-arviolla.

Ulokeosien taipumakuvaajissa havaitaan samanlaisia huippuja kuin koko siltaa tarkasteltaessa. Taipumien arvot jäävät selkeästi alle raja-arvon. Taipumien arvot suhteessa matkustajamukavuuskriteerin ovat samaa suuruusluokkaa kuin koko sillan taipumilla. Kuvissa 7.5.1.5.–7.5.1.6. on lasketut kannen kiihtyvyydet.



Kuva 7.5.1.5. jBul 1 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.5.1.6. jBul 1 kannen kiihtyvyydet massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy selkeästi kiihtyvyyskuvaajien huippujen vaikutuksesta. A3-junalla kiihtyvyys nousee yli 10 m/s^2 massan alaraja-arviolla. Ensimmäisen kerran raja-arvo ylitetään HSLM-junilla jo 155 km/h nopeudella, tätä suuremmilla nopeuksilla vähintään yksi juna ylittää raja-arvon. Junan D4 aiheuttamat kiihtyvyydet eivät ole määräviä verrattuna HSLM-A-juniin. InterCity ja Pendolino käyttäytyvät HSLM-junien kaltaisesti. InterCity ja Pendolino ylittävät kiihtyvyyden raja-arvon ensimmäisen kerran jo noin 155 km/h nopeudella. Suurimmat kiihtyvyyden arvot esiintyvät pääosin jännevälin keskialueen solmuissa, joskin joillain junilla yksittäisillä nopeuksilla suurimpia kiihtyvyyksiä esiintyy ulokkeiden päissä.

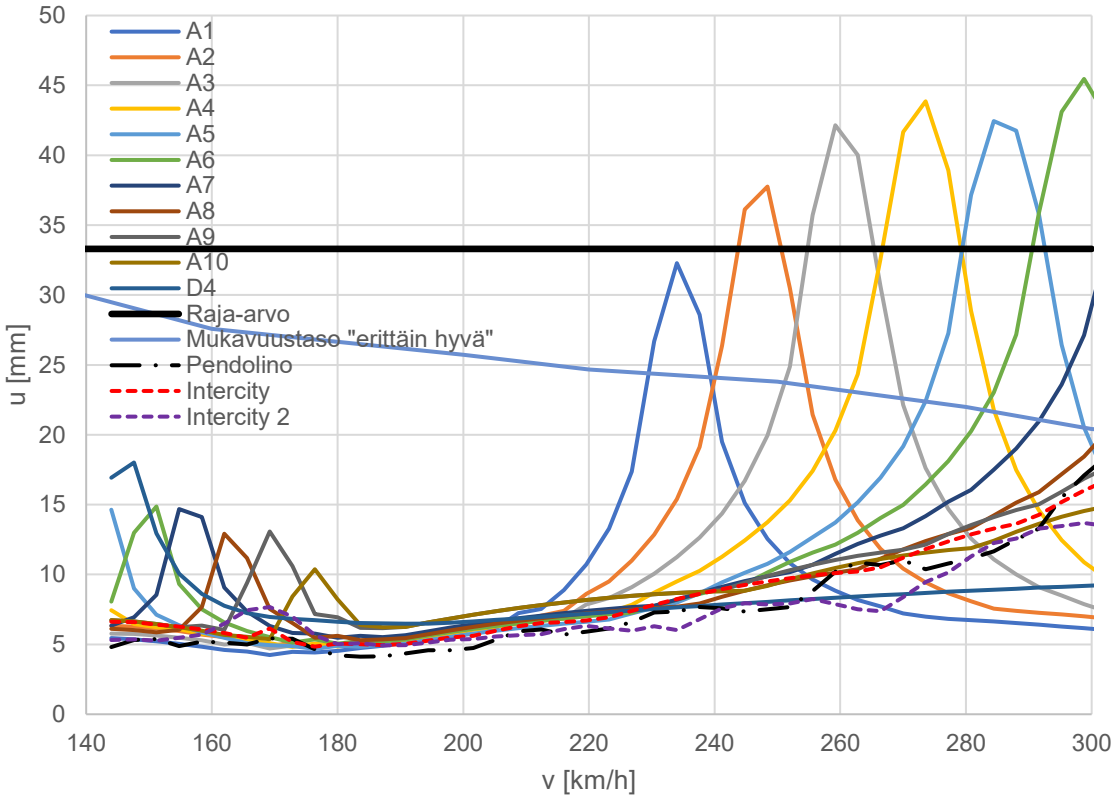
7.5.2 jBul 2

Taulukossa 7.5.2.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

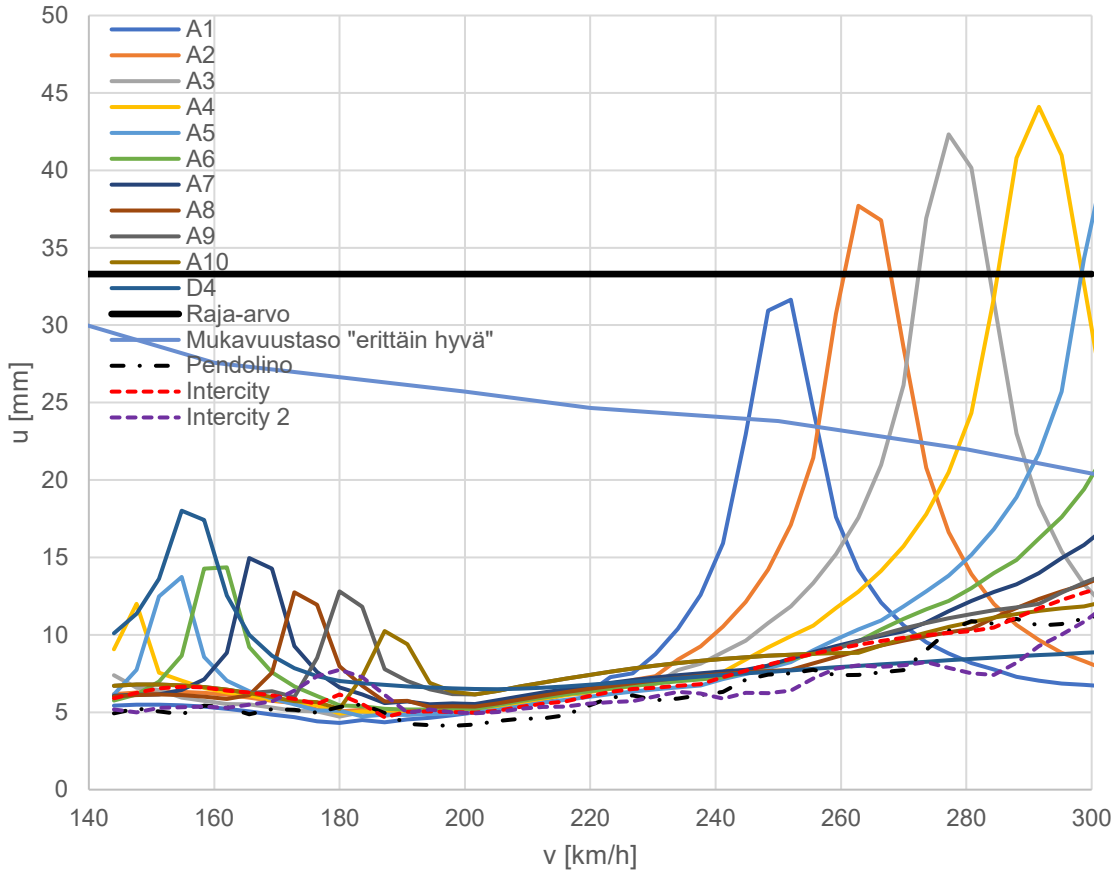
Taulukko 7.5.2.1. jBul 2 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	20 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	3,619 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,0
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	3,868 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,002

Analyysissä otettiin huomioon massan ylärajalla taajuudet 153 Hz (32 kpl) ja alarajalla 163 Hz (31 kpl) saakka. Tällöin pystysuunnan massasta saavutettiin 89,9 % ja 90,0 %. Kuvissa 7.5.2.1 ja 7.5.2.2 on esitetty lasketut kannen taipumat massan ylä- ja alaraja-arvioilla.

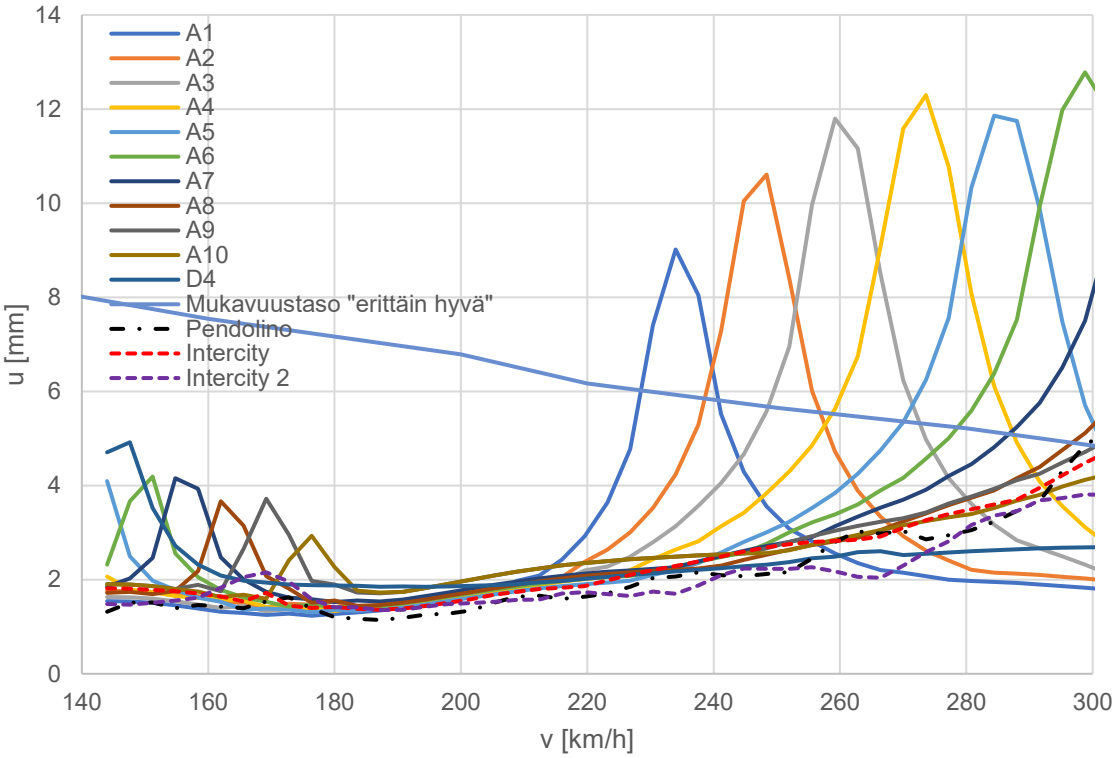


Kuva 7.5.2.1. jBul 2 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.

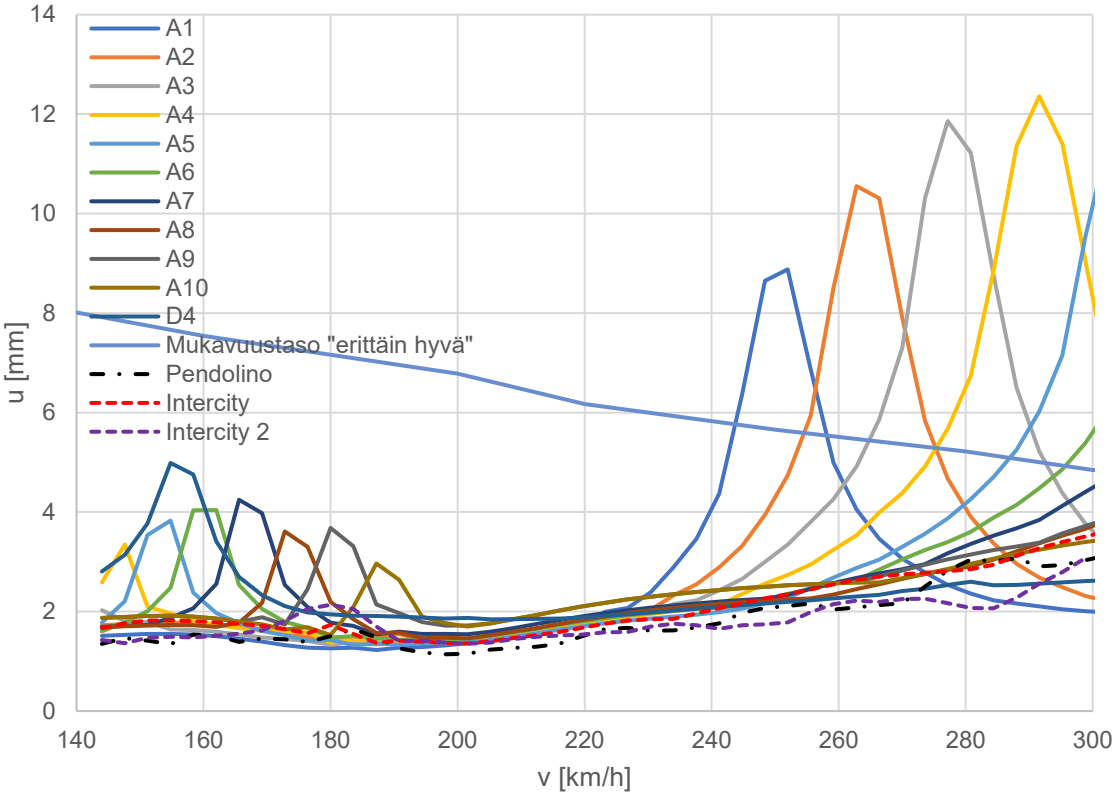


Kuva 7.5.2.2. jBul 2 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

Taipumien kuvaajissa havaitaan HSLM-A-junien muodostavan kaksi huippua jokaisella junalla. Ensimmäiset huiput syntyvät nopeusalueen alkupuolella ja toiset huomattavasti suuremmat huiput syntyvät nopeusalueen loppupuolella. Jälkimmäiset huiput ovat resonanssinopeuksilla, jolloin vasteet kasvavat suuriksi. Ensimmäisten huippujen nopeudet ovat noin puolet resonanssinopeuksista. Resonanssihuipuista junat A2-A6 ylittävät turvallisuuden taipumarajan alkaen nopeudesta 245 km/h. Matkustajamukavuuden taipumakriteeri rikkoutuu kyseisillä junilla sekä junalla A1 alkaen 230 km/h nopeudesta. Junat D4, Pendolino ja InterCity tuottavat kuvaajiin myös pienet huiput nopeusalueen alkupuolella. Pendolinon ja InterCityn huiput ovat merkittävästi pienemmät kuin muilla junilla. Suurimmat taipumat syntyvät aukon keskelle. Ulokeosien taipumia tarkasteltiin erikseen ja ne on esitetty kuvissa 7.5.2.3. ja 7.5.2.4.

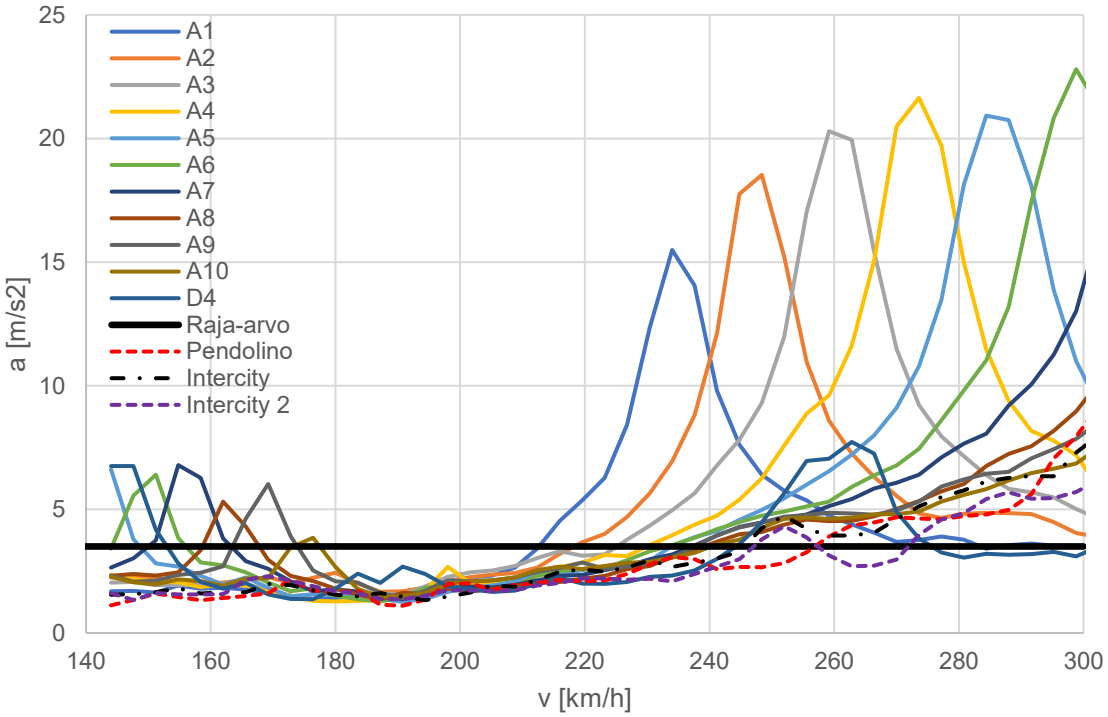


Kuva 7.5.2.3. jBul 2 ulokkeiden taipumat massan yläraja-arviolla.

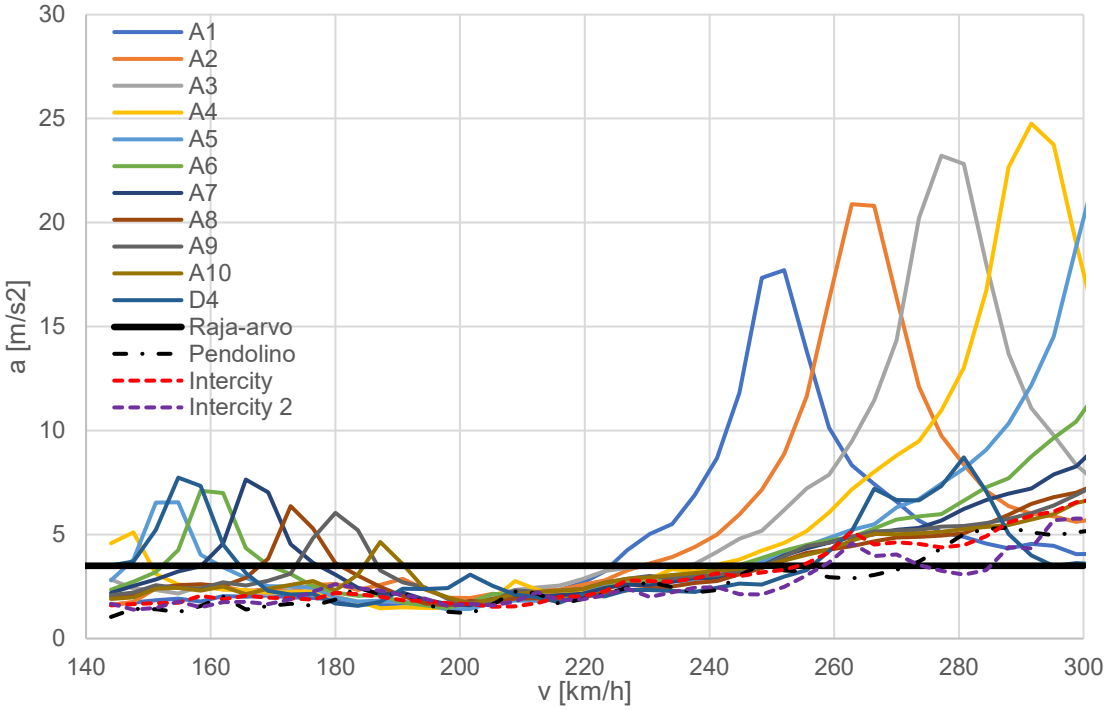


Kuva 7.5.2.4. jBul 2 ulokkeiden taipumat massan alaraja-arviolla.

Ulokkeiden taipumissa havaitaan samankaltaiset huippujen muodostumiset kuin koko sillan taipumatarkasteluissa. Taipuman raja-arvo ylitetään junilla A1-A6 alkaen nopeudesta noin 230 km/h. Taipuman arvot suhteessa matkustajamukavuuskriteerin raja-arvoon ovat samaa luokkaa kuin koko siltaa tarkasteltaessa. Lasketut kannen kiihtyvyydet on esitetty alla kuvissa 7.5.2.5.–7.5.2.6.



Kuva 7.5.2.5. jBul 2 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.5.2.6. jBul 2 kannen kiihtyvyydet massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyskuvaajiin havaitaan syntyvän HSLM-junille kahdet huiput vastaavalla tavalla kuin siirtymäkuvaajissa. Ensimmäiset matalammat huiput sijoittuvat nopeusalueen alkuun ja ne rikkovat kiihtyvyyden raja-arvon. Jälkimmäiset resonanssihuiput esiintyvät nopeusalueen loppupuolella ja kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy nopeudesta 212 km/h alkaen nopeusalueen loppuun sakka. Suurimmillaan kiihtyvyys nousee jopa lähes 25 m/s^2 junan A4 vaikutuksesta. Nopeuksilla 190–212 km/h kiihtyvyys pysyy sallituissa rajoissa.

HSLM-A-junat ovat selkeästi määräämiä verrattuna junaan D4. D4 rikkoo kuitenkin raja-arvon jo nopeudella 144 km/h. InterCityn ja Pendolinon kuvaajissa ei havaita matalia huippuja, vaan nopeusalueen alkupuolella kiihtyvyys on suhteellisen vakio ja nopeuden 200 km/h jälkeen kiihtyvyys lähtee tasaiseen ja loivaan kasvuun. InterCity ja Pendolino ylittävät kiihtyvyysrajan nopeudella noin 245 km/h. Suurimmat kiihtyvyydet syntyvät jännevälin keskialueen solmuihin sekä yksittäisillä nopeuksilla ulokkeiden päihin.

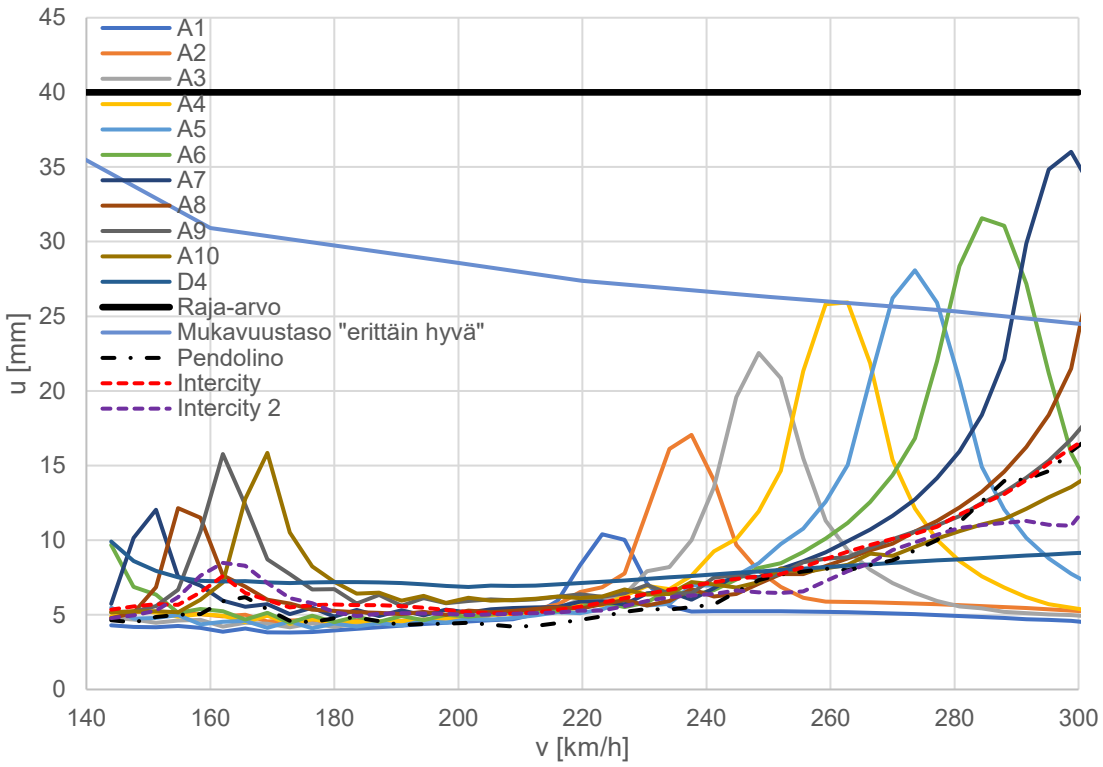
7.5.3 jBul 3

Taulukossa 7.5.3.1. on esitetty ominaistaajuudet, raiteen ja liikennevälineen epätarkkuuden lisäkertoimet ja muita tietoja.

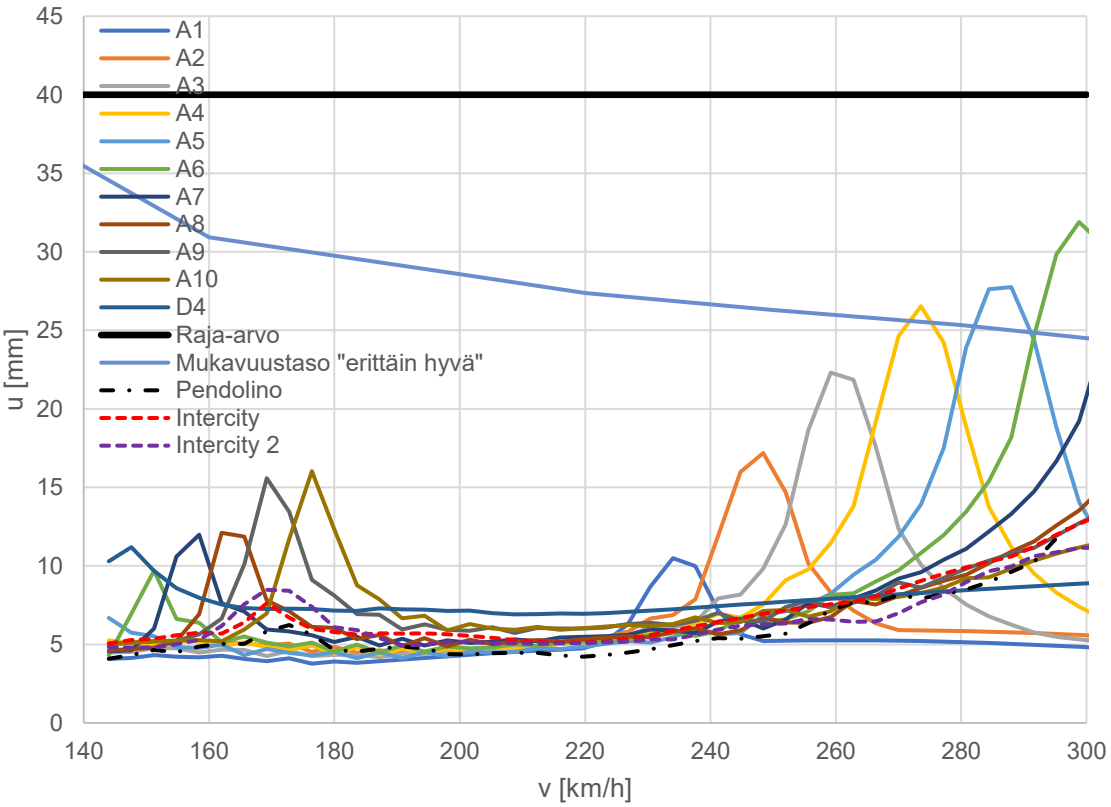
Taulukko 7.5.3.1. jBul 3 ominaistaajuudet.

Määräävä pituus L_Φ	24 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan yläraja)	3,461 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan yläraja)	1,003
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	3,624 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,006

Analyysissä otettiin huomioon massan ylärajalla taajuudet 124 Hz (26 kpl) ja alarajalla 130 Hz (26 kpl) saakka. Tällöin pystysuunnan massasta saavutettiin 91,4 %. Kuvissa 7.5.3.1 ja 7.5.3.2 on esitetty lasketut kannen taipumat painon ylä- ja alaraja-arvioilla.



Kuva 7.5.3.1. jBul 3 kannen taipumat massan yläraja-arviolla.

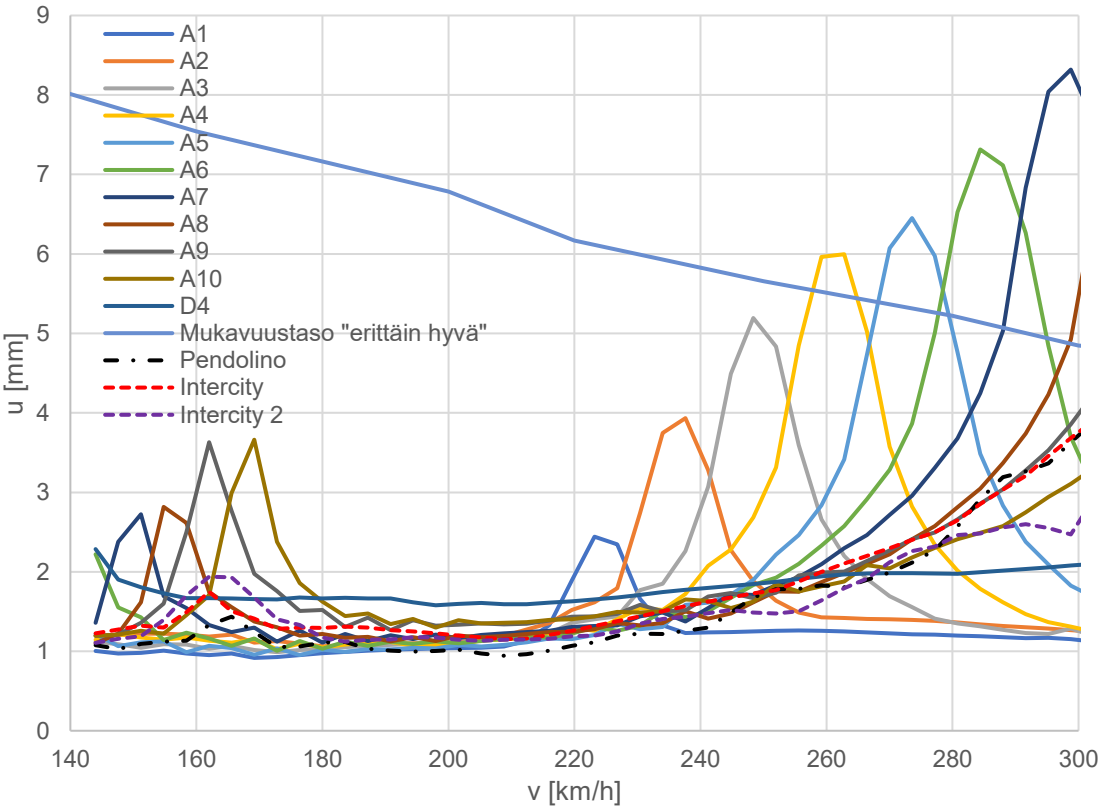


Kuva 7.5.3.2. jBul 3 kannen taipumat massan alaraja-arviolla.

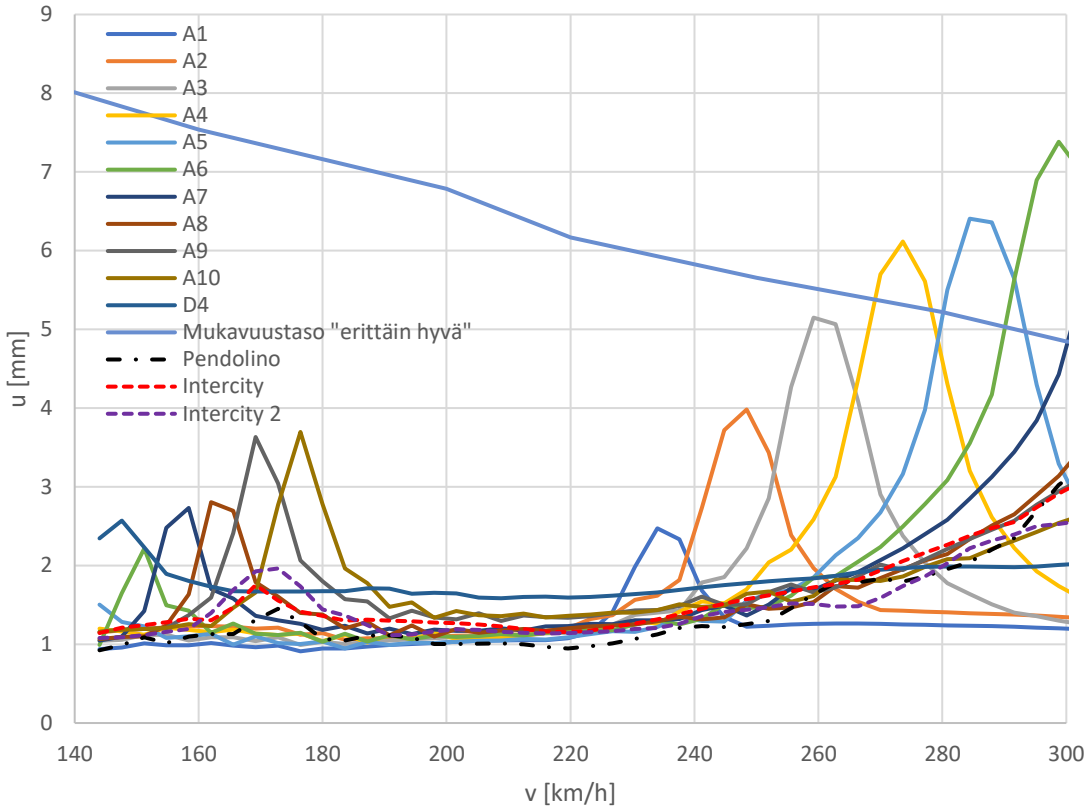
Taipumissa HSLM-junien havaitaan tuottavan kaksi huippua. Ensimmäiset huiput syntyvät nopeusalueen alkupäähän ja taipumien arvot ovat alle raja-arvon ja matkustaja-mukavuuskriteerin. Vastaavasti toiset huiput syntyvät nopeudesta 215 km/h alkaen.

Toiset huiput ovat resonanssihuippuja, jolloin vasteet kasvavat korkeiksi. Ensimmäiset huiput ovat puolet resonanssinopeudesta ja vasteet merkittävästi pienempiä. Tämä voidaan havaita hyvin massan alaraja-arviolla junan A6. Resonanssihuipun nopeus on hyvin lähelle kaksinkertainen ja vasteet yli kolminkertaiset verrattuna nopeudella noin 150 km/h esiintyvään huippuun.

Junat A4-A7 ylittävät matkustajamukavuuskriteerin, kun junan nopeus on yli 257 km/h. Turvallisuuden mukainen taipumaraja ei ylity millään junalla. D4 tuottamat taipumat ovat maltillisempia verrattuna HSLM-juniin, koska resonanssia ei synny nopeusalueella. Myös Pendolino ja InterCity aiheuttavat pienet huiput kuvaajiin nopeuksilla, jotka ovat A9 ja A10 junien huippujen välissä. InterCityn ja Pendolinon taipumat ovat kuitenkin huomattavasti HSLM-junia pienemmät. Nopeusalueen loppupuolella InterCityn ja Pendolinon taipumat lähtevät kasvuun lähes samassa tahdissa A9 ja A10 kuvaajien kanssa. Kuvissa 7.5.3.3. ja 7.5.3.4. on esitetty ulokkeiden taipumat.

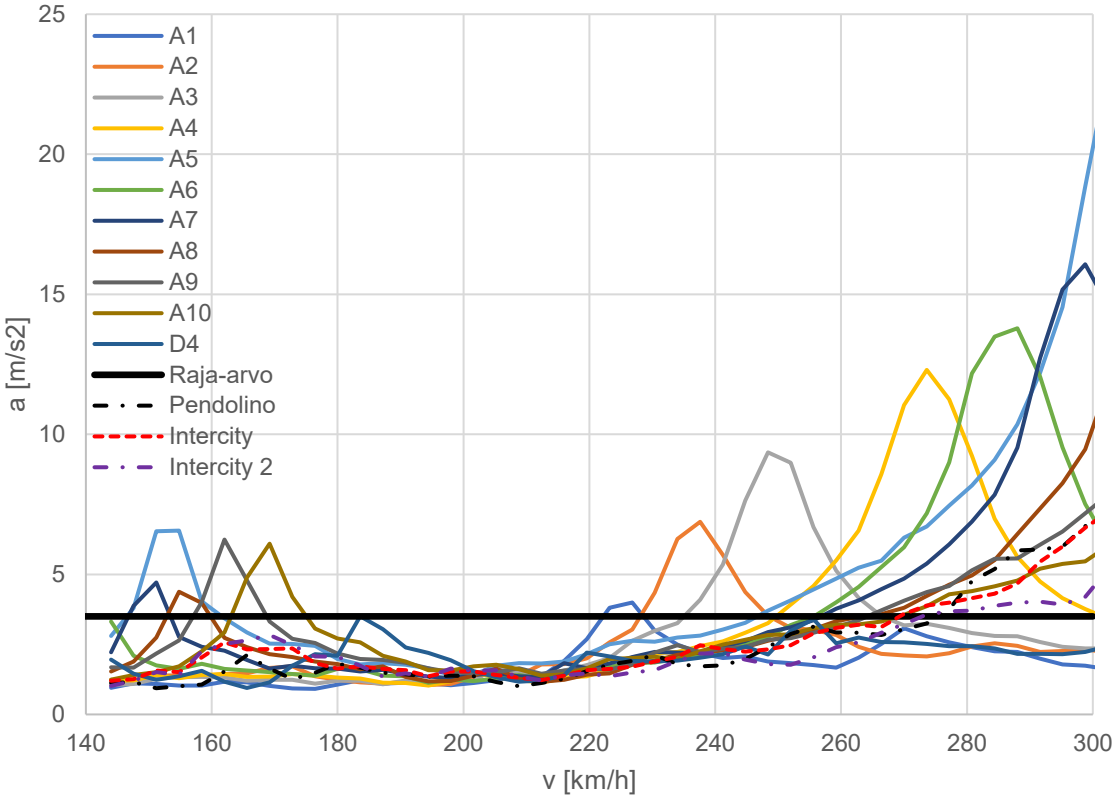


Kuva 7.5.3.3. jBul 3 ulokkeiden taipumat massan yläraja-arviolla.

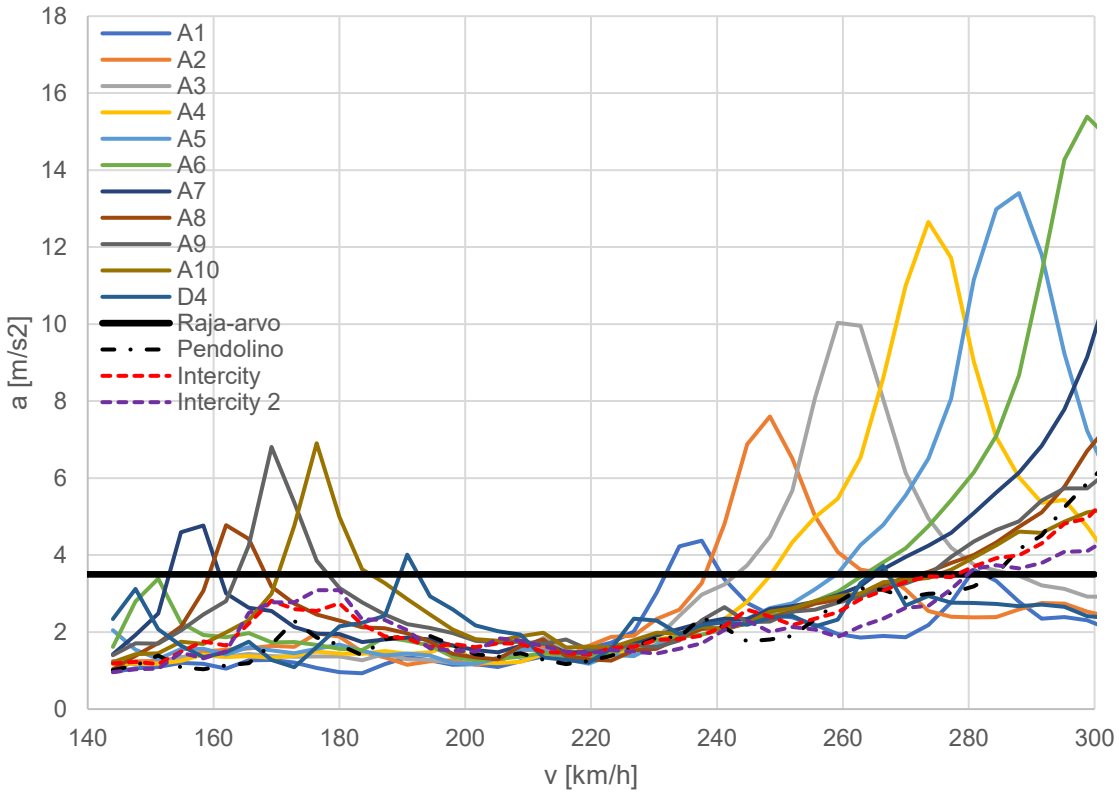


Kuva 7.5.3.4. jBul 3 ulokkeiden taipumat massan alaraja-arviolla.

Ulokkeiden taipumissa havaitaan muodostuvan kahdet huippuarvot, kuten koko siltaa tarkasteltaessa. Jälkimmäisistä huipuista junat A4-A7 ylittävät taipuman raja-arvon noin 255 km/h nopeudesta alkaen. Ulokkeen taipumakuvaajat muistuttavat muodoiltaan todella paljon koko sillan taipumakuvaajia. Myös taipumat suhteessa taipumarajaan ovat samaa suuruusluokka kuin koko sillan taipumilla, joskin ulokeosat näyttävät saavan hieman suurempia arvoja raja-arvoon nähden. Kannen kiihtyvyydet on esitetty kuvissa 7.5.3.5. ja 7.5.3.6.



Kuva 7.5.3.5. jBul 3 kannen kiihtyvyydet massan yläraja-arviolla.



Kuva 7.5.3.6. jBul 3 kannen kiihtyvyydet massan alaraja-arviolla.

Kiihtyvyyskuvaajissa havaitaan junien kahdet huippuarvot, kuten taipumilla. Ensimmäiset huiput rikkovat kiihtyvyysrajan nopeusalueen alussa jo 146 km/h nopeudella HSLM-junien osalta. Jälkimmäiset huiput ovat suuremmat kuin ensimmäiset ja raja-arvo ylittyy merkittävästi, kiihtyvyys nousee jopa yli 20 m/s^2. Nopeuksilla 185–222 km/h HSLM-A-junien aiheuttamat kiihtyvyydet pysyvät sallituissa rajoissa, muilla nopeuksilla raja-arvo ylittyy.

D4 tuottamat kiihtyvyydet ovat pienempiä kuin HSLM-A- junilla. D4 vaikutuksesta raja-arvo ylittyy alhaisimmillaan 185 km/h nopeudella. Pendolino ja InterCity käyttäytyvät melko vastaavasti junien A9 ja A10 kanssa, mutta kiihtyvyydet ovat kuitenkin selvästi pienempiä. Raja-arvo ylittyykin InterCityllä vasta nopeudella 270 km/h ja Pendolinolla 275 km/h. Suurimmat kiihtyvyydet esiintyvät pääosin aukon keskialueella ja tietyillä nopeuksilla ulokkeiden päissä.

7.6 Herkkyystarkastelu laskentatuloksille

Edellä esitetyissä laskennoissa tehtiin lähtöoletukset ja rakennemallivalinnat epäedulliselle puolelle, lukuun ottamatta teräsbetonisiltojen jäykkyyttä sekä siirtymälaatan huomioon ottamista. Tarkastellaankin muutaman tekijän vaikutuksia tuloksiin, kun niiden osalta otetaan huomioon edullisia vaikutuksia.

Tutkitaan kahta siltaa jBul 1 ja jBul 2. Silta jBul 1 saa reilusti raja-arvon ylittäviä kiihtyvyyksiä käytössä olevalla kalustolla (Pendolino ja InterCity) jo nykyisillä nopeuksilla. Tarkastelun perusteella nähdään, kuinka paljon edulliset lähtöarvo- ja rakennemallivalinnat muuttavat tuloksia ja pysyvätkö vasteet sallituissa rajoissa. Silta jBul 2 resonoi useiden HSLM-junien vaikutuksesta, joten tällä sillalla tarkastelut tehdään enemmän tulevaisuuden suurnopeusjunakaluston kannalta.

Tarkastellaan ensimmäisenä vaimennuksen vaikutusta. Suunnittelustandardeissa määrätään käyttämään rakenteelle alaraja-arviota. Lasketaan tulokset, kun vaimennusta kasvatetaan 0,5 %, joka voi muodostua jännitetyn rakenteen standardin mukaista arvoa paremmasta vaimennuksesta tai olettaen, että tukikerros lisää vaimennusta.

Toisena tekijänä tutkitaan alusrakenteiden mallinnuksen vaikutus. Tutkittavilla silloilla paalut liittyvät kanteen laakerien välityksellä. Mallinnetaan paalut teräsputkipaalun ja betonitäytön muodostaman liittopoikkileikkauksen jäykkyyttä vastaavana betonipoikkileikkauksena. Tukilinjoille mallinnetaan keskeisesti yksi paalu, joka vastaa jäykkyydeltään kaikkia tukilinjan paaluja. Paalut kiinnitetään alapäistään niveltuella ja yläpäistään nivelellisesti kanteen. Maan vaikutusta alusrakenteiden ympärillä ei oteta huomioon.

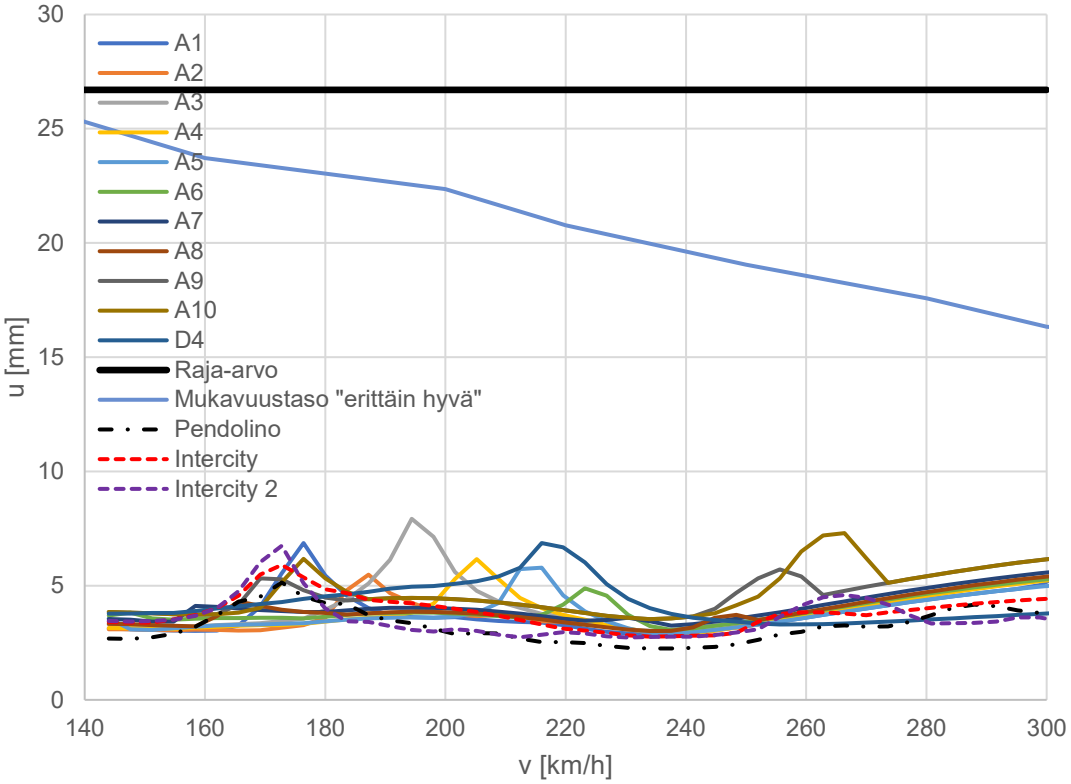
Kolmantena tutkittavana tekijänä on päätypalkin ja penkereen välinen yhteistoiminta, joka otetaan huomioon kappaleessa 5.7.5 esitetyllä tavalla. Päätypalkit mallinnetaan suorakulmaisina särmiöinä ja etupinnastaan pystysuorina siten, että ne vastaavat massaltaan todellisia päätypalkkeja. Päätypalkkiin kiinnitetään vaakasuunnassa tukeva viivamainen jousituki, joka vastaa penkereen jäykkyyttä 90 MN/m^3 päätypalkin takapintaa vasten. Jokainen tarkasteltava tekijä tutkitaan ensin omina vaikutuksinaan, ja sen jälkeen kaikkien vaikutukset yhtä aikaa. Tehdyt tarkastelut esitetään seuraavissa kappaleissa. Rakennemallit ovat vastaavat kuin aiemmin suoritetuissa laskennoissa muuttaen vain tarkasteltavia tekijöitä.

7.6.1 Herkkyystarkastelu jBul 1

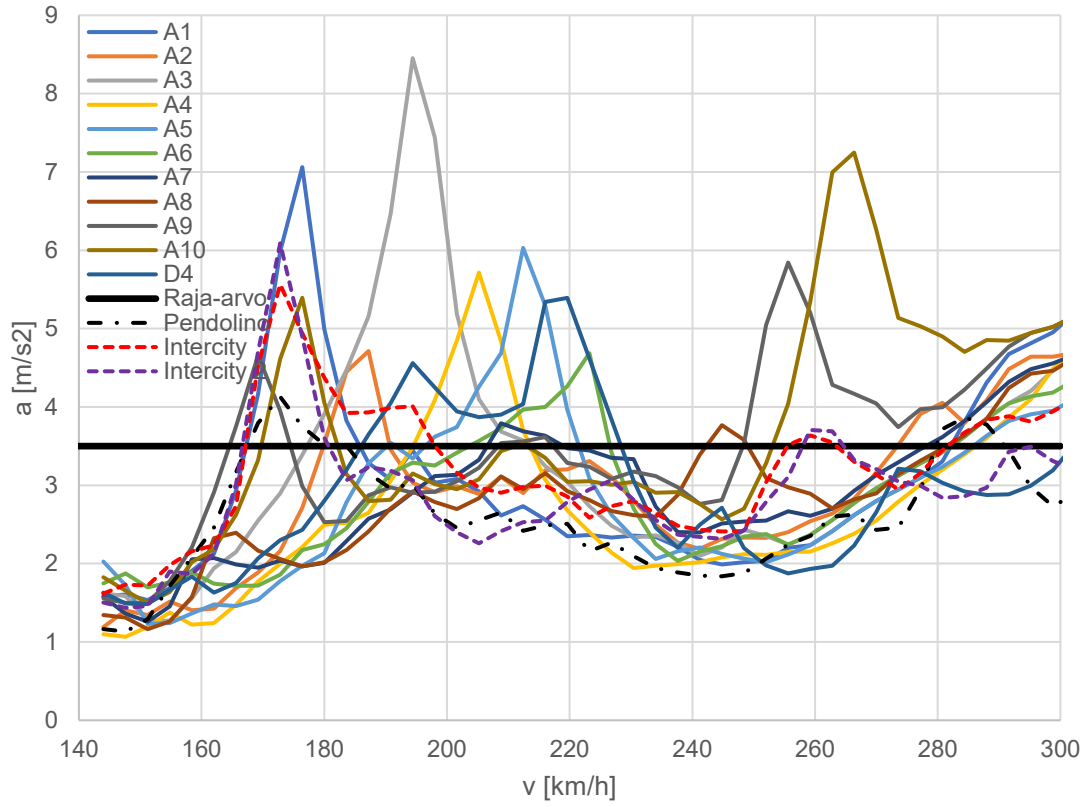
Herkkyystarkastelu suoritetaan sillalle jBul 1 massan alaraja-arviolle. Taulukossa 7.6.1.1 on esitetty alkuperäinen sekä korotettu vaimennuksen arvo. Kuvissa 7.6.1.1 ja 7.6.1.2 on kannen siirtymät ja kiihtyvyys korotetulla vaimennuksen arvolla.

Taulukko 7.6.1.1 Vaimennuksien arvot jBul 1.

Alkuperäinen kokonaisvaimennus ς [%]	Korotettu kokonaisvaimennus ς [%]
1,319	1,819



Kuva 7.6.1.1. jBul 1 kannen taipumat korotetulla vaimennuksella.



Kuva 7.6.1.2 jBul 1 kannen kiihtyvyys korotetulla vaimennuksella.

Koska vain vaimennusta muutettiin ja rakennemalli muilta osin pysyi samana, pysyivät sillan ominaistaajuudet edelleen samoina alkuperäiseen tilanteeseen nähden. Kun laskettuja tuloksia vertaillaan kappaleessa 7.5.1 esitettyihin, havaitaan vasteiden olevan pienempiä. Esimerkiksi InterCityn aiheuttama taipuman huippuarvo nykyisillä nopeuksilla pienenee noin 17 % vaimennuksen kasvaessa. Samoin A1 aiheuttama suurin taipuma pienenee 20 %. Kiihtyvyyksissä samat huippuarvot pienenevät InterCityllä ja A1:lla noin 21 %. Vasteiden huippuarvot esiintyvät edelleen samoilla nopeuksilla eli vaimennuksella ei ole vaikutusta resonanssinopeuksiin.

Vaimennuksen jälkeen tarkasteltiin alusrakenteiden vaikutusta. Taulukossa 7.6.1.2 on kuvattu sillan alusrakenteet.

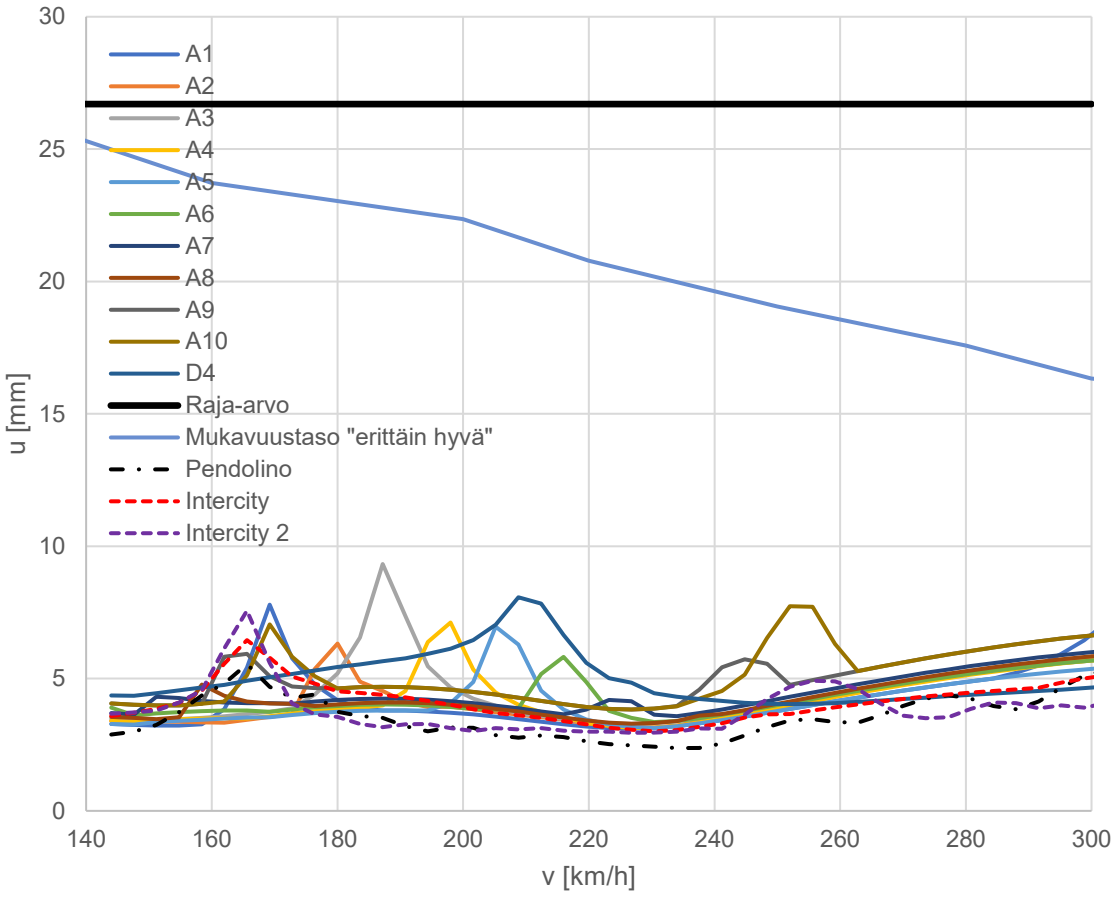
Taulukko 7.6.1.2. jBul 1 alusrakenteet.

Paalukoko	ø711x14,2
Paalumäärä / tukilinja	2
Paalupituus	17 m
Paalutäyttö	C35/45

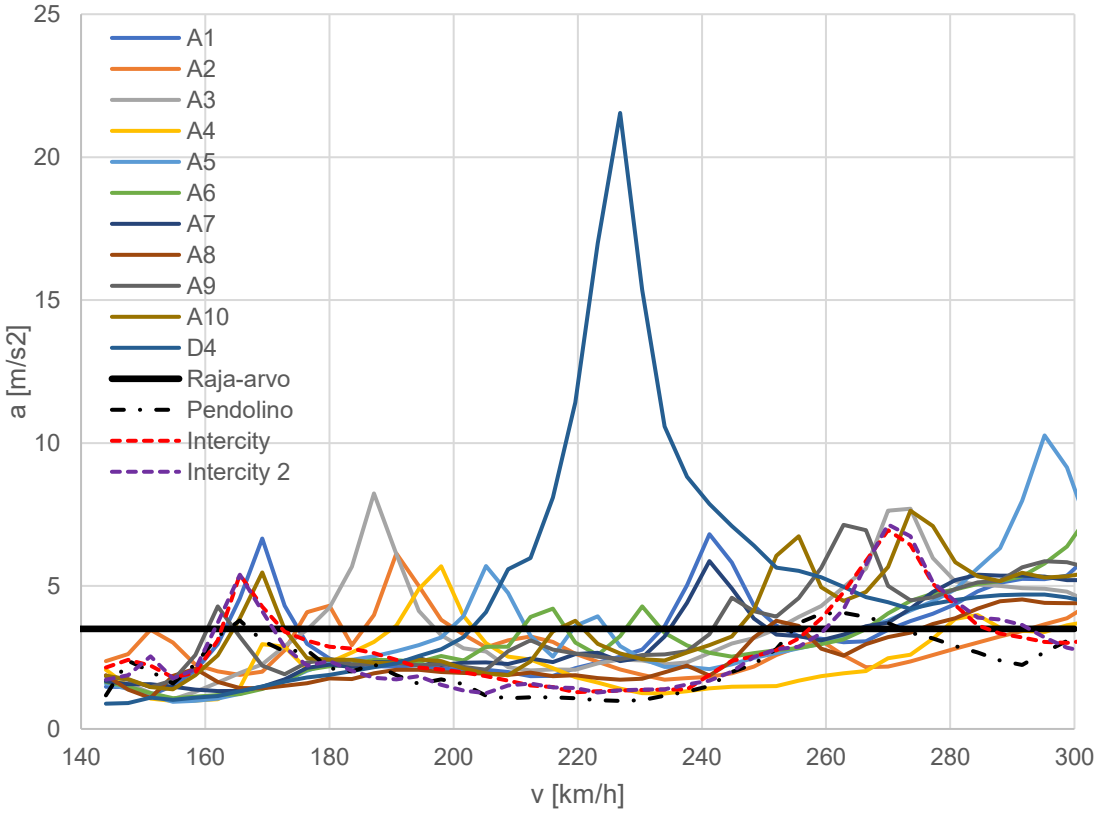
Taulukossa 7.6.1.3 on laskettu sillan ominaistaajuus ja epätarkkuuden lisäkerroin. Kuvissa 7.6.1.3–7.6.1.4 lasketut kannen taipuma ja kiihtyvyys, kun alusrakenteet on otettu huomioon.

Taulukko 7.6.1.3. jBul 1 ominaistaajuus alusrakenteet huomioon otettuna.

Määräävä pituus L_Φ	16 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	5,213 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,027



Kuva 7.6.1.3. jBul 1 kannen taipumat alusrakenteet huomioon otettuna.



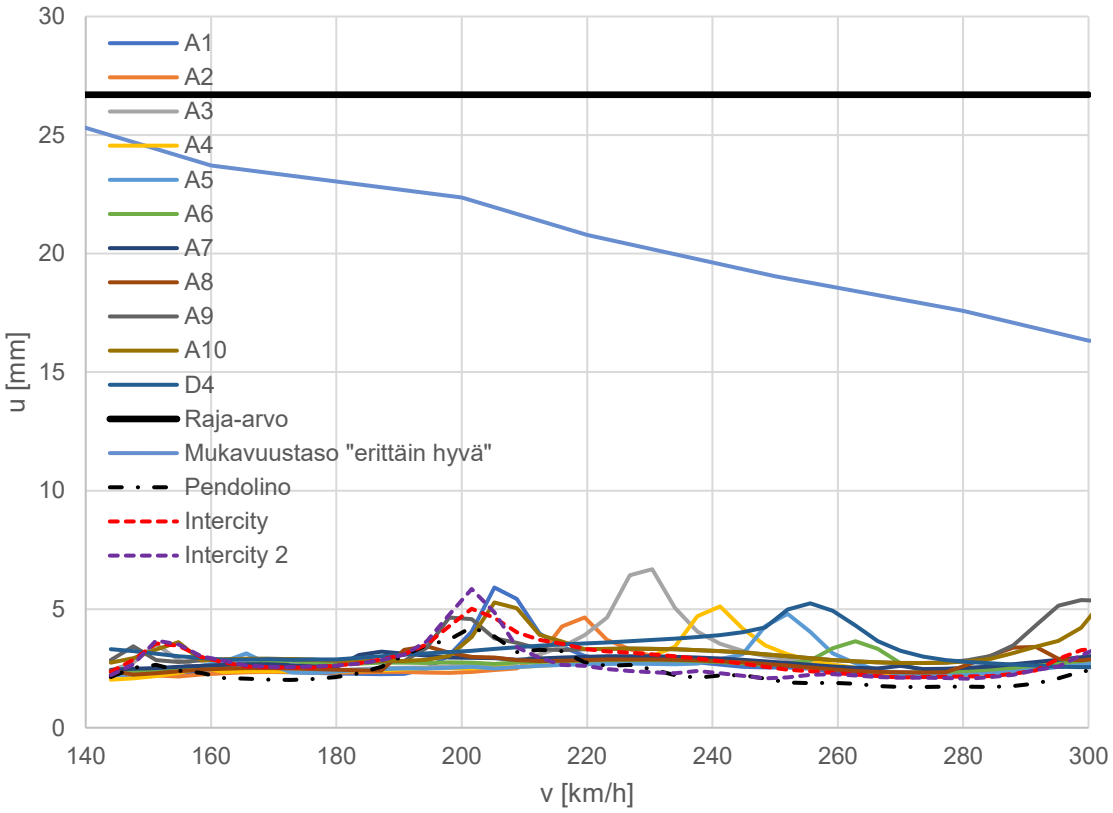
Kuva 7.6.1.4. jBul 1 kannen kiihtyvyys alusrakenteet huomioon otettuna.

Vertaillaan tuloksia kappaleessa 7.5.1 esitettyihin. InterCityn nykyisillä nopeuksilla esiintyvä taipuman huippu pienenee noin 6 %. Saman verran pienenee myös suurin taipuma junalla A1. Nopeudet, joilla huiput esiintyvät, siirtyvät noin 7 km/h alemmille nopeuksille. Kiihtyvyyksissä havaitaan huomattavasti merkittävämpiä vaikutuksia. InterCityn nykyisillä nopeuksilla syntyvä huippu pienenee noin 30 % ja kiihtyvyyden huippuarvo junalla A1 pienenee noin 23 %. Nopeusalueen alkupuolella HSLM-A-junilla, Pendolinolla ja InterCityllä syntyvät kiihtyvyyden huippuarvot siirtyvät noin 7 km/h alemmille nopeuksille. Junalla D4 havaitaan selkeästi erilainen muutos. Alkuperäisellä mallilla kiihtyvyys oli suurimmillaan hieman yli 6 m/s^2 nopeudella 220 km/h, mutta alusrakenteet otettaessa huomioon nopeudella 227 km/h syntyy selkeä resonanssihuippu ja kiihtyvyys on jopa 21,5 m/s^2.

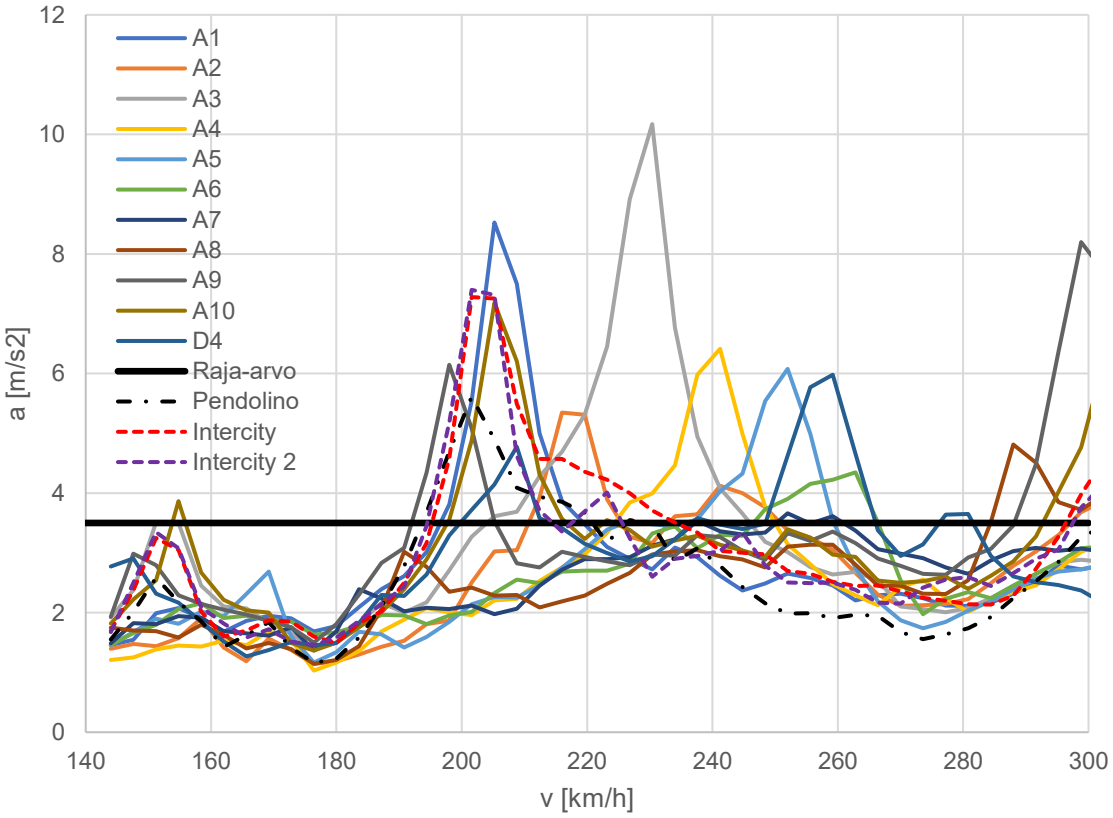
Kolmantena tarkasteltiin päätypalkin ja penkereen yhteistoiminnan vaikutuksia. Päätypalkit mallinnettiin suorakulmaisina särmiöinä, joiden mitat olivat 6400 mm x 1966 mm x 0,733 mm. Niiden takapintaan mallinnettiin viivamainen jousituki vastaten jäykkyyttä 90 MN/m^3. Taulukossa 7.6.1.4 on esitetty laskettu ominaistaajuus ja kuvissa 7.6.1.5.–7.6.1.6. kannen taipuma ja kiihtyvyys.

Taulukko 7.6.1.4. jBul 1 ominaistaajuus päätypenger huomioon otettuna.

Määräävä pituus L_Φ	16 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	6,364 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,058



Kuva 7.6.1.5. jBul 1 kannen taipumat päätypenger huomioon otettuna.



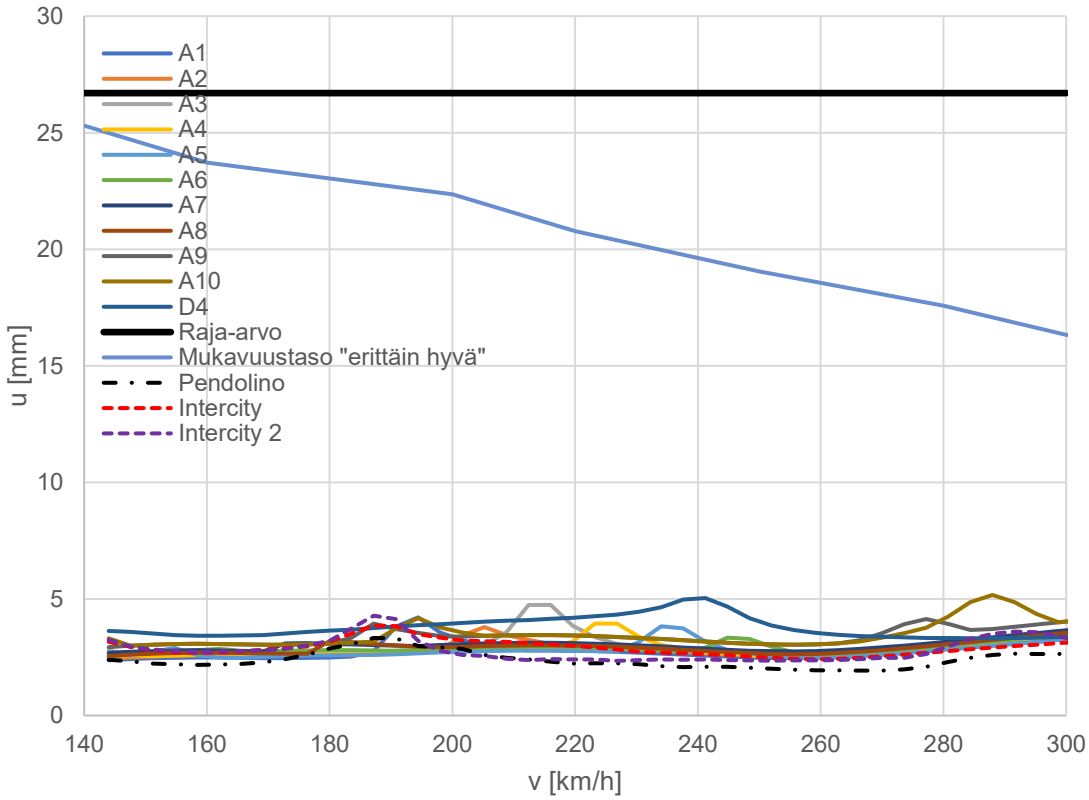
Kuva. 7.6.1.6. jBul 1 kannen kiihtyvyys päätypenger huomioon otettuna.

Sillan ominaistaajuus nousee yli 0,9 Hz, kun päätypalkin ja penkereen yhteistoiminta otetaan rakennemalliin mukaan. InterCityn tuottama taipumahuippu pienenee noin 17 % ja siirtyy 29 km/h suuremmalle nopeudelle verrattuna alkuperäisen laskentamallin tuloksiin (kts. kappale 7.5.1.). Samoin A1 tuottama taipumahuippu pienenee lähes 33 % ja siirtyy 36 km/h suuremmalle nopeudelle. Kiihtyvyyksissä havaitaan, että huippuarvojen nopeussiirtymät ovat vastaavat kuin taipumilla. Kiihtyvyyksien muutokset ovat pienempiä kuin taipumilla, InterCityllä ja A1:lla huippuarvot pienenevät vain hieman yli 4 %. Nopeusalueen loppupäässä syntyvissä huippuarvoissa havaitaan taas vasteiden kasvamista, esimerkiksi junan A9 aiheuttama kiihtyvyys kasvaa yli 19 % nopeuden ollessa lähes 300 km/h.

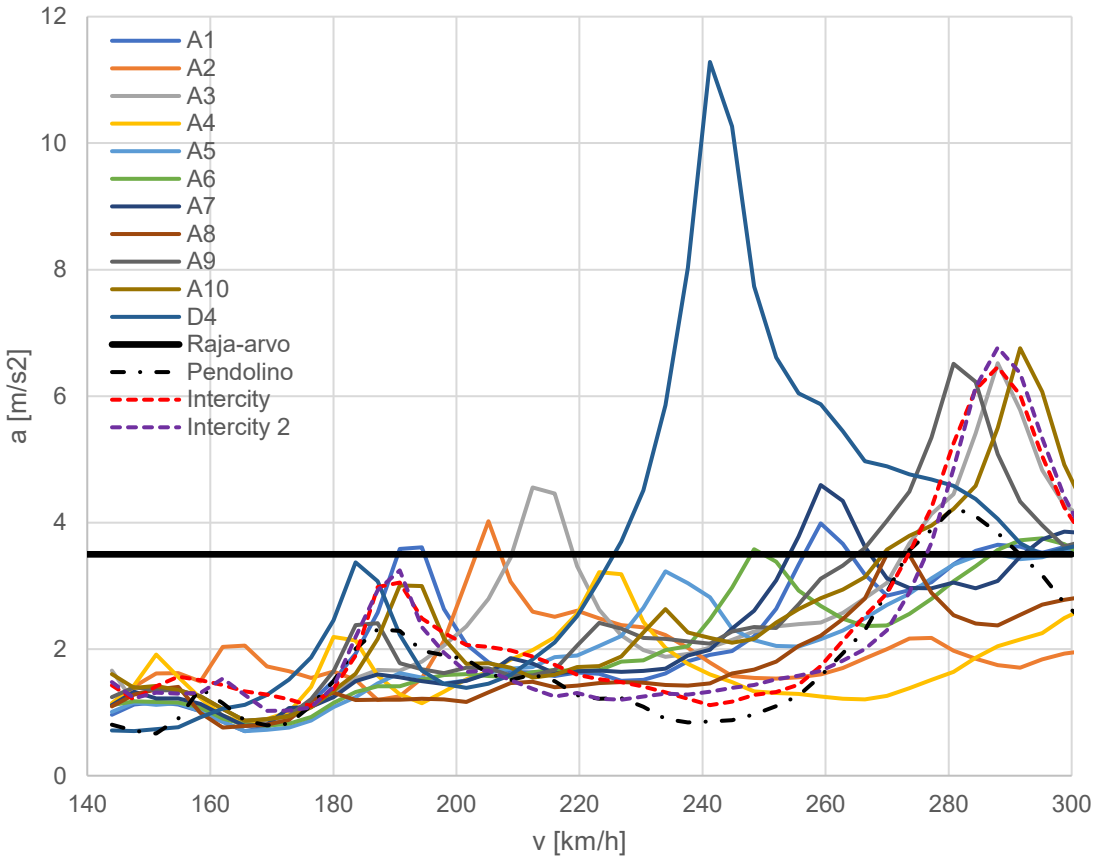
Lopuksi tarkasteltiin kaikkien edellä muutettujen tekijöiden vaikutukset yhtä aikaa. Laskettu ominaistaajuus on esitetty taulukossa 7.6.1.5 ja taipuma sekä kiihtyvyys kuvissa 7.6.1.7–7.6.1.8.

Taulukko 7.6.1.5. jBul 1 ominaistaajuus muokatulla rakennemallilla.

Määräävä pituus L_Φ	16 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	5,944 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,047



Kuva 7.6.1.7. jBul 1 kannen taipumat muokatulla rakennemallilla.



Kuva 7.6.1.8. jBul 1 kannen kiihtyvyys muokatulla rakennemallilla.

Kun kaikki kolme tarkasteltua tekijää otetaan mukaan, ei ominaistaajuus kasva yhtä paljon kuin pelkästään ottamalla huomioon vain päätypenkereen vaikutus. Tämä johtuu siitä, että alusrakenteiden mallintaminen siirtää taajuutta alemmas. Alkuperäiseen malliin verrattuna taipumien havaitaan olevan pienempiä, esimerkiksi junalla A1 taipuman suurin arvo on pienentynyt yli 50 % ja InterCityllä noin 47 %.

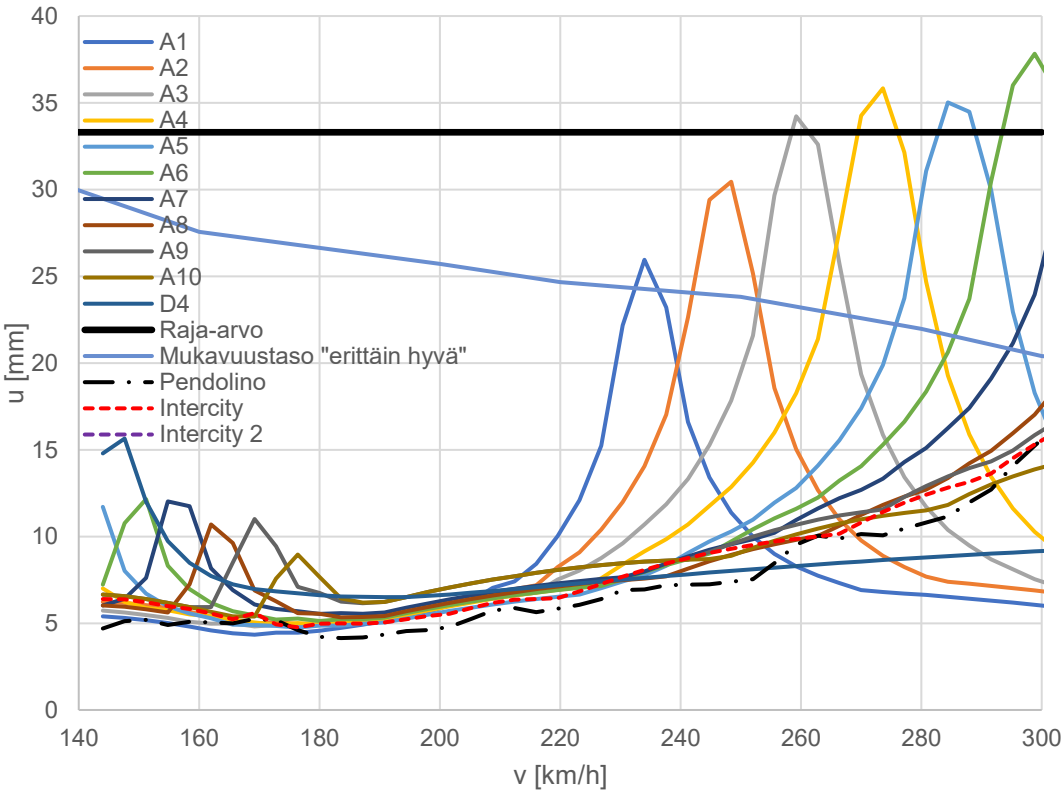
Kiihtyvyyksissä tapahtuu merkittäviä muutoksia raja-arvoihin nähden, kun edullisia vaikutuksia otetaan huomioon. InterCity tai Pendolino eivät ylitä enää kiihtyvyyden raja-arvoa nykyisillä nopeuksillaan. Niiden osalta kiihtyvyysraja ylittyy vasta yli 270 km/h nopeuksilla. HSLM-A-junien kiihtyvyydet pienenevät myös merkittävästi ja raja-arvo ylitetään nyt 190 km/h nopeudella aiemman 163 km/h sijaan. Myös D4 kaaviolla alin nopeus, jolla kiihtyvyysraja ylitetään, siirtyy noin 40 km/h eteenpäin, mutta resonanssin vaikutuksesta kiihtyvyyden huippuarvo on huomattavasti korkeampi kuin alkuperäisellä mallilla.

7.6.2 Herkkyystarkastelu jBul 2

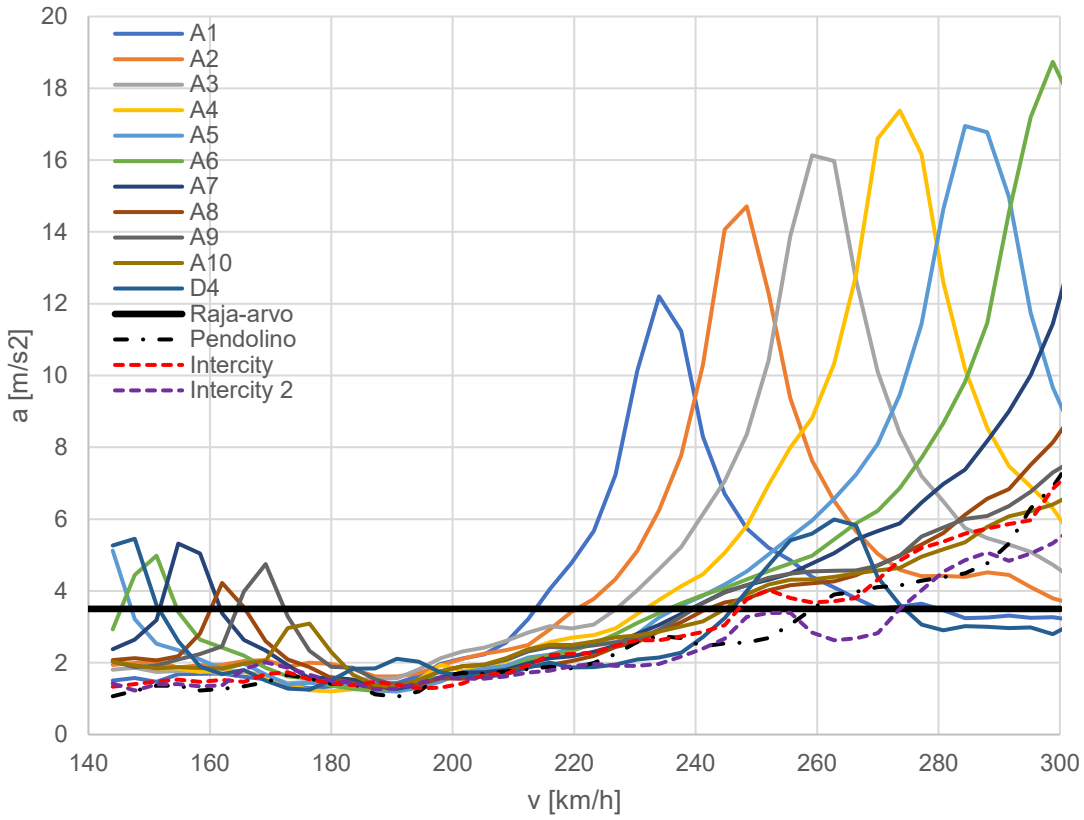
Sillalle jBul 2 suoritettiin vastaavat tarkastelut kuin edellä sillalle jBul 1:lle käyttäen massan yläraja-arviota. Taulukossa 7.6.2.1 on esitetty alkuperäinen sekä korotettu vaimennuksen arvo. Kuvissa 7.6.2.1 ja 7.6.2.2 on kannen siirtymät ja kiihtyvyys korotetulla vaimennuksen arvolla.

Taulukko 7.6.2.1 Vaimennuksien arvot jBul 2.

Alkuperäinen kokonaisvaimennus ς [%]	Korotettu kokonaisvaimennus ς [%]
1,039	1,539



Kuva 7.6.2.1. jBul 2 taipumat korotetulla vaimennuksella.



Kuva 7.6.2.2. jBul 2 taipumat korotetulla vaimennuksella.

Kun vain vaimennuksen arvoa muutettiin, pysyivät rakenteen ominaistaajuudet sekä raiteen ja liikennevälineen välisen epätarkkuuden kerroin samana alkuperäiseen tilanteeseen nähden. Kun vertaillaan taipumien huippuarvoja resonanssiopeuksilla, havaitaan taipumien pienentyneen vaimennuksen kasvaessa. Esimerkiksi junan A6 aiheuttama taipumahuippu on pienentynyt noin 16 %, mutta huippuarvo esiintyy edelleen samalla nopeudella. Junan A1 taipuman huippu on vähentynyt noin 19 %. Myös nopeusalueen alkupuolella esiintyvät matalammat huippuarvot ovat laskeneet, esimerkiksi junalla A9 15 % ja junalla 18 %.

Kiihtyvyyksissä havaitaan vastaava vaimennuksen vaikutus kuin taipumissa. A6 resonanssinopeudella huippukiihtyvyys on noin 17 % pienempi ja junalla A1 21 % pienempi. Nopeusalueen alkupuolella esiintyvät pienemmät huippuarvot ovat laskeneet junalla A9 21 % ja junalla A6 22 %. Kiihtyvyyksien huippuarvot esiintyvät edelleen samoilla nopeuksilla.

Vaimennuksen jälkeen tarkasteltiin alusrakenteiden mallintamisen vaikutuksia tuloksiin. Taulukossa 7.6.2.2 on esitetty sillan alusrakenteiden ominaisuuksia.

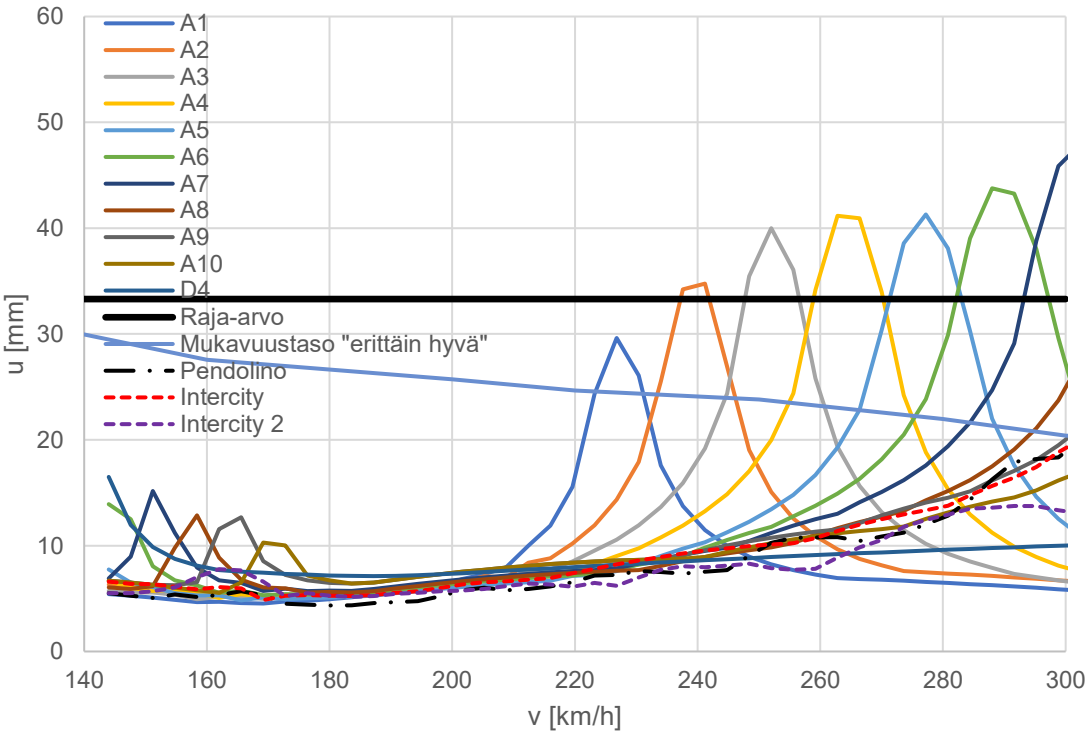
Taulukko 7.6.2.2. jBul 2 alusrakenteet.

Paalukoko	ø813x12,5
Paalumäärä / tukilinja	2
Paalupituus	17 m (T1), 15,5 m (T2)
Paalutäyttö	C28/35 (K35)

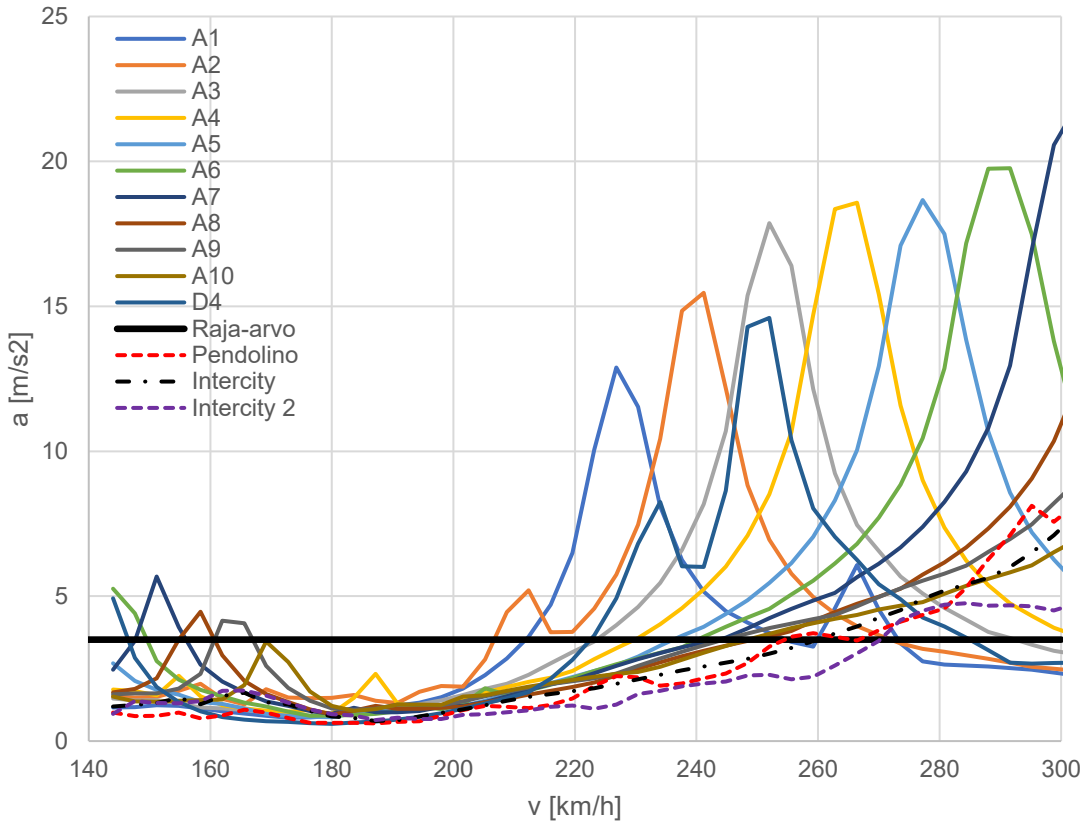
Taulukossa 7.6.2.3 on sillan ominaistaajuus ja epätarkkuuden lisäkerroin. Kuvissa 7.6.2.3–7.6.2.4 lasketut kannen taipuma ja kiihtyvyys, kun rakennemalli sisälsi alusrakenteet.

Taulukko 7.6.2.3. jBul 2 ominaistaajuus alusrakenteet huomioon otettuna.

Määräävä pituus L_Φ	20 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	3,507 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1



Kuva 7.6.2.3. jBul 2 taipumat alusrakenteet huomioon otettuna.



Kuva 7.6.2.4. jBul 2 kiihtyvyys alusrakenteet huomioon otettuna.

Kun alusrakenteet otetaan huomioon, niin rakenteen ominaistaajuus laskee, nyt noin 1 Hz. Huippuarvojen taipumat ovat pienentyneet ja huiput esiintyvät alemmilla nopeuksilla. Esimerkiksi junan A6 resonanssinopeus on siirtynyt 11 km/h alemmas ja taipuma pienentynyt noin 3 %. Vastaavat lukemat junalla A1 ovat 7 km/h ja 8 %. Sama ilmiö havaitaan myös nopeusalueen alkupuolella esiintyvillä pienemmillä huippuarvoilla, junan A9 huippu on siirtynyt 4 km/h ja taipuma pienentynyt noin 3 %.

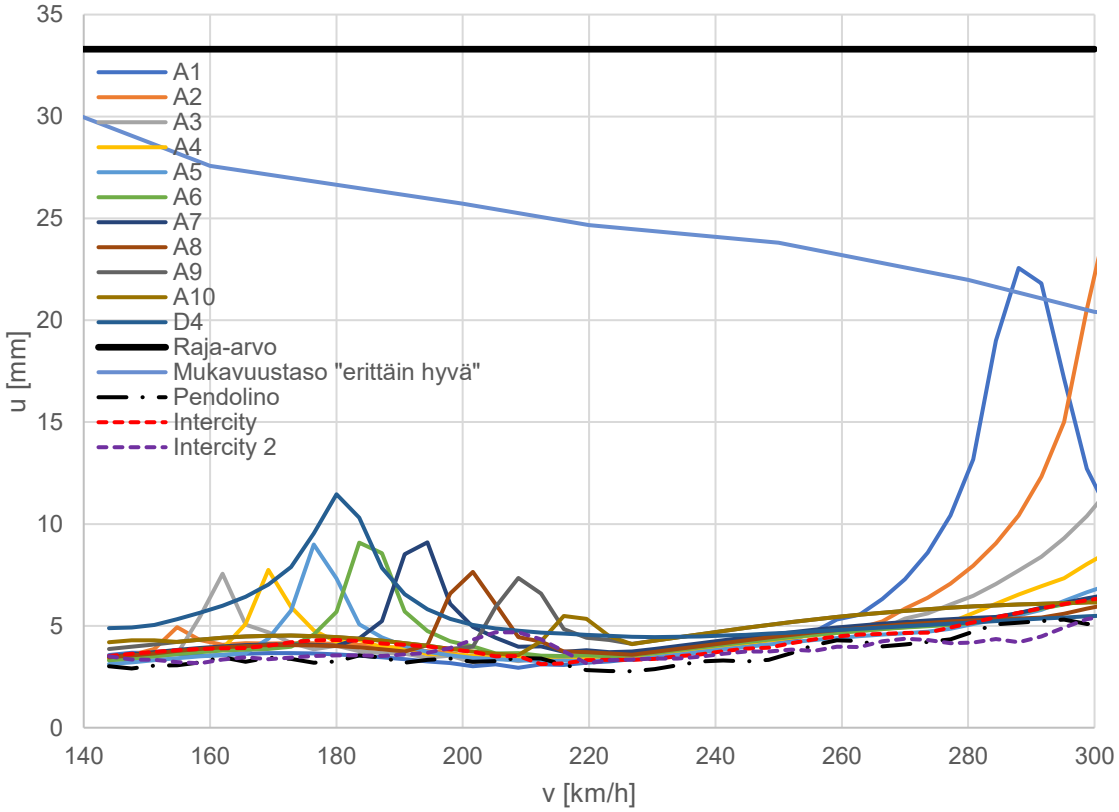
Kiihtyvyyksien kuvaajissa havaitaan samoja ilmiöitä kuin taipumien yhteydessä. Junan A6 resonanssinopeus on siirtynyt 7 km/h alemmas ja kiihtyvyys pienentynyt 13 %. Vastaavasti junalla A1 samat arvot ovat muuttuneet 7 km/h ja 16 %. Myös nopeusalueen alkupuolen pienemmissä huippuarvoissa havaitaan samat ilmiöt, esimerkiksi junalla A9 kiihtyvyyshuippu on pienentynyt 31 % ja huippu on siirtynyt 7 km/h alemmalle nopeudelle. D4 junan kiihtyvyyden huippuarvo siirtyy myös noin 10 km/h alemmaksi, mutta kiihtyvyys kasvaa lähes kaksinkertaiseksi. Samalla myös nopeus, jolla raja-arvo ylittyy, tippuu yli 20 km/h.

Kolmantena vaikutuksena tarkasteltiin päätypalkkien ja penkereen yhteistoiminnan merkitystä. Päätypalkit mallinnettiin suorakulmaisina särmiöinä, joiden koot olivat tuella T1 6600 mm x 1974 mm x 490 mm ja tuella T2 6600 mm x 2024 mm x 498 mm. Päätypalkkeihin mallinnettiin viivamaiset jousituet, jotka vastasivat penkereen jäykkyyttä 90

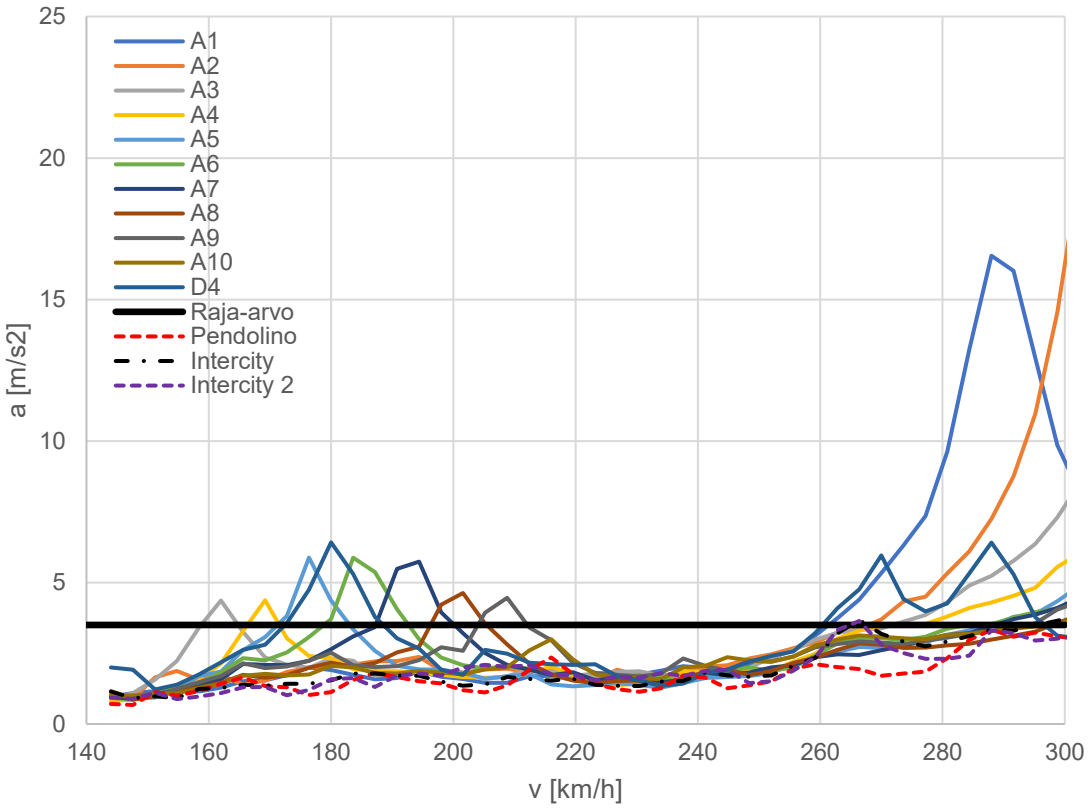
MN/m^3. Taulukossa 7.6.2.4 on rakenteen ominaistaajuus sekä kuvissa 7.6.2.5–7.6.2.6 kannen taipuma ja kiihtyvyys.

Taulukko 7.6.2.4. jBul 2 ominaistaajuus päätypenger huomioon otettuna.

Määräävä pituus L_Φ	20 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	4,466 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1+\frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,016



Kuva 7.6.2.5. jBul 2 taipumat päätypenger huomioon otettuna.



Kuva 7.6.2.6. jBul 2 kiihtyvyys päätypenger huomioon otettuna.

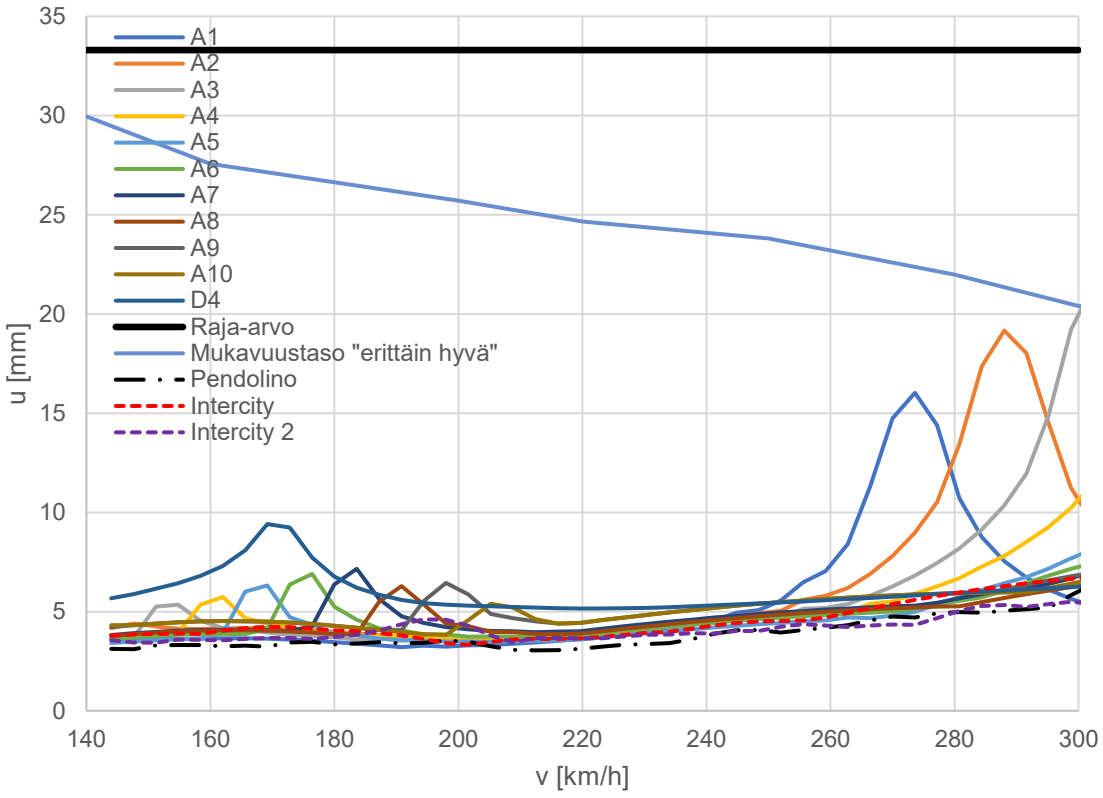
Sillan alin taivutuksen ominaistaajuus on noussut noin 0,8 Hz, kun penger ja päätypalkit on sisällytetty rakennemalliin. Taipumissa voidaan havaita, että resonanssinopeudet ovat siirtyneet suuremmille nopeuksille ja taipumat ovat pienentyneet. Vertaamalla laskettuja tuloksia kappaleen 7.5.2 tuloksiin nähdään, että lähes kaikkien A-junien resonanssinopeudet ovat siirtyneet nopeusalueen ulkopuolelle pois lukien A1. A1 resonanssinopeus on kasvanut 54 km/h ja taipuma pienentynyt 30 %. Myös nopeusalueen alkupuolella esiintyvillä pienemmillä huippuarvoilla tapahtuu vastaavia muutoksia. Esimerkiksi junan A8 huippuarvo siirtynyt noin 40 km/h suuremmalle nopeudelle ja taipuma pienentynyt 40 %.

Kiihtyvyyksissä havaitaan samansuuntaisia muutoksia resonanssinopeuksien osalta, mutta vasteissa muutokset ovat erilaisia. A-junien resonanssihuiput ovat siirtyneet nopeusalueen ulkopuolelle, junan A1 resonanssinopeus on noussut 54 km/h ja kiihtyvyyden maksimiarvo on kasvanut lähes 7 %. Nopeusalueen alkupuolen huippuarvoissa esiintymisnopeudet ovat kasvaneet, mutta kiihtyvyyksien arvot pienentyneet. Esimerkiksi junalla A8 huippuarvo esiintyy 40 km/h suuremmalla nopeudella ja kiihtyvyys on pienentynyt lähes 13 %.

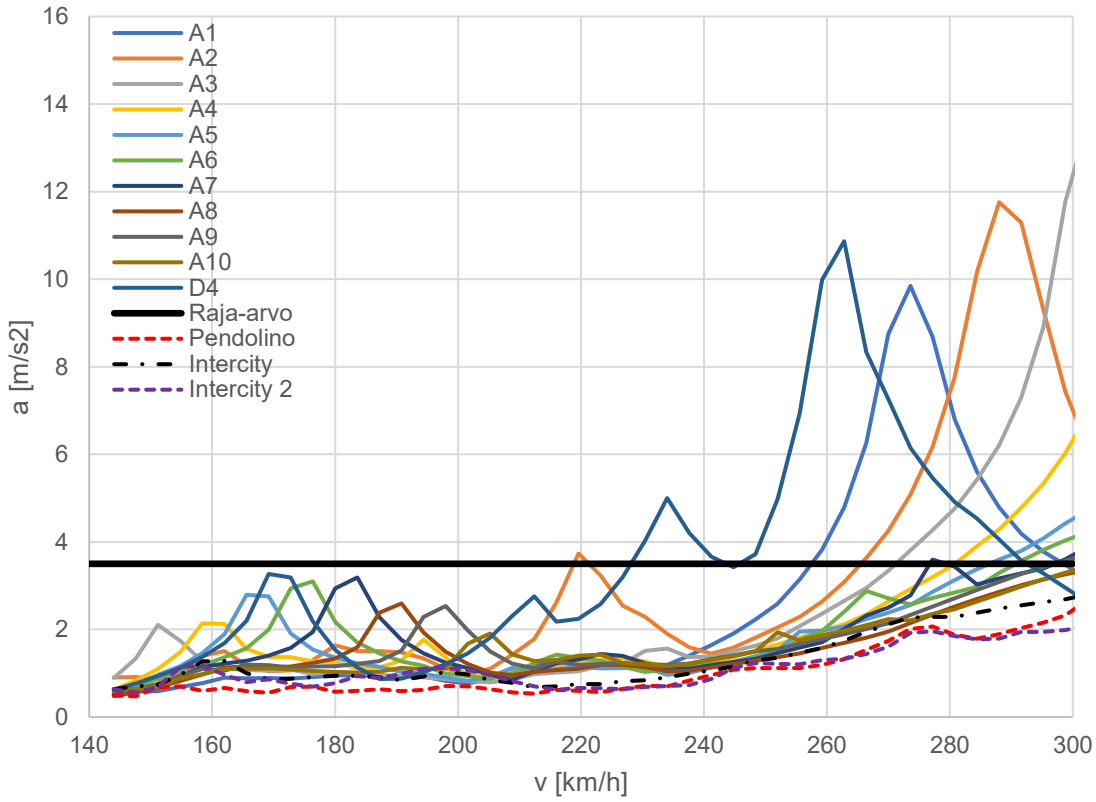
Viimeiseksi tutkittiin tilanne, jossa edellä tarkastellut tekijät vaikuttivat yhtä aikaa. Laskettu ominaistaajuus on esitetty taulukossa 7.6.2.5 ja taipuma sekä kiihtyvyys kuvissa 7.6.2.7–7.6.2.8.

Taulukko 7.6.2.5. jBul 2 ominaistaajuus muokatulla rakennemallilla.

Määräävä pituus L_Φ	20 m
Nopeuskerroin α	1
Taivutusvärähtelyn alin ominaistaajuus n_0 (massan alaraja)	4,224 Hz
Lisäkerroin huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle $1 + \frac{\varphi''}{2}$ (massan alaraja)	1,01



Kuva 7.6.2.7. jBul 2 taipumat muokatulla rakennemallilla.



Kuva 7.6.2.8. jBul 2 kiihtyvyys muokatulla rakennemallilla.

Sillan taivutuksen alin ominaistaajuus kasvaa noin 0,6 Hz, kun kaikki edellä tutkitut vaikutukset otetaan huomioon. Taipumien tarkasteluissa tapahtuu merkittäviä muutoksia alkuperäiseen malliin verrattuna, jolloin useat A-junat ylittivät matkustajamukavuuden kriteerin sekä turvallisuuden raja-arvon. Edullisten vaikutusten ansiosta resonanssinopeudet ovat pääosin siirtyneet nopeusalueen ulkopuolelle ja vasteet pienentyneet. Muokatulla rakennemallilla mikään tarkasteltu juna ei ylitä enää matkustajamukavuuskriteeriä tai turvallisuuden taipumarajaa. Resonanssinopeus on siirtynyt esimerkiksi junalla A1 39 km/h suuremmaksi ja sitä vastaava taipuma on pienentynyt 50 %.

Myös kiihtyvyyksissä tapahtuvat muutokset ovat sillan käyttökelpoisuuden arvioimisen kannalta merkittäviä. Alkuperäisellä mallilla jo 144 km/h nopeuksilla useat A-junat ylittivät raja-arvon ja nopeusalueen loppupuolella saavuttivat resonanssinopeuden, jolloin vasteet kasvoivat suuriksi. Kun tarkastellut edulliset vaikutukset otetaan huomioon, siirtyvät resonanssinopeudet vastaavalla tavalla suuremmiksi kuin taipumien yhteydessä havaittiin. Myös kiihtyvyyksien huippuarvot pienenevät. Esimerkiksi junan A1 resonanssihuipun kiihtyvyys pienenee 36 %. Nopeusalueen alkupuolen huiput myös pienentyvät, jonka vaikutuksesta raja-arvo ylittyy ensimmäisen kerran A-junilla vasta 218 km/h nopeudella aiemman 144 km/h sijaan. Yli 280 km/h nopeuksilla esiintyvät edelleen A-junien ensimmäiset resonanssinopeudet ja kiihtyvyys on merkittävästi yli raja-arvon. Huomattavaa on D4 aiheuttaman kiihtyvyyden kasvu, kun rakennemallia on muokattu.

Kiihtyvyysraja ylittyy noin 15 km/h alemmalla nopeudella ja maksimikiihtyvyys kasvaa noin 40 %.

7.6.3 Tulosten tarkkuuden pohdinta

Työn alkupuolella FEM-laskennalle asetettiin rajoituksia, erilaisia asetuksia sekä oletuksia rakenteen käyttäytymisestä. Ensimmäiseksi työ rajattiin koskemaan vain rakenteen pystysuuntaista käyttäytymistä, poikittais- ja vääntöilmiöt sivuutettiin. Tämän johdosta FEM-laskennoissa käytettiin palkkielementtejä, jotka ovat käyttökelpoisia ja tehokkaita kuvaamaan rakenteen lineaarista pituussuuntaista taivutuskäyttäytymistä. Tarkasteltaviksi silloiksi valittiin ainoastaan yksiraiteisia siltoja ja kuormitus kohdistettiin kannen keskilinjalle. Tällöin kuormitus ei muodosta vääntöä rakenteeseen. Mahdollisten epäkeskeisten kuormitusten vaikutusten arvioimiseksi, esimerkiksi useampi raiteisella sillalla, tarvittaisiin kuorielementtimalli. Käytetyt palkkielementit eivät mahdollista päätypalkkien ja siipimuurien mallintamista todenmukaisesti, joten ne mallinnettiin varsinaisissa laskennoissa pistemassoina. Tällöin mm. päätypalkkien kiertymäjäykkyyden edullinen vaikutus jää huomioon ottamatta. Käytetyt mallit ja yksinkertaistukset aiheuttavat eroja rakenteen todelliseen käyttäytymiseen. Värähtelyilmiössä on siltojen osalta junakuormia tarkasteltaessa kuitenkin kyse pääosin pituussuuntaisesta taivutuksesta, jolloin tehdyt yksinkertaistukset ovat käyttökelpoisia.

FEM-laskennan valinnoille sekä tarkemmin kahden sillan laskentatuloksille tehtiin herkkyystarkasteluja. Rakennemallien herkkyystarkastelujen pohjalta analyyseihin valittiin epäedulliset tilanteet, poikkeuksena kannen jäykkyys koskien teräsbetonisia siltoja sekä siirtymälaattojen vaikutus.

Tukiehtojen vaikutuksia lopputuloksiin tutkittiin teräsbetonisella ulokelaattasillalla sekä jatkuvalla laattasillalla, joissa pilarit liittyivät suoraan kanteen. Näistä silloista luotiin mallit, joissa pilarit mallinnettiin jäykillä liitoksilla kanteen, sekä mallit, joissa pilarit korvattiin joustamattomilla niveltuilla. Vertailujen perusteella näyttäisi sille, että rakennemalli niveltuin ilman alusrakenteita tuottaa suuremmat vasteet.

Alusrakenteiden mallinnuksen merkitystä tutkittiin myös siltojen jBul 1 ja jBul 2 tuloksiin. Näillä silloilla kannen ja alusrakenteiden välillä oli laakerit. Kummastakin sillasta luotiin mallit vain joustamattomilla niveltuilla sekä mallit, joissa kansi liittyi nivelellisesti paaluihin ja paalut nivelellisesti maaperään. Herkkyystarkastelun perusteella resonanssinopeudet siirtyivät molemmilla silloilla noin 7 km/h alemmas, taipuman huippuarvot pienenivät HSLM-junilla 0–10 % ja kiihtyvyyden huippuarvot 10–30 %. Junan D4 aiheuttama kiihtyvyys kuitenkin nousi merkittävästi. Myös näiden herkkyystarkastelujen perusteella

malli ilman alusrakenteita tuottaa suurempia vasteita. Kirjallisuuskatsauksen perusteella maan ja rakenteiden välisillä vuorovaikutuksilla todettiin olevan yleisesti edullisia vaikutuksia sillan dynaamisiin ominaisuuksiin. Varsinaisissa tarkasteluissa alusrakenteiden mallinnus ja maan vaikutukset kaikilla silloilla sivuutettiin, mikä osaltaan johtaa vasteiden konservatiiviseen arviointiin.

Sillan siirtymärakenteilla on vaikutusta dynaamiseen käyttäytymiseen. Siirtymälaattojen mallintamisen vaikutusta tutkittiin kappaleessa 5.7.3. Siirtymälaattojen havaittiin muuttavan erityisesti päädyn käyttäytymistä realistisemmaksi, koska kuormitus siirtyi rakennemallissa kannen päälle siirtymälaatalta. Siirtymälaatattomissa malleissa kuormitus siirtyy suoraan kannen päälle ja kiihtyvyydet ovat nousevat huomattavasti suuremmiksi kuin siirtymälaatallisissa malleissa. Mallien välillä havaittiin selkeä ero siinä, missä kohtaa rakennetta suurin kiihtyvyys esiintyi. Siirtymälaatattomissa malleissa suurin kiihtyvyys esiintyi ulokkeen päässä sijaitsevassa solmussa, kun taas siirtymälaatallisissa malleissa suurimmat kiihtyvyydet olivat pääosin kentän keskialueiden solmuissa. Tämä havainto tukee näkökulmaa, että siirtymälaatalliset mallit kuvaavat sillan käyttäytymistä realistisemmin. Koska rakenteen keskialueella esiintyvät suurimmat taipumat, on myös todennäköistä, että siellä esiintyvät suurimmat kiihtyvyydet. Päädyn rakenteisiin kohdistuu myös maan tukeva ja vaimentava vaikutus, joten on epätodennäköisempää, että suurin kiihtyvyys esiintyisi sillan päädyssä. Työn analyyseissä siirtymälaatat on otettu huomioon rakennemalleissa niillä silloilla, jotka on varustettu siirtymälaatoilla. Myös muilla siirtymärakenteilla, kuten tulopenkereellä ja paalulaatoilla, on merkitystä sillan käyttäytymiseen ja niiden vaikutukset kuitenkin sivuutettiin laskennoissa.

Kappaleessa 5.7.5 tarkasteltiin päätypalkillisen sillan rakenteen ja maan välistä yhteistoimintaa. Samaa ilmiötä tutkittiin myös siltojen laskentatuloksille kappaleissa 7.6.1 ja 7.6.2. Näiden tarkastelujen perusteella todettiin, että yhteistoiminnan huomioon ottaminen kasvattaa sillan ominaistaajuutta sekä pienentää pystysiirtymiä. Siltojen jBul 1 ja jBul 2 taipuman suurimmat arvot pienenivät 15–40 % ja resonanssinopeudet kasvoivat 30–50 km/h. Varsinaisissa laskennoissa yhteistoimintaa ei otettu huomioon, joten tältä osin päätypalkillisten ulokkeellisten siltojen arviointi on konservatiivista.

LUSASilla määritettyjä FEM-laskentatuloksia verrattiin analyyttisesti laskettuihin siirtymiin kahden laattasillan osalta. Laskentatulokset vastasivat hyvin toisiaan. Tulosten välillä havaittiin kuitenkin pieniä eroja. FEM-ohjelmalla lasketut ominaistaajuudet olivat hieman alempia kuin analyyttisesti lasketut. Tämä johti siihen, että tietyillä nopeuksilla esiintyvät taipumien huippuarvot olivat FEM-tuloksissa hieman alemmilla nopeuksilla ja taipumahuiput hieman pienempiä.

Erityisesti teräsbetonisilla rakenteilla rasitetuimmille alueille voi syntyä halkeamia, jotka heikentävät rakenteen jäykkyyttä. Teräsbetonisella ulokelaattasillalla suoritettiin herkkyystarkastelu, kun rakenne oletettiin halkeilleeksi ja jäykkyyttä pienennettiin. Kuten eurokoodien ja kirjallisuuskatsauksen perusteella todettiin, suurempi jäykkyys johtaa suurempaan resonanssinopeuteen. Tämä havaittiin tuloksista. Herkkyystarkastelusta ilmeni myös, että taipumien arvot kasvoivat jäykkyyden pienentyessä. Työn laskennoissa kaikille silloille otaksuttiin halkeamaton poikkileikkaus ja käytettiin täyttä jäykkyyden arvoa. Teräsbetonisilla silloilla tulosten osoittamat resonanssinopeudet voivat olla liian korkeita ja taipumat liian pieniä verrattuna todelliseen tilanteeseen ja halkeilleeseen poikkileikkaukseen jäykkyyden tuoman vaikutuksen osalta. Nykyisten teräsbetonisten siltojen dynaamisessa analyysissä tulisi käyttää mahdollisimman todenmukaista jäykkyyttä, joka voisi perustua esimerkiksi sillan tarkastuksiin. Jännitettyjen rakenteiden osalta tulokset ovat luotettavampia jäykkyyden tuomien muutosten suhteen, sillä jännitetyissä rakenteissa betoniin kohdistuvat vetojännitykset ovat huomattavasti pienempiä.

Siltojen laskentatuloksille tarkasteltiin myös vaimennuksen arvon vaikutusta. Vaimennusta kasvatettiin 0,5 %, millä havaittiin olevan merkittävä vaikutus tuloksiin. Resonanssinopeudet pysyivät edelleen samoina, mutta taipumien ja kiihtyvyyksien suurimmat arvot pienenivät noin 20 % tarkastelluilla silloilla. Koska vaimennuksella on merkittävä vaikutus lopputuloksiin, tulisi käytettävän vaimennusarvon vastata mahdollisimman hyvin todellista tilannetta.

Tulosten luotettavuuteen ja rakenteiden käyttäytymisen mahdollisimman todenmukaiseen arviointiin vaikuttaa lähtötietojen tarkkuus. Laskentojen kaikki lähtötiedot perustuivat saatavilla olleisiin piirustuksiin. Kun siltojen käyttökelpoisuutta pyritään arvioimaan, tulisi lähtötietojen olla mahdollisimman todenmukaisia ja tarvittaessa perustua mittauksiin. Esimerkiksi tukikerroksen massalla on vaikutusta sillan ominaistaajuuksiin ja merkitys on suurempi lyhyemmillä ja hoikemmilla silloilla.

Työn laskennoissa tehtiin edellä esiteltyjä valintoja epäedulliseen suuntaan, joten tulosten vertailuun raja-arvoihin nähden tulee suhtautua kriittisesti. Tämän osoitti myös tehdyt herkkyystarkastelut. Kun jBul 1 ja jBul 2 silloilla kasvatettiin vaimennusta 0,5 %, mallinnettiin alusrakenteet ja otettiin huomioon päätypenkereen ja sillan yhteistoiminta, vasteet pienenivät merkittävästi ja resonanssinopeudet kasvoivat. Raja-arvot ylittyivät enää ainoastaan resonanssihuippujen vaikutuksesta. Laskentatuloksista voidaankin todeta, että mikäli sillalla resonanssihuiput esiintyvät nopeusalueen alku- tai keskivaiheilla ja mikäli raja-arvot ylittyvät merkittävästi, niin todennäköisesti raja-arvot ylitetään myös todellisuudessa sisällyttäen edullisia vaikutuksia. Vastaavasti sillat, joilla lasken-

tatulokset osoittivat maltillisesti raja-arvon rikkovia vasteita tai resonanssihuippuja aivan nopeusalueen loppupuolella, käyttäytyvät todennäköisesti sallituissa raja-arvoissa. Työn tulokset soveltuvat parhaiten pystysuuntaisen dynaamisen käyttäytymisen vertailuun eri siltatyyppien ja jännemittojen välillä. Laskentamallien lähtöoletukset ja rajoitukset ovat samat, jolloin niillä ei ole vaikutusta tulosten keskinäiseen vertailuun. Myös tämän vuoksi alusrakenteet ja maan vaikutukset sivuutettiin, sillä ne eroavat siltojen välillä usein merkittävästi.

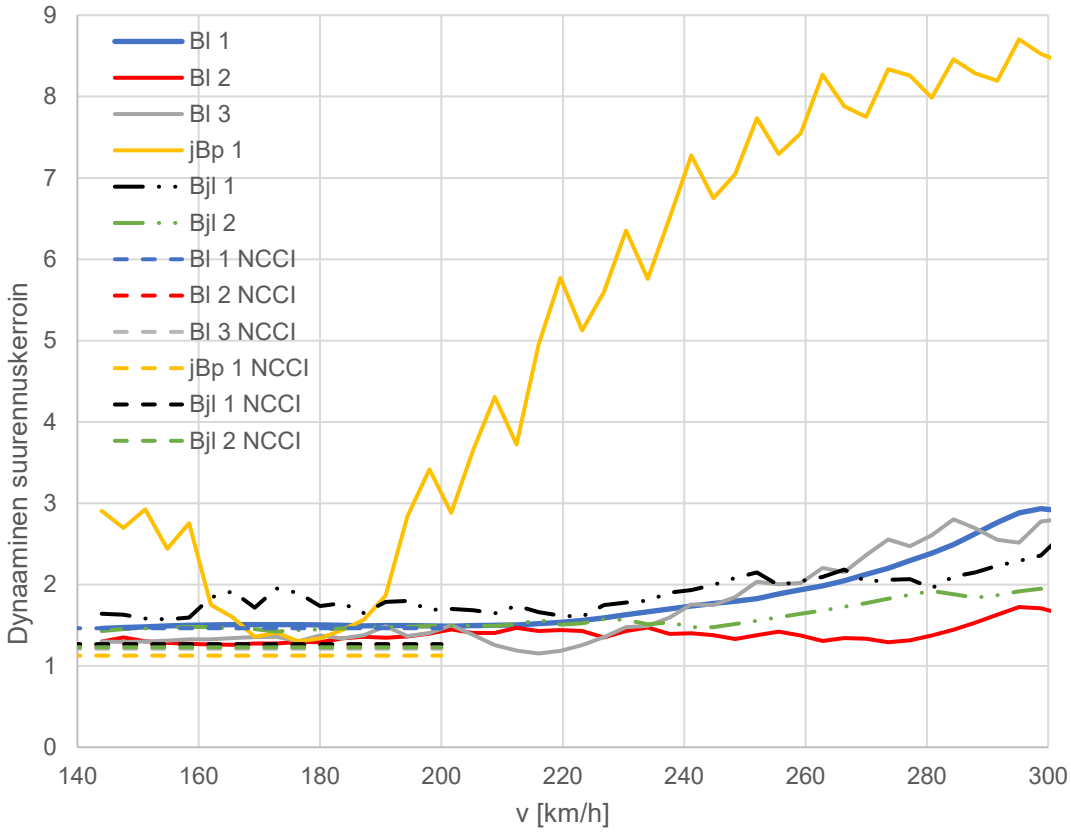
7.7 Dynaamiset suurennuskertoimet

Kun kappaleessa 3.8 havainnollistettiin junan nopeuden vaikutusta taipumiin, jaettiin liikkuvan kuorman tuottama taipuma vastaavan kuorman suurimmalla staattisella taipumalla. Tällöin havaittiin selkeästi junan nopeuden ja dynaamisen kuormituksen vaikutus taipumiin. Dynaamisen kuormituksen suurimman vasteen suhdetta suurimpaan samansuuruisen kuorman staattiseen vasteeseen voidaan kutsua dynaamiseksi suurennuskertoimeksi.

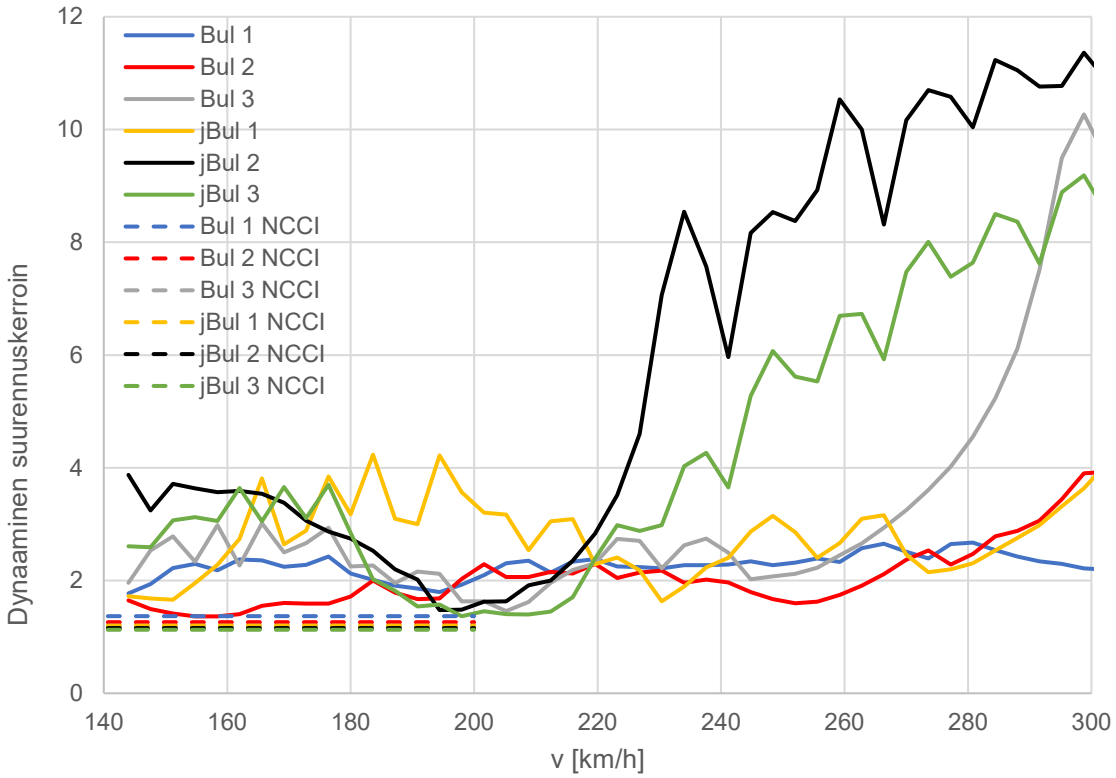
Dynaamista suurennuskerrointa käytetään kuvaamaan siltojen käyttäytymistä liikkuvien junakuormien alaisena. Kaikille tarkastelluille silloille laskettiin jokaisen junan (HSLM-junat, D4, Pendolino, InterCity) tuottama suurin staattinen taipuma jokaiselle sillalle. Tämän jälkeen jokaisen junan aiheuttama dynaamisesta analyysistä saatu suurin taipuma kullakin nopeudella jaettiin saman junan aiheuttamalla suurimmalla staattisella taipumalla. Laskennoissa käytettiin suurimpia arvoja riippumatta junan sijainnista tai ajanhetkestä. Laskennoissa tarkasteltiin kaikkia kentän alueen solmuja, joiden tuloksista valittiin suurin arvo riippumatta sen sijainnista. Ulokkeellisten siltojen ulokeosien solmuja ei tarkasteltu. Lasketut arvot ovat dynaamiset suurennuskertoimet.

Alempana tuloksissa esitetään katkoviivoilla NCCI 1 (Liikennevirasto 2017) ja SFS-EN 1991-2 esittämät dynaamiset suurennuskertoimet (huolellisesti kunnossapidetty raide), joita käytetään staattisille voimasuureille, kun dynaamista analyysiä ei edellytetä. Tällöin suurennuskerroin on välillä 1,0–1,67 ja se muodostuu rakenneosaan liittyvän määräävän pituuden L_Φ perusteella (kts kappale 3.1.6). Ilman dynaamista analyysiä määritettävä suurennuskerroin (1,0–1,67) on tarkoitettu käytettäväksi staattisen analyysin kuormakaavion LM71 (ja tarvittaessa SW/0, SW/2) kanssa. Tämän vuoksi onkin huomioitavaa, että vertailtaessa suoraan määritettyjä suurennuskertoimia dynaamisen analyysin perusteella laskettuihin kertoimiin, eivät kertoimet ole täysin vertailukelpoisia keskenään. Staattisen mitoituksen nykyinen kaavio LM71 on kokonaiskuormaltaan huomattavasti suurempi kuin esimerkiksi HSLM-junat. Tällöin niiden aiheuttamat staattisen laskennan mukaiset vasteet ovat myös huomattavasti suuremmat kuin HSLM-junilla.

Vaikka dynaaminen suurennuskerroin on esimerkiksi HSLM-junalla huomattavasti suurempi kuin 1, voivat kyseisen tilanteen dynaamisen analyysin mukaan määräytyvät vasteet olla kuitenkin pienempiä kuin staattisen mitoituksen kuormakaavion LM71 tuottamat vasteet. Riippuen sillan rakentamisajankohdasta mitoituksessa käytetty staattinen kaavio voi olla myös esimerkiksi LM71 nykyistä pienemmällä luokittelukertoimella, VR-74 tai I-48. Nämä ovat kuormitukseltaan pienempiä kuin LM71 nykyisellä luokittelukertoimella 1,46. Esitetyt tulokset eivät suoraan sovellu määräävien voimasuureiden vertailuun dynaamisilla suurennuskertoimilla, vaan tulokset kuvaavat suuntaa antavasti sillan dynaamista käyttäytymistä. Kuvissa 7.7.1. ja 7.7.2 on tarkasteltujen siltojen dynaamiset suurennuskertoimet HSLM-kuormakaaviolle nopeuden funktiona. Kuvissa jokaisella nopeudella on esitetty määräävin suurennuskerroin kaavion junista (A1-A10).



Kuva 7.7.1. Siltojen dynaamiset suurennuskertoimet HSLM-junilla.



Kuva 7.7.2. Ulokkeellisten siltojen dynaamiset suurennuskertoimet HSLM-junilla.

Teräsbetonisilla laattasilloilla (Bl 1, Bl 2, Bl 3) dynaamisen suurennuskertoimen arvot eivät nouse korkeiksi, vaan ne ovat välillä 1,3–2,95. Kyseisillä silloilla ei synny resonanssia, koska kuormakaavion arvioidut resonanssinopeudet (kts. kohdat 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3) olivat yli 300 km/h. Matalat dynaamiset suurennuskertoimet tukevat päätelmää, ettei resonanssia synny.

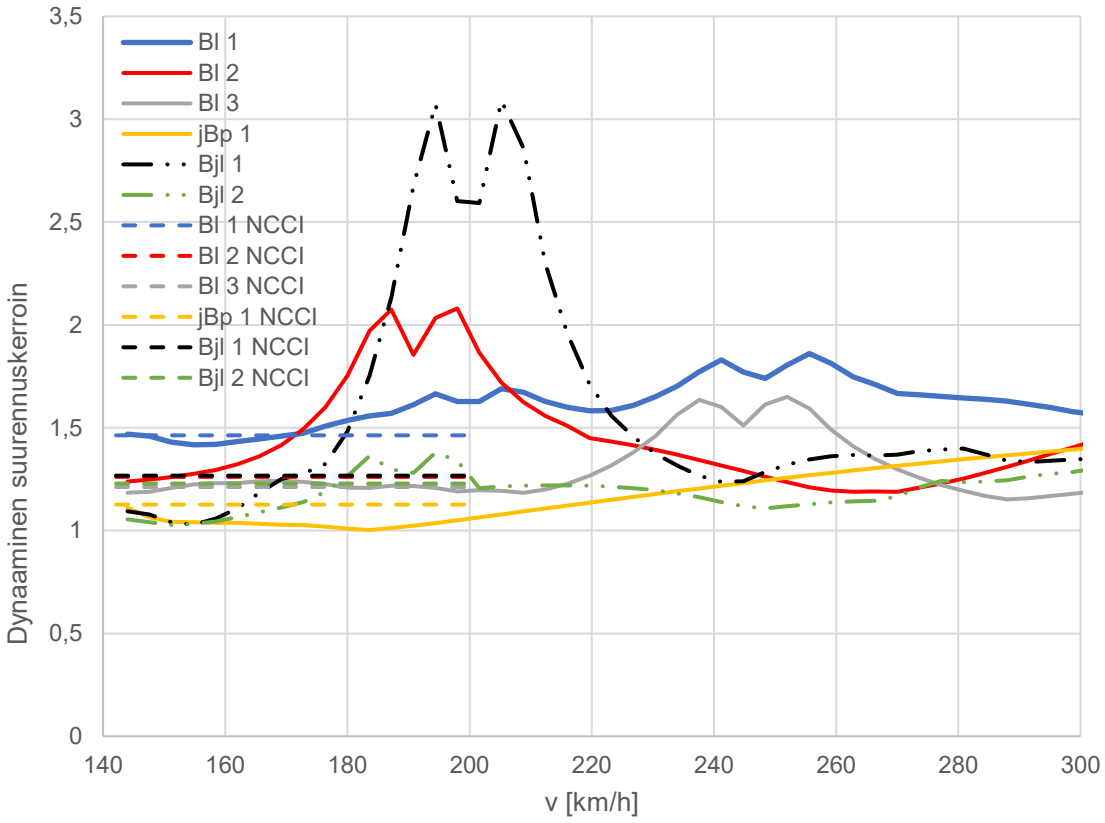
Jännitetyn betonisen palkkisillan (jBp 1) kuvaajasta havaitaan, että dynaaminen suurennuskerroin kasvaa selkeästi nopeudesta 190 km/h alkaen ja on suurimmillaan noin 8,9. Kohdassa 4.2.4 arvioidut resonanssinopeudet sijoittuvat kyseiselle nopeusalueelle. Sillalla syntyy siis resonanssi ja vasteet kasvavat huomattavan suuriksi verrattuna staattisiin vasteisiin. Kuvaajan sahalaitainen muoto syntyy eri HSLM-junien tuottamista resonanssihuipuista.

Teräsbetonisilla jatkuvilla laattasilloilla (Bjl 1, Bjl 2) dynaamiset suurennuskertoimet ovat maltillisia ja resonanssia ei selvästi tapahdu. Teräsbetonisilla ulokelaattasilloilla (Bul) lyhemmillä jännemitoilla (8 m ja 12 m) resonanssinopeuksia ei saavuteta ja dynaaminen suurennuskerroin on alle 4. Kuitenkin saman siltatyypin pisimmällä sillalla voidaan havaita resonanssi nopeudella 299 km/h, kun dynaaminen suurennuskerroin on jopa lähes 10,3. Kerroin kasvaa voimakkaasti nopeudesta 260 km/h alkaen.

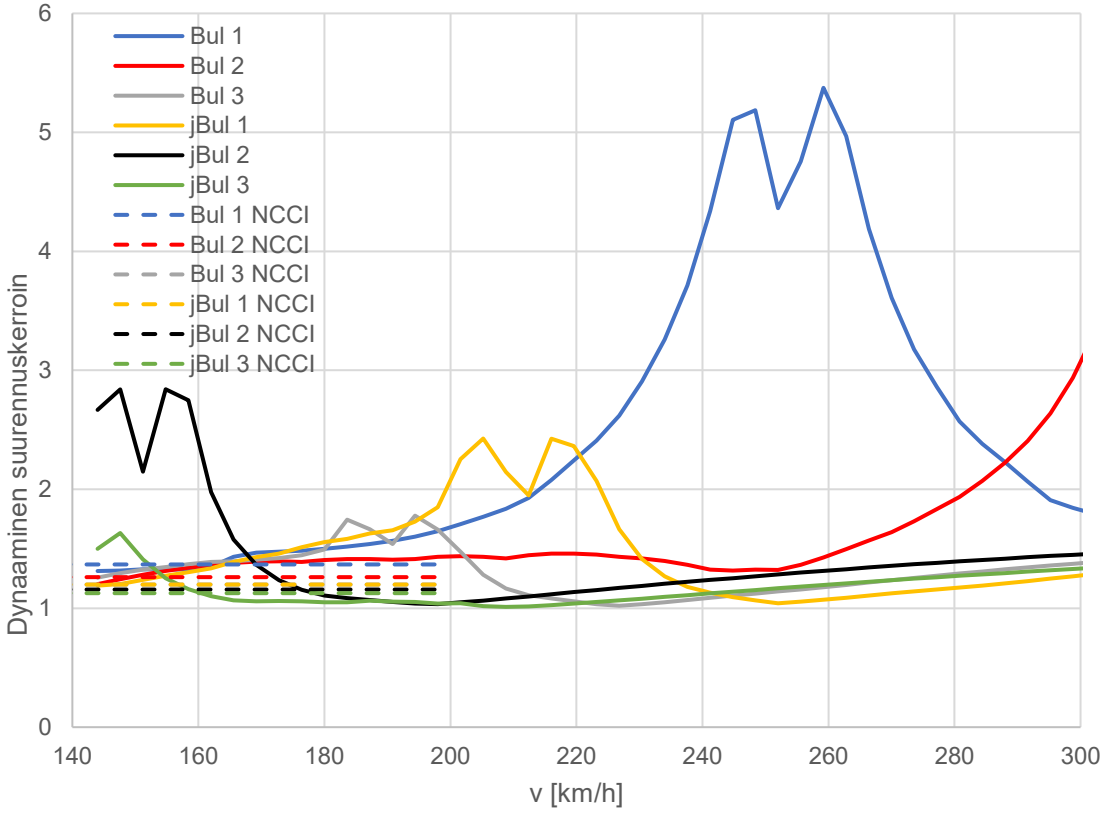
Lyhyimmällä jännitetyllä betonisella ulokelaattasillalla (jBul 1) suurennuskertoimen kuvaaja on sahalaitainen, joka aiheutuu eri junien kuvaajien huipuista. Kertoimen arvo on suurimmillaan hieman yli 4 nopeuksien 180 ja 200 km/h välissä. Tämän jälkeen kerroin pienenee ja tarkastellulla nopeusalueella ei synny resonanssia. Vastaavasti pidempien jBul:ien (jBul 2, jBul 3) kuvaajat ovat myös sahalaitaisia, mutta niiden arvot kasvavat voimakkaasti nopeuden 210 km/h jälkeen. Näillä silloilla saavutetaan HSLM-junilla resonanssinopeuksia ja dynaaminen suurennuskerroin on jopa yli 11.

Kun vertaillaan kuvissa 7.7.1 ja 7.7.2 esitettyjä dynaamisen analyysin suurennuskertoimia ilman dynaamista analyysiä määritettäviin kertoimiin (katkoviivat), havaitaan dynaamisen analyysin merkittävyys silloille. Silloilla, joilla saavutetaan junien resonanssinopeuksia (jBp 1, Bul 3, jBul 2, jBul 3), analyysin tuottamat suurennuskertoimet ovat moninkertaisia erityisesti yli 200 km/h nopeuksilla verrattuna suoraan laskettaviin kertoimiin. Myös alle 200 km/h nopeuksilla analyysin mukaiset kertoimet ovat paikoitellen yli kaksinkertaisia suoraan laskettuihin arvoihin nähden. Vastaavasti muilla silloilla kertoimet ovat huomattavasti lähempänä toisiaan riippumatta määritystavasta, esimerkiksi betoniset laattasillat erityisesti alle 200 km/h nopeuksilla. Dynaamisen analyysin suorittamisella on siis merkittävä vaikutus erityisesti silloilla, joilla resonanssi pääsee syntymään. Resonanssitilanteissa dynaamisen analyysin määräämät voimasuureet voivat olla suurempia kuin staattisilla kuormakaavioilla lasketut arvot, jotka on kerrottu ilman dynaamista analyysiä määritetyillä suurennuskertoimilla.

Kuormakaavion D4 vaikutuksesta piirrettiin vastaavat kuvat 7.7.3 ja 7.7.4 kuin edellä HSLM-junilla. Ilman dynaamista analyysiä laskettavat suurennuskertoimet on esitetty samalla tavalla kuin edellä katkoviivoin.



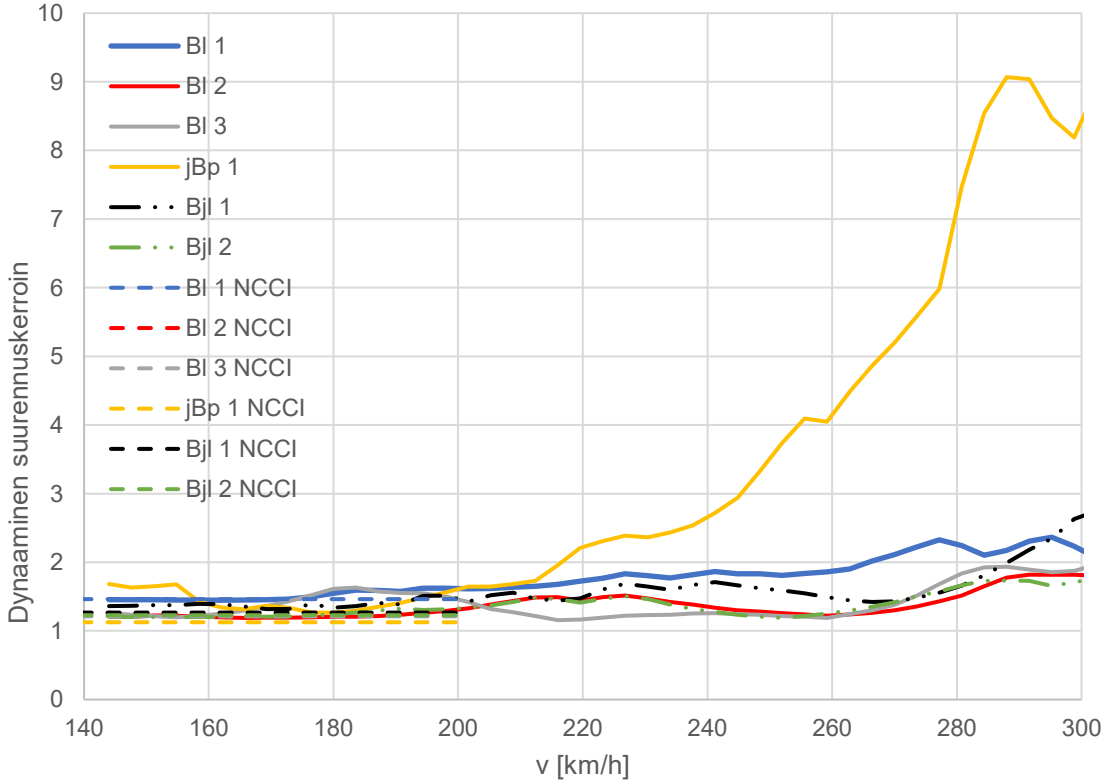
Kuva 7.7.3. Dynaamiset suurennuskertoimet kuormakaaviolla D4.



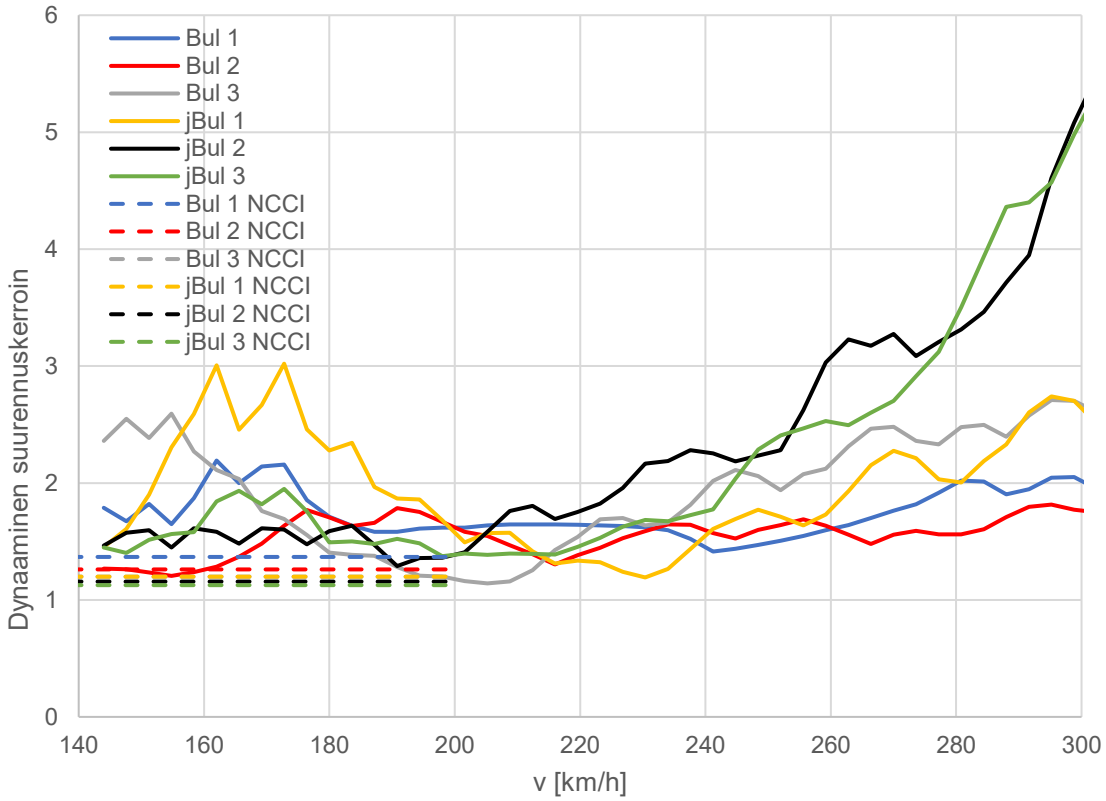
Kuva 7.7.4. Dynaamiset suurennuskertoimet kaaviolla D4 ulokkeelliset sillat.

Kuvista 7.7.3. ja 7.7.4 erottuu selkeästi silta Bul 1, jonka suurennuskerroin on yli 5 nopeuksilla 245–265 km/h. Myös silloilla Bjl 1, jBul 2, jBul 1 ja Bl 2 havaitaan kertoimen olevan yli 2. Lisäksi sillalla Bul 2 kerroin alkaa kasvamaan nopeusalueen lopussa voimakkaasti ja nousee hieman yli 3 ennen nopeutta 300 km/h. Muilla silloilla kerroin on alle 2 ja dynaamiset vaikutukset pienemmät kuin edellä mainituilla silloilla. Lähes kaikilla kuvaajilla havaitaan huiput, jotka ovat kaksihuippuisia. Nämä huiput muodostuvat, koska tulokset on laskettu kahdella eri massa-arviolla, joiden resonanssinopeudet junalle D4 eroavat hieman toisistaan.

Kun vertaillaan ilman dynaamista analyysiä määritettyjä kertoimia analyysistä saatuihin kertoimiin, havaitaan dynaamisen analyysin merkittävyys D4 kaaviolla. Osalla silloista, kuten Bul 1, dynaamisen analyysin tuottama kerroin on moninkertainen suoraan lasketuun arvoon nähden. Kyseisellä sillalle kaavio D4 voi aiheuttaa värähtelyn suhteen ongelmia kasvatetuilla nopeuksilla. Pendolinolle piirrettiin vastaavat kuvat 7.7.5 ja 7.7.6, jotka on esitetty alla.



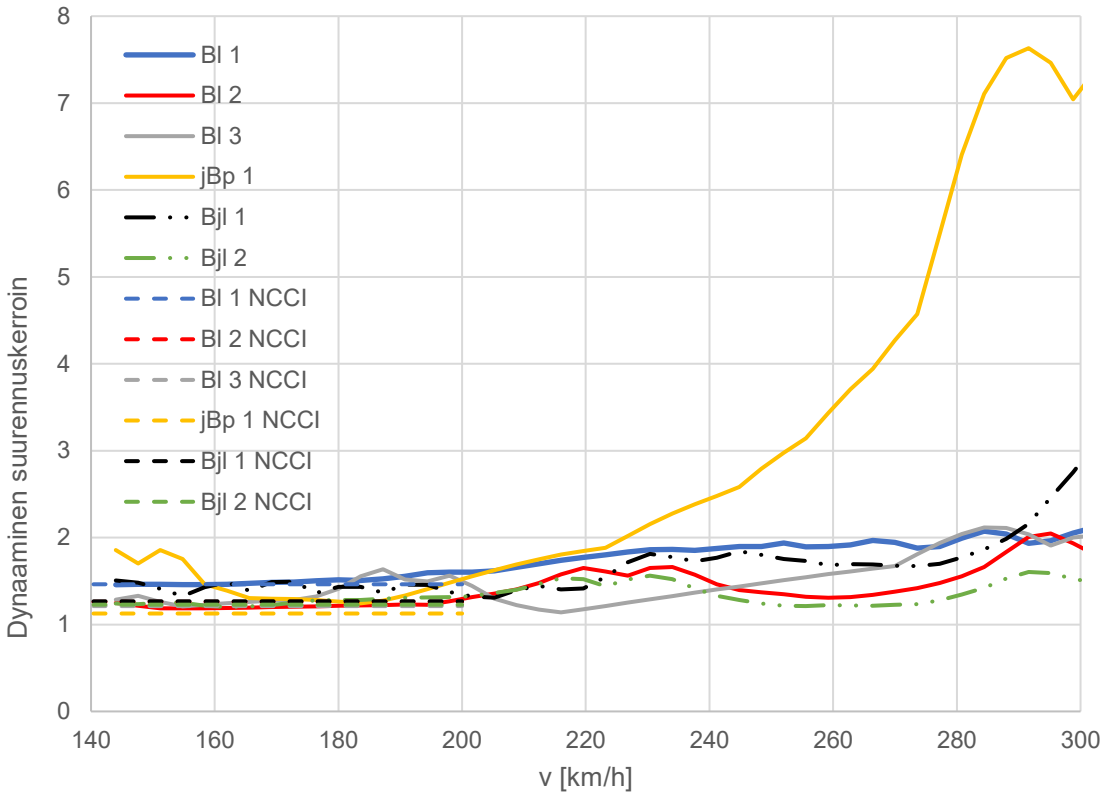
Kuva 7.7.5. Dynaamiset suurennuskertoimet Pendolinolla.



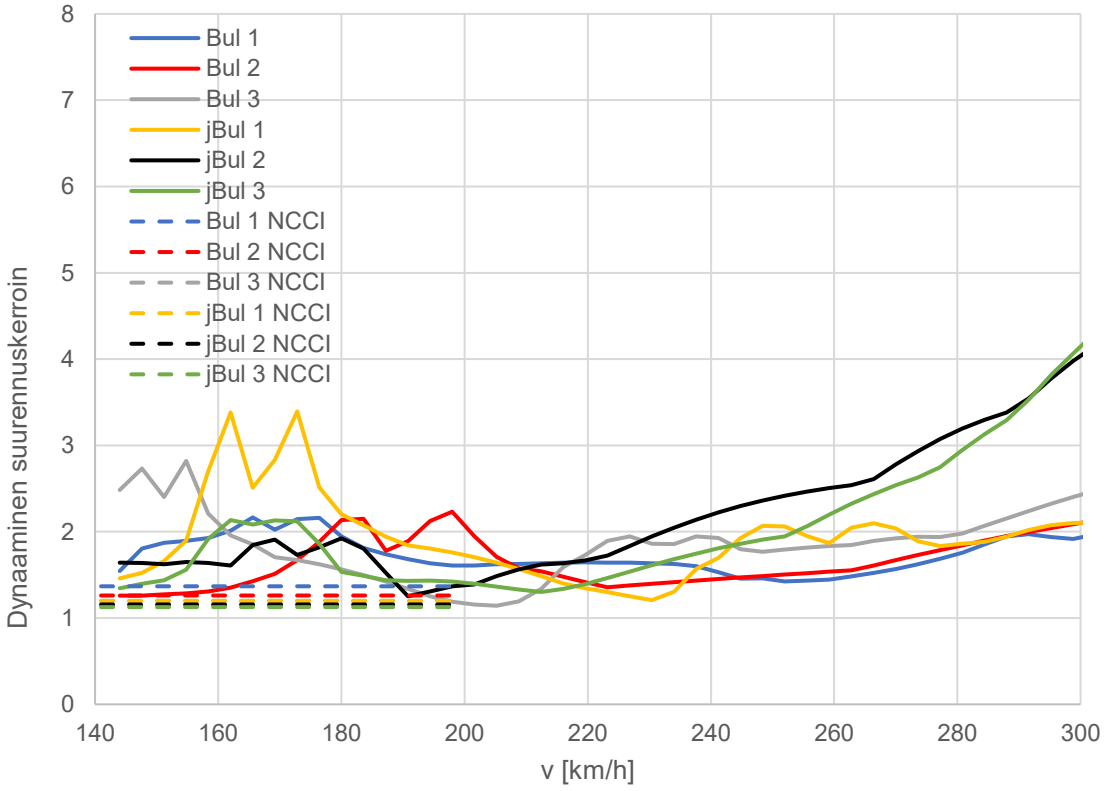
Kuva 7.7.6. Dynaamiset suurennuskertoimet Pendolinolla ulokkeelliset sillat.

Suurennuskertoimet ovat suurimmalle osalle maltillisia ja pysyvät alle 3. Alle 180 km/h nopeuksilla sillalla jBul 1 kerroin on hetkellisesti juuri yli 3. Nopeudesta 210 km/h alkaen jBp 1 kerroin kasvaa voimakkaasti ja nousee yli 9. Sillalla tapahtuu resonanssi Pendolinon vaikutuksesta. Silloilla jBul 2 ja jBul 3 kertoimet kasvavat lähestyttäessä nopeusalueen loppua ja ovat noin 5 nopeudella 300 km/h.

Tarkasteltaessa suoraan laskettuja suurennuskertoimia ja dynaamisen analyysin mukaisia kertoimia havaitaan, että yksiaukkoisilla ulokkeettomilla silloilla sekä jatkuvilla laattasilloilla nykyisillä Pendolinon nopeuksilla kertoimet ovat lähellä toisiaan määritystavasta riippumatta. Näillä silloilla ja nyisillä nopeuksilla dynaaminen analyysi ei tuota määräääviä vasteita staattiseen mitoitukseen verrattuna. Ulokkeellisilla silloilla ja erityisesti jännitetyillä ulokkeellisilla silloilla analyysin mukaiset kertoimet ovat hieman suurempia, mutta eivät kuitenkaan merkittävästi suurempia, kun verrataan staattisen kuormakaavion LM71 kokonaiskuormaa Pendolinon kuormakaavioon. Mikäli Pendolino-kalustolla suunniteltaisiin liikennöintiä 250 km/h nopeuksilla, pidemmillä jännitetyillä ulokelaattasilloilla sekä jännitetyillä palkkisilloilla dynaamisella analyysillä olisi merkittävä vaikutus suurennuskertoimien ollessa huomattavan suuria. InterCityn vastaavat tulokset on esitetty kuvissa 7.7.7 ja 7.7.8.



Kuva 7.7.7. Dynaamiset suurennuskertoimet InterCityllä.



Kuva 7.7.8. Dynaamiset suurennuskertoimet InterCityllä ulokkeelliset sillat.

InterCityn tarkasteluissa tutkittiin molemmat ajosuunnat ja tuloksista poimittiin kuviin määräävin kerroin kullekin nopeudelle. InterCityn kuvaajat ovat hyvin samankaltaisia Pendolinon kuvaajien kanssa. Kuvaajien muodot ovat samanlaisia ja kertoimien arvot pääsääntöisesti samaa suuruusluokkaa. Eroja voidaan havaita korkeimpien huippuarvojen osalta. Sillan jBul 1 dynaaminen suurennuskerroin on nopeuksilla 162 km/h ja 173 km/h InterCityllä suurempi kuin samoilla nopeuksilla esiintyvät huiput Pendolinolla. Vastaavasti taas nopeusalueen loppupuolella sillan jBp 1 huippuarvo sekä selvässä kasvussa olevat siltojen jBul 2 ja 3 kertoimet ovat suurempia Pendolinolla kuin InterCityllä. Kuvaajien huiput esiintyvät kummallakin junalla samoilla nopeuksilla eli niiden resonanssinopeudet ovat samat. Mikäli InterCityllä suunniteltaisiin liikennöintiä 250 km/h nopeuksilla, dynaamisella analyysillä olisi suurin merkitys samoihin siltoihin, kuin Pendolinoa tarkasteltaessa.

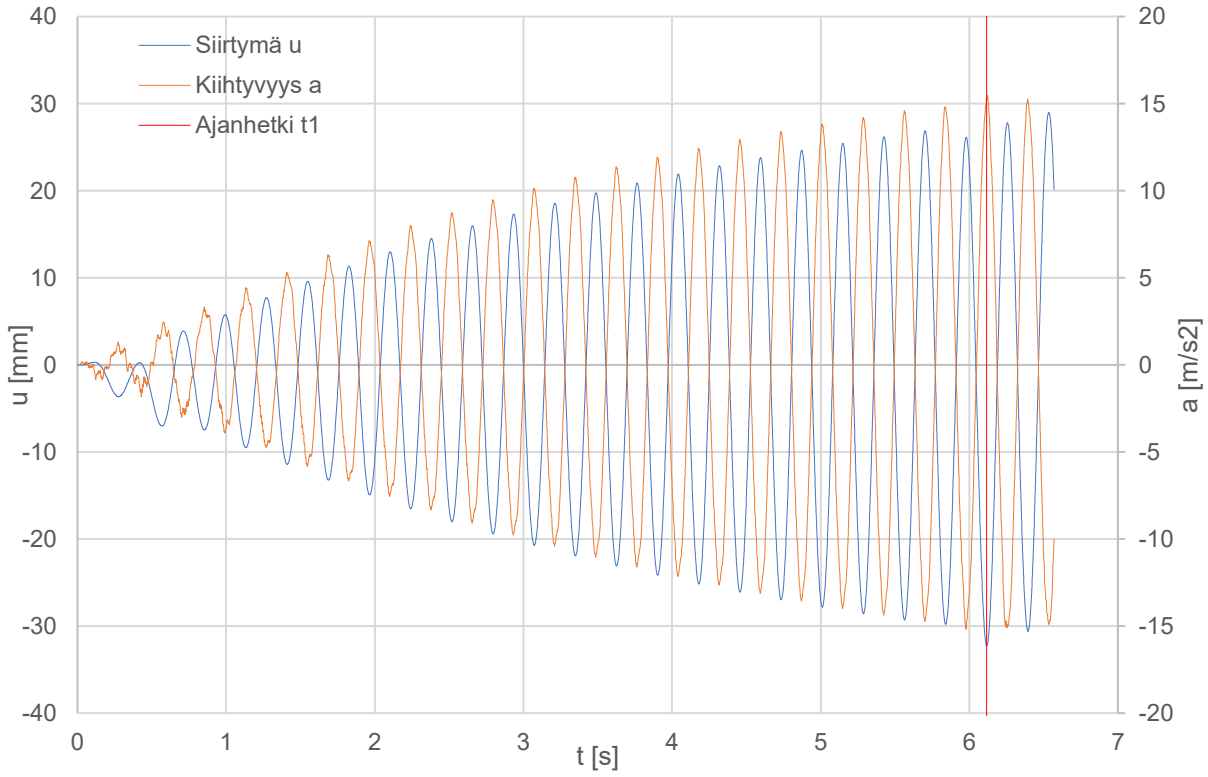
Kun tarkastellaan tarkemmin suunnittelussa käytettyjen kuormakaavioiden vaikutuksia dynaamiseen käyttäytymiseen, ei käytetyistä kaavioista voida vetää selkeää johtopäästöstä niiden vaikutuksesta. Suurimmat dynaamiset kertoimet syntyivät sillalle jBp 1, jonka kaaviona oli VR-74 sekä silloille Bul 3, jBul 2 ja jBul 3, joiden käytetty kaavio oli LM71 luokittelukertoimella 1,46. Vaikka värähtelyherkemmistä silloista suurin osa on suunniteltu kaaviolla LM71, johtuu näiden siltojen dynaamiset ominaisuudet enemmänkin niiden siltatyypistä.

Staattisessa mitoituksessa käytettyjen kuormakaavioiden vaikutus ei ole niinkään merkittävä kiihtyvyyden raja-arvon tarkasteluun. Niiden vaikutus on tärkeä, kun dynaamisen analyysin mukaisia rasituksia verrataan staattisen analyysin suurennuskertoimella kasvatettuihin arvoihin. Vaikka dynaamisen analyysin mukainen suurennuskerroin on suuri, voivat dynaamisen analyysin määräämät voimasuureet olla pienempiä kuin staattisen mitoituksen vastaavat arvot. Tämä on sitä todennäköisempää, mitä suurempaa staattista kuormitusta on käytetty. Tällöin LM71 kaavio luokittelukertoimella 1,46 kattaa parhaiten myös dynaamisen mitoituksen voimasuureet verrattuna muihin kevyempiin staattisiin kuormakaavioihin.

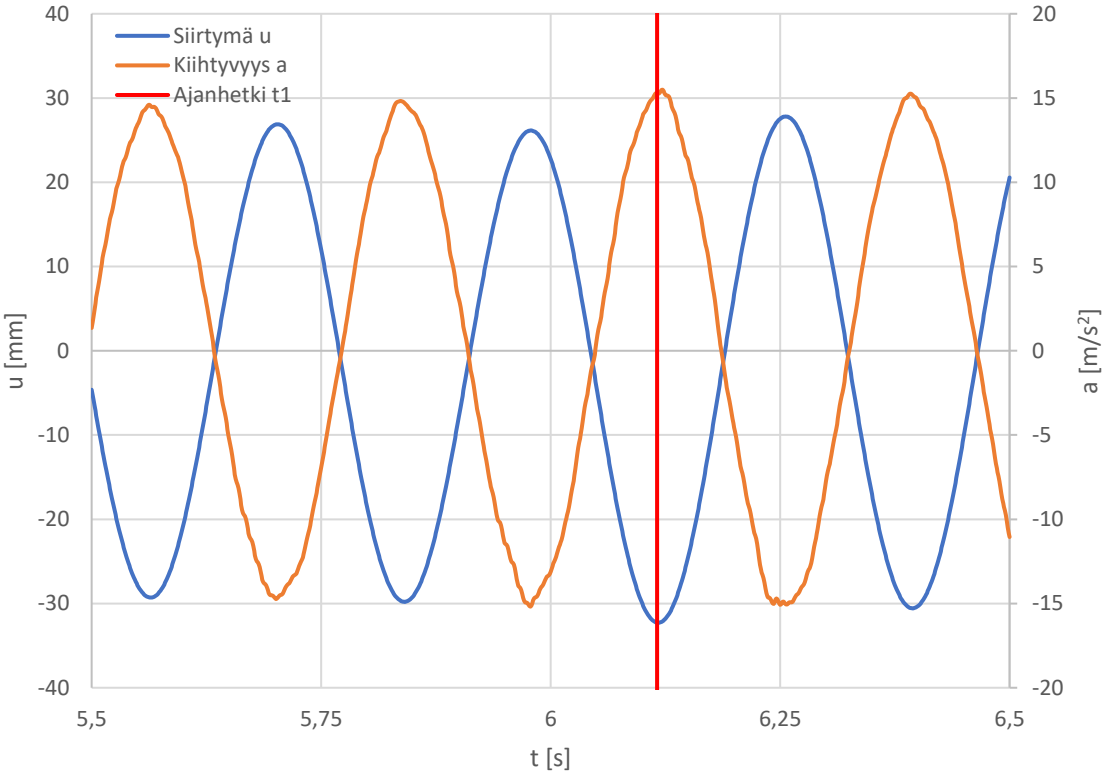
7.8 Junan sijainti ja suurimmat vasteet

Tarkastellaan tarkemmin määrääviä ajanhetkiä, jolloin suurimmat vasteet syntyvät. Tällöin voidaan havaita telikuormien säännöllisien etäisyyksien, junan nopeuden ja sillan ominaisuuksien vaikutuksia resonanssin syntymiseen. Tutkitaan tarkemmin siltaa jBul 2, jolle HSLM-A-junien todettiin muodostavan resonanssihuippuja ja huomattavasti raja-arvot ylittäviä taipumia ja kiihtyvyyksiä.

Valitaan tarkasteltavaksi kuormakaavioksi A1 ja käsitellään massan yläraja-arviolla laskettua tapausta. Kappaleessa 7.5.2 käsitellyistä tuloksista nähdään A1 resonanssinopeuden olevan 234 km/h, jolloin taipumaksi muodostuu 32,28 mm ja kiihtyvyydeksi 15,49 m/s^2. Suurin taipuma ja kiihtyvyys muodostuvat solmuun 36, joka sijaitsee sillan keskellä. Ajanhetki, jolloin suurin taipuma ja kiihtyvyys syntyvät, on noin 6,116 s. Aika on laskettu siitä hetkestä, jolloin ensimmäinen akselikuorma saapuu rakennemallin siirtymälaatan alkupäähän. Kuvassa 7.8.1 on esitetty solmun 36 käyttäytyminen junan A1 ylittäessä sillan nopeudella 234 km/h (65 m/s). Kuvaajat päättyvät ajanhetkellä, jolloin viimeinen akselikuorma poistuu sillalta. Kuva 7.8.2 on leikattu ja lähennetty kuvan 7.8.1 ajanhetken 6,116 s ympäristöstä.

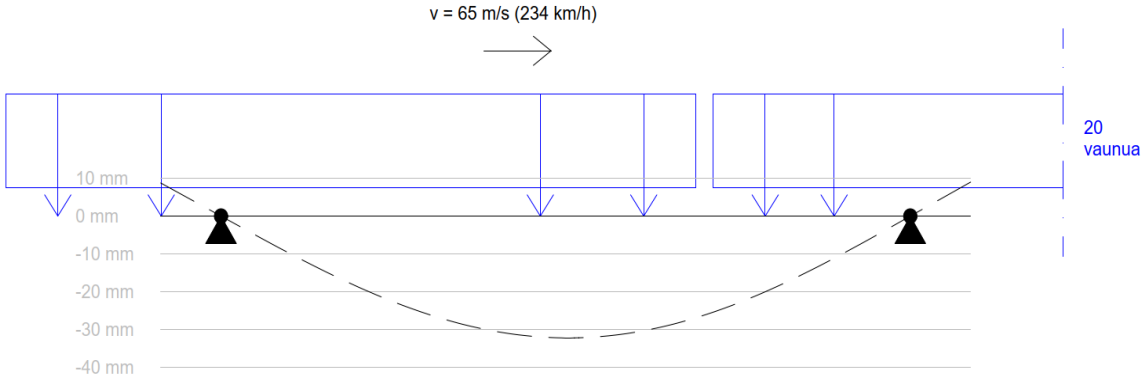


Kuva 7.8.1. jBul 2 solmu 36, A1, 65 m/s.



Kuva 7.8.2. Lähennetty kuvaaja ajanhetken 6,116 s ympäristössä.

Kuvasta 7.8.1 nähdään, kuinka kyseiset akselivälit ja junan nopeus ovat otollisia resonanssille. Akselikuormat saapuvat sillalle sopivin ajanvälein nähden sillan ominaistaajuuteen. Tällöin akselikuormat kasvattavat vasteita jatkuvasti. Ajanhetkellä 6,116 s siirtymä on suurimmillaan ja kansi on taipunut alaspäin jännevälin keskellä. Tämän jälkeen taipuma ja kiihtyvyys eivät saavuta enää yhtä suuria arvoja ja värähtely alkaa vaimenemaan. Havainnollistetaan kaavion A1 sijainti ajan hetkellä 6,116 s kuvassa 7.8.3.

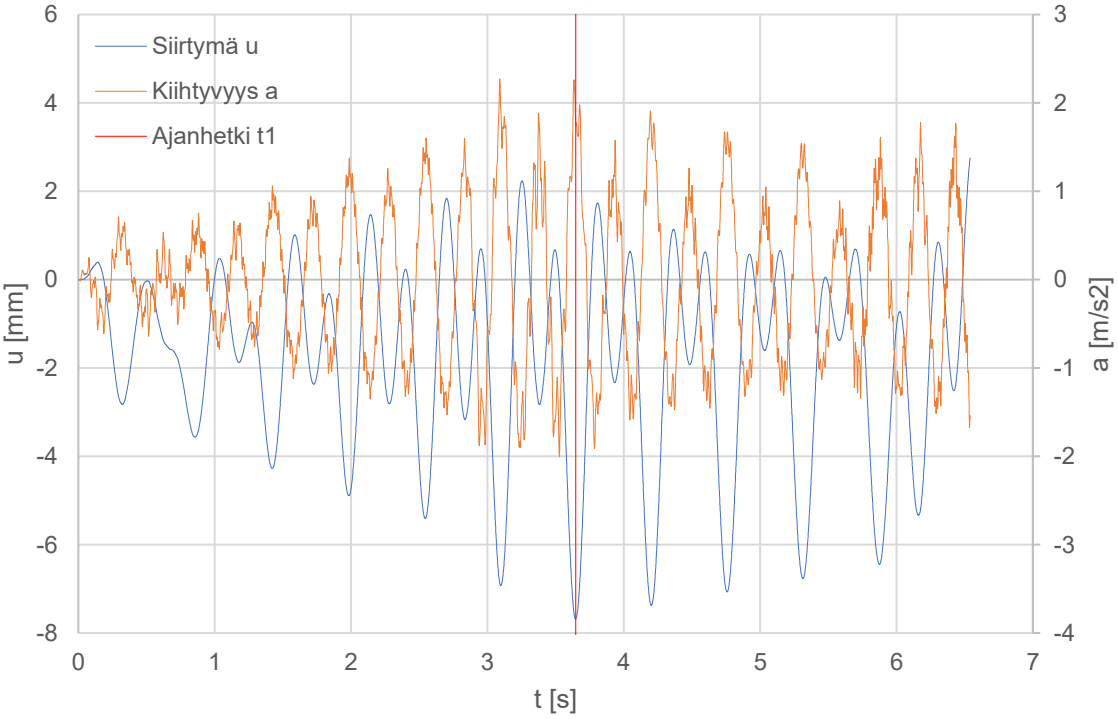


Kuva 7.8.3. Junan A1 sijainti ja suurin taipuma.

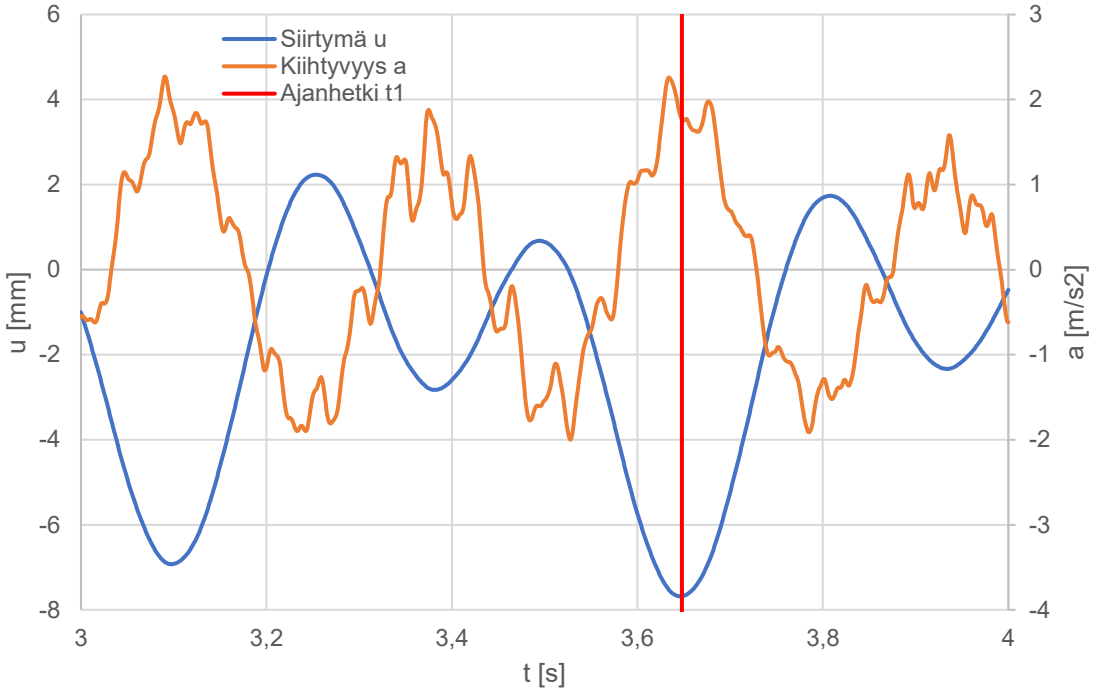
Kuvassa 7.8.3 on esitetty mustalla katkoviivalla kannen taipumamuoto. Keskiaukko on taipunut alaspäin ja molemmat ulokeosat ylöspäin. Määräävällä ajanhetkellä sillan kannella sijaitsevat osittain kaavion viimeinen ja toiseksi viimeinen vaunu. Muut vaunut

ovat jo ylittäneet sillan. Suurin osa kaaviosta koostuu välivaunuista, jotka kyseisellä nopeudella aiheuttavat resonanssin.

Tehdään vastaava tarkastelu samalle sillalle jBul 2 tutkien InterCityä. InterCityn nykyisillä nopeuksilla massan yläraja-arviolla suurin taipuman arvo saavutetaan nopeudella 169,2 km/h (47 m/s), jolloin myös kiihtyvyys on suurimmillaan. Suuremmat vasteet saadaan ajosuuntaan, jossa veturi sijaitsee junan perässä. Suurin taipuman arvo 7,68 mm syntyy solmuun 36 ajanhetkellä 3,648 s, joka lasketaan ensimmäisen akselin saapumisesta siirtymälaatan alkuun. Suurin kiihtyvyyden arvo 2,29 m/s^2 ei kuitenkaan laskennan perusteella synny samaan solmuun samalla ajanhetkellä vaan solmuun 37, joka sijaitsee 0,5 päässä jännevälin keskeltä. Kuitenkin suurimman taipuman kanssa samaan aikaan solmuun 36 syntyvä kiihtyvyys 2,25 m/s^2 on melko lähellä maksimaalista kiihtyvyyttä. Kuvassa 7.8.4 on esitetty solmun 36 käyttäytyminen InterCityn nopeudella 47 m/s (169,2 km/h) ja kuvassa 7.8.5 lähennetty kuva ajanhetken 3,648 ympäristössä.

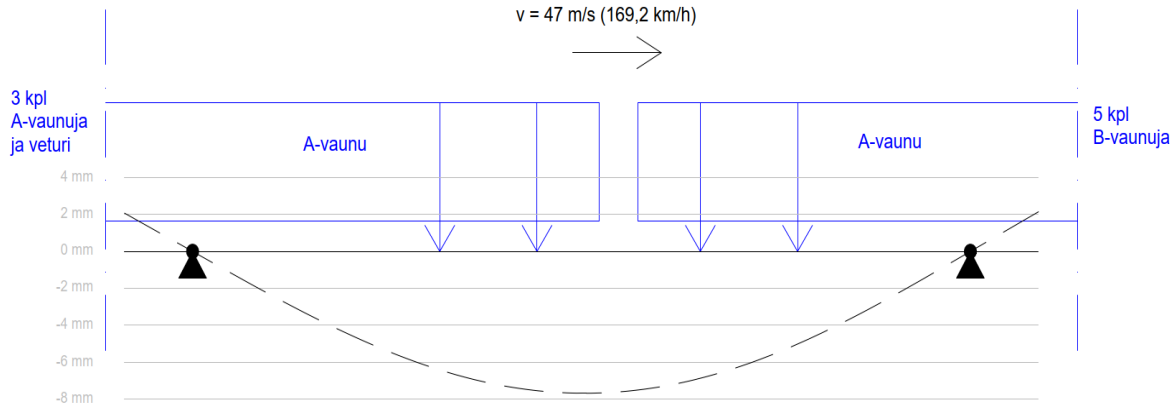


Kuva 7.8.4. jBul 2 solmu 36, InterCity 2, 47 m/s.



Kuva 7.8.5. Lähennetty kuvaaja ajanhetken 3,648 s ympäristössä.

Kun tarkastellaan lähemmin InterCityn aiheuttamia vastekuvaajia nopeudella 47 m/s, havaitaan suurimman kiihtyvyyden syntyvän hieman ennen valittua ajanhetkeä. Havainnollistetaan InterCityn sijainti sillan kannella valitulla ajanhetkellä kuvaan 7.8.6.

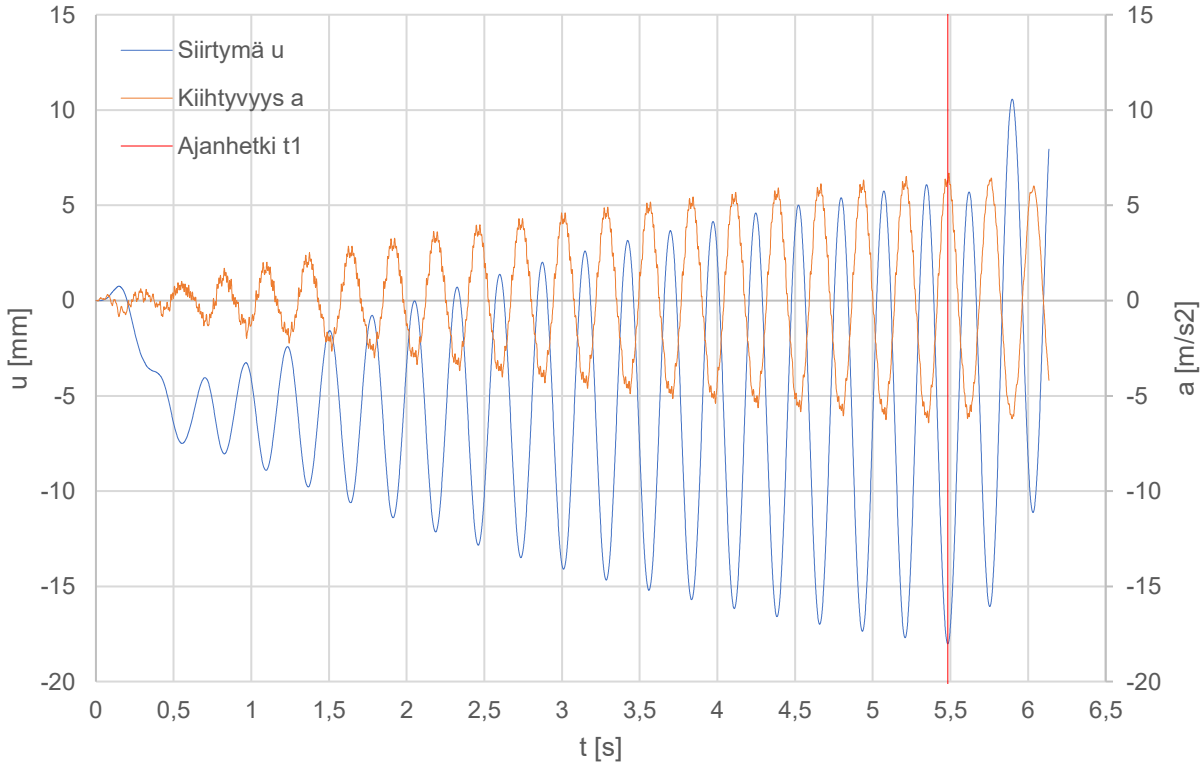


Kuva 7.8.6. InterCityn sijainti ja suurin taipuma.

Sillan keskiaukko taipuu suurimman pystysiirtymän esiintyessä alapäin ja vastaavasti päätyulokkeet ylöspäin. Kyseisellä ajanhetkellä 3,648 s sillalla sijaitsee yhdistelmän 1. A-vaunun jälkimmäiset akselit sekä 2. A-vaunun ensimmäiset akselit. Sillan ovat ohittaneet jo 5 B-vaunua. Sillalle eivät ole vielä saapuneet 3 A-vaunua ja veturi. Tästä havaitaan selkeä ero A1 tuottamiin vasteisiin. A1:n resonanssinopeudella jokainen välivaunu kasvatti vasteita junan loppuun saakka. InterCityn vaunut eroavat A1:n välivaunuista

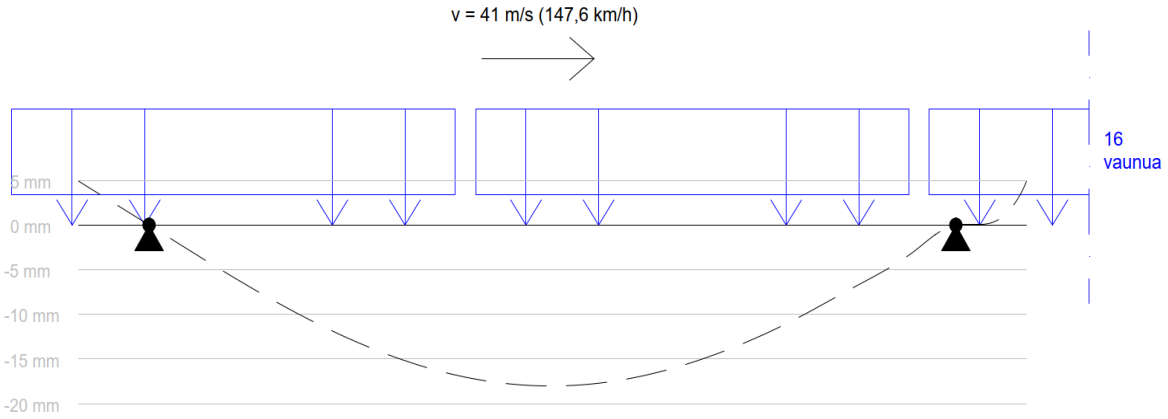
sekä toisistaan A- ja B-vaunujen välillä. Suurin taipuma syntyykin tarkastellulla ajanhetkellä ja edellä esitetyllä junan sijainnilla, loput junan vaunut eivät enää kasvata vasteita, vaan vasteet alkavat vähitellen pienenemään.

Tarkastellaan vielä sillan jBul 2 suurimpia vasteita kaavion D4 vaikutuksesta, joka koostuu 20 keskenään samanlaisesta vaunusta. Massan yläraja-arviolla D4 tuottaa keskikentän solmuun 36 suurimman taipuman 18,012 mm nopeudella 147,6 km/h (41 m/s). Kaavion tuottama suurin kiihtyvyys 7,72 m/s^2 syntyy noin 260 km/h nopeudella. Kuitenkin nopeudella 147,6 km/h muodostuu kiihtyvyys 6,74 m/s^2, joka syntyy 0,5 m päähän kentän keskeltä. Tutkitaan tarkemmin ajanhetkeä 5,484 s, jolloin syntyy suurin taipuma ja piirretään vastaavat kuva 7.8.7 kuin edellä tarkastelluille junille.



Kuva 7.8.7. jBul 2 solmu 36, D4, 41 m/s.

Siirtymän ja kiihtyvyyden kuvaajat muistuttavat muodoltaan edellä tarkasteltua A1:n kuvaajia. Peräkkäiset akselikuormat selvästi kasvattavat vasteita junan loppuun saakka. Kuvassa 7.8.8 on esitetty D4 junan sijoittuminen sillalla valitulla ajanhetkellä 5,484 s.



Kuva 7.8.8. D4 sijainti ja suurin taipuma.

Suurin pystysiirtymä esiintyy kentän keskellä, jolloin kenttä taipuu alaspäin ja päätyulokkeet ylöspäin. Tarkastellulla ajanhetkellä sillan päällä sijaitsee kokonaisuudessaan toiseksi viimeinen vaunu sekä osittain tätä ympäröivät vaunut. Sillan on ohittanut jo 16 vaunua sopivalla nopeudella suhteessa akseliväleihin ja sillan ominaistaajuuteen, jolloin vaunujen synnyttämät vasteet ovat vahvistaneet toisiaan ja suurin taipuma esiintyy junan loppuvaiheessa. Ajanhetken 5,484 s jälkeen taipuma ja kiihtyvyys eivät saavuta enää yhtä suuria arvoja ja värähtely alkaa vähitellen vaimenemaan.

Kun vertaillaan edellä esitettyjen junien tuloksia, havaitaan akselivälien ja junan nopeuden vaikutukset resonanssin syntymiselle ja vasteisiin. A1 junan akselivälit ja nopeus olivat otollisia resonanssille, joten vaunujen vasteet vahvistivat jatkuvasti toisiaan. Kannen värähdysliikkeessä pystysiirtymiä tapahtui selkeästi negatiiviseen ja positiiviseen suuntaan. D4-junalla myös yksittäiset vaunut vahvistivat jatkuvasti vasteita junan loppupuolelle saakka. Akselivälit ovat kuitenkin huomattavasti tiheämmät kuin A1-junalla. Kannen värähdysliikkeessä negatiivisten pystysiirtymien havaitaan olevan selkeästi suurempia kuin positiivisen suunnan siirtymien. Tällöin kansi ei pääse värähtelemään ominaistaajuudellaan, koska tiheästi saapuvat akselit painavat sitä alaspäin ja vasteet eivät nouse yhtä suuriksi kuin junalla A1.

Kuvia 7.8.3, 7.8.6 ja 7.8.8 tarkastelemalla havaitaan dynaamisen kuormituksen ja resonanssin merkitys verrattuna staattiseen tilanteeseen. D4-kaaviolla sillan keskiaukossa sijaitsee kuusi 225 kN pistekuormaa, InterCityllä neljä 185 kN pistekuormaa ja A1-junalla neljä 170 kN pistekuormaa. Mikäli kyseisistä tilanteista laskettaisiin staattiset taipumat, olisi kuormien perusteella D4 aiheuttama taipuma suurin ja vastaavasti A1-junalla pienin. Kuormien aikariippuvuus ja nopeus huomioon otettaessa junan A1 aiheuttamat taipumat ovat kuitenkin selvästi suurimmat resonanssin vaikutuksesta.

7.9 Päätulokset

Tässä kappaleessa esitellään kootusti työn tärkeimmät tulokset. Tulosten vertailuun esitettyihin raja-arvoihin nähden tulee suhtautua kriittisesti. Laskennoissa on tehty huomattavasti konservatiivisia oletuksia, joten siltojen todellinen käyttäytyminen on esitettyjä tuloksia maltillisempaa. Kappaleessa 7.6 tutkittiin eri tekijöiden herkkyysvaikutuksia tuloksiin ja pohdittiin tulosten luotettavuutta. Esimerkiksi sillan jBul 1 taipumien havaittiin pienenevän junalla A1 yli 50 %, kun edullisia vaikutuksia otettiin huomioon. Tulokset soveltuvatkin parhaiten siltojen keskinäiseen vertailuun. Mikäli raja-arvot kuitenkin ylittyvät huomattavasti ja selkeästi ennen nopeusalueen ylärajaa, on kyseinen silta potentiaalinen ongelmakohde raja-arvojen ylittymisen suhteen myös edulliset vaikutukset huomioon otettaessa.

Tuloksista havaittiin, että dynaaminen käyttäytyminen on hyvin kalustokohtaista. Esimerkiksi kriittiset nopeudet, joilla raja-arvot ylitettiin, sekä itse vasteet erosivat merkittävästi HSLM-A-junien ja D4-kaavion välillä. Laskentatuloksista koottiin kalustokohtaiset taulukot, joissa on siltojen jännemitat, hoikkuudet ja tärkeimmät tulokset. Kannen taipuman ja kiihtyvyyden osalta on esitetty käyttöaste *ka*, eli dynaamisesta analyysistä saatu suurin vaste jaettuna vastaavalla raja-arvolla. Taipumien tuloksia on verrattu liikenneturvallisuuden raja-arvoon L/600. Taulukoissa on esitetty myös alimmat nopeudet *v*, joilla raja-arvot ylittyivät. Tarkasteltu nopeusalue oli 144–300 km/h. Taulukossa 7.9.1 on HSLM-kaavioiden yhteenveto.

Taulukko 7.9.1 Tulosten yhteenveto HSLM-junat.

Silta	Jännemitat [m]	Hoikkuus L/h	ka_u [%]	v_u [km/h]	ka_a [%]	v_a [km/h]
Bl 1	5,95	11,4	5	-	317	255
Bl 2	12	12,9	11	-	117	294
Bl 3	15	16,7	37	-	286	240
jBp 1	24	19,2	182	219	757	144
Bjl 1	8,5+10+8,5	15,2	11	-	154	150
Bjl 2	9,8+12,4+9,8	15,7	11	-	138	172
Bul 1	1,2+8+1,2	10,7	9	-	206	149
Bul 2	1,4+12+1,4	13,3	23	-	254	182
Bul 3	1,75+16+1,75	18,6	119	294	712	144
jBul 1	2+16+2	16,8	37	-	305	154
jBul 2	2+20+2	19,1	136	243	707	144
jBul 3	1,75+24+1,75	17,9	90	-	571	146

Taulukosta 7.9.1 havaitaan hyvin sillat, joille HSLM-junat 250 km/h nopeusrajoituksella voivat todennäköisimmin aiheuttaa värähtelyongelmia. Jännitetyillä sekä hoikilla silloilla jBp 1, Bul 3 ja jBul 2 käyttöasteet nousevat suuriksi ja myös taipumaraja ylittyy. Näillä silloilla kiihtyvyys nousee yli sallitun arvon jo nopeusalueen alussa. Tulosten tarkasteluissa havaittiin junien aiheuttavan resonanssin. Todennäköisesti myös edullisia vaikutuksia huomioon otettaessa raja-arvot ylittyisivät ja sillat ovatkin potentiaalisia ongelmakohteita värähtelyn suhteen. Lisäksi myös muut tarkastellut jännitetyt ulokelaattasillat (jBul) ja lyhyt laattasilta Bl 1, jolle käytetään HSLM-B-kaaviota, ovat alttiita raja-arvojen ylityksille HSLM-kaavioilla.

Vastaavasti taulukosta nähdään sillat, jotka sietävät paremmin HSLM-kaavioiden dynaamista kuormitusta. Tällaisia ovat teräsbetoniset jatkuvat laattasillat, joiden käyttöasteet olivat matalia. Tämä oli odotettua, sillä kirjallisuustutkimuksen perusteella moniaukkoisilla jatkuvilla silloilla on todettu olevan paremmat dynaamiset ominaisuudet kuin vastaavan pituisilla yksiaukkoisilla silloilla. Myös sillat, joiden kannet ovat paksumpia, sietävät paremmin dynaamista kuormitusta. Tämä havaitaan esimerkiksi silloilla Bl 2 ja Bul 1.

Kirjallisuustutkimuksen perusteella todettiin, että pidemmillä silloilla on vähemmän värähtelyongelmia kuin lyhyillä silloilla. Tulokset ovat ristiriidassa tämän kanssa. Esimerkiksi betonisilla ulokelaattasilloilla dynaamiset vasteet kasvoivat jännemitan kasvaessa. Tätä kuitenkin selittää se, että jännemitan kasvaessa myös hoikkuus kasvaa. Hoikkuus taas vähentää rakenteen massaa sekä jäykkyyttä, jolloin hoikempi silta on alttiimpi värähtelylle. Pendolinon tuloksista tehtiin vastaava taulukko 7.9.2 kuin HSLM-junille edellä.

Taulukko 7.9.2 Tulosten yhteenveto Pendolino.

Silta	Jännemitat [m]	Hoikkuus L/h	ka_u [%]	v_u [km/h]	ka_a [%]	v_a [km/h]
Bl 1	5,95	11,4	5	-	238	255
Bl 2	12	12,9	9	-	88	-
Bl 3	15	16,7	18	-	115	278
jBp 1	24	19,2	138	278	574	218
Bjl 1	8,5+10+8,5	15,2	9	-	134	207
Bjl 2	9,8+12,4+9,8	15,7	7	-	105	199
Bul 1	1,2+8+1,2	10,7	7	-	155	172
Bul 2	1,4+12+1,4	13,3	8	-	99	-
Bul 3	1,75+16+1,75	18,6	27	-	148	144
jBul 1	2+16+2	16,8	22	-	147	156
jBul 2	2+20+2	19,1	51	-	240	248
jBul 3	1,75+24+1,75	17,9	54	-	197	275

Tuloksista ja taulukosta 7.9.2 havaitaan, että Pendolinolla raja-arvot ylittyvät pääosin melko maltillisesti. Joillain silloilla käyttöasteet nousevat kuitenkin korkeammiksi, mutta vasta suuremmilla nopeuksilla. Onkin todennäköistä, että huomioon otettaessa edullisia vaikutuksia rakennemalleissa, Pendolinon nykyisillä nopeuksilla raja-arvot alittuisivat. Silloilla ei siis ole tutkimuksen perusteella riskiä värähtelyongelmille Pendolinon nykyisillä nopeuksilla. Huomioitavaa on kuitenkin se, että mikäli tulevaisuudessa Pendolinon nopeutta kasvatettaisiin, olisi jännitetyillä hoikilla palkkisilloilla pidemmillä jännemitoilla potentiaalisia ongelmia. Tämän osoittavat sillan jBp 1 tulokset. InterCityn tuloksista tehtiin vastaava taulukko 7.9.3.

Taulukko 7.9.3 Tulosten yhteenveto InterCity.

Silta	Jännemitat [m]	Hoikkuus L/h	ka_u [%]	v_u [km/h]	ka_a [%]	v_a [km/h]
Bl 1	5,95	11,4	6	-	261	226
Bl 2	12	12,9	12	-	129	286
Bl 3	15	16,7	24	-	167	263
jBp 1	24	19,2	145	276	550	220
Bjl 1	8,5+10+8,5	15,2	12	-	193	158
Bjl 2	9,8+12,4+9,8	15,7	8	-	130	195
Bul 1	1,2+8+1,2	10,7	9	-	236	154
Bul 2	1,4+12+1,4	13,3	13	-	122	182
Bul 3	1,75+16+1,75	18,6	35	-	176	144
jBul 1	2+16+2	16,8	30	-	222	156
jBul 2	2+20+2	19,1	48	-	214	245
jBul 3	1,75+24+1,75	17,9	41	-	197	269

Kun vertaillaan InterCityn ja Pendolinon taulukoita ja laskentatuloksia, havaitaan niiden olevan melko samanlaisia. InterCityn aiheuttamat vasteet ovat paikoitellen hieman suurempia. Tutkimuksen perusteella InterCityllä sen nykyisillä nopeuksilla ei ole riskiä värähtelyn aiheuttamiin ongelmiin. Jos InterCityn nopeutta kasvatettaisiin kuitenkin arvoon 250 km/h, tulisi tarkastella pidempien jännitettyjen palkkisiltojen käyttökelpoisuutta kuten Pendolinon tapauksessa.

Tutkittaessa tarkemmin Pendolinon ja InterCityn tuloksia (kts. 7.1–7.5) havaitaan, että niiden käyttäytyminen noudattaa melko hyvin HSLM-junia A9 ja A10. Kun Pendolinolla ja InterCityllä esiintyy resonanssihuippuja, ovat resonanssinopeudet junien A9 ja A10 resonanssinopeuksien välissä. InterCityn ja Pendolinon vasteet ovat kuitenkin resonanssissa pienempiä kuin HSLM-A-junilla. Myös muilta osin kuvaajien muodot ovat samankaltaisia ja pääosin HSLM-junien vasteet hieman suurempia.

HSLM-junat ovat symmetrisiä, joten niiden ajosuunnalla ei ole merkitystä dynaamisiin vasteisiin. Pendolinon ja InterCityn junayhdistelmissä veturi voi sijaita joko junan

edessä tai viimeisenä, jolloin yhdistelmä ei ole symmetrinen ja ajosuunta vaikuttaa vasteisiin. Pendolinon kaaviossa akselipainot ovat jokaisella vaunulla samat, ja veturi ei juurikaan eroa muista vaunuista. Tämän vuoksi Pendolinon eri ajosuuntia ei tarkasteltu, koska vasteet eivät juurikaan muuttuisi ajosuunnan vaihtuessa. InterCityssä veturi eroaa vaunuista ja yhdistelmään kuuluu kaksi erilaista vaunutyyppiä. Ajosuunnan vaikutus otettiin huomioon laskennoissa tutkimalla InterCityn kummatkin ajosuunnat. InterCityn vasteet olivat melko lähellä toisiaan ajosuunnasta riippumatta ja suuria eroja ei havaittu. Määräävät vasteet tuottava ajosuunta vaihteli siltojen ja eri ajonopeuksien välillä, joten tulosten perusteella dynaamisessa analyysissä on kuitenkin tärkeä tarkastella molemmat InterCityn ajosuunnat. Sama ilmiö koskee myös muita ennakoitavissa olevia junia, joilla ajosuunnan muuttuessa myös junan kokoonpano vaihtuu ja akselikuormat saapuvat sillalle erilaisilla väleillä.

Laskennoissa tarkasteltiin lisäksi paremmin tavaraliikennettä tai peräkkäisiä vetureita kuvaava kantavuuslaskennan D4-kaavio, joka koostui 20 keskenään samanlaisesta vaunusta. Kaavion tuloksista koostettiin vastaava taulukko 7.9.4 kuin muille kaavioille edellä.

Taulukko 7.9.4 Tulosten yhteenveto D4-kaaviolla.

Silta	Jännemitat [m]	Hoikkuus L/h	ka_u [%]	v_u [km/h]	ka_a [%]	v_a [km/h]
Bl 1	5,95	11,4	7	-	406	234
Bl 2	12	12,9	19	-	203	177
Bl 3	15	16,7	26	-	121	232
jBp 1	24	19,2	47	-	287	229
Bjl 1	8,5+10+8,5	15,2	16	-	253	144
Bjl 2	9,8+12,4+9,8	15,7	8	-	236	153
Bul 1	1,2+8+1,2	10,7	29	-	598	150
Bul 2	1,4+12+1,4	13,3	27	-	311	194
Bul 3	1,75+16+1,75	18,6	30	-	320	181
jBul 1	2+16+2	16,8	29	-	183	179
jBul 2	2+20+2	19,1	54	-	249	144
jBul 3	1,75+24+1,75	17,9	28	-	115	183

D4 kaavio eroaa akseliväleiltään huomattavasti muista tarkastelluista kuormakaavioista. Tämän vuoksi myös lasketut tulokset ovat selvästi erilaiset. Taulukon 7.9.4 ja tulosten perusteella D4-kaavion suurnopeuksilla potentiaalisia siltoja värähtelyongelmille ovat lyhyet jännemitaltaan alle 6 m yksiaukkoiset sillat sekä jatkuvat maksimijännemitaltaan 12,4 m ja alle teräsbetoniset laattasillat. Näillä silloilla D4 aiheutti korkeita vasteita siten, että vasteet mahdollisesti ylittyisivät myös edullisia vaikutuksia huomioon otettaessa. D4 kaavion tuloksiin tulee kuitenkin suhtautua varauksella. Kappaleissa 7.6.1 ja 7.6.2 tehdyissä herkkyystarkasteluissa otettiin huomioon muille kuormakaavioille edullisia vaikutuksia, jolloin D4 aiheuttamat kiihtyvyydet kasvoivatkin alkuperäistä tilannetta huomattavasti suuremmiksi. Tämän vuoksi myös muilla silloilla raja-arvot voivat ylittyä D4-kaaviolla merkittävästi, kun rakennemallia ja lähtöarvoja muokataan muiden kuormakaavioiden kannalta edullisempaan suuntaan. Vastaavasti taas nyt todetuilla D4-kaavion ongelmakohteilla vasteet voivat mahdollisesti pienentyä, kun rakennemalleille tehdään vastaavia muutoksia.

Päätyulokkeellisilla silloilla tarkasteltiin erikseen ulokeosien taipumia ja niitä verrattiin matkustajamukavuuden kautta määräytyvään taipumarajaan. Koko siltaa tarkasteltaessa yksiaukkoisilla silloilla suurimmat taipumat syntyivät kentän keskelle, useampi aukkoisilla silloilla vaihtelevasti aina jonkin aukon keskipisteeseen. Taipumat olivat suhteessa matkustajamukavuuden raja-arvoihin samaa suuruusluokkaa ulokkeella kuin kentän keskipisteessä ja mahdolliset raja-arvon ylitykset tapahtuivat lähes samoilla nopeuksilla. Paikoitellen ulokkeiden taipumien kuitenkin havaittiin olevan hieman suurempia. Tulosten perusteella näyttää sille, että mikäli kentän keskialueen taipumat pysyvät matkustajamukavuuden sallituissa rajoissa ja eivät ole lähellä raja-arvoa, myös ulokeosien taipumat pysyvät raja-arvoissaan.

Suurimmat kiihtyvyydet syntyivät päätyulokkeellisilla silloilla pääosin jännevälin keskialueen solmuihin, missä esiintyivät suurimmat taipumat. Kuitenkin joillain nopeuksilla suurimmat kiihtyvyydet syntyivät ulokeosille. Tämän työn perusteella vaikuttaa siltä, että päätyulokkeellisten siltojen määräävät kiihtyvyydet eivät synny ulokeosille, vaan jännevälien keskialueille.

Kun raideliikenteen nopeutta suunnitellaan nostettavan ja tulevaisuudessa käytettävän kaluston oletetaan olevan eurooppalaisen yhteentoimivuuden vaatimusten mukaista HSLM-tyyppiä, voidaan tutkimuksen tulosten perusteella vetää johtopäätöksiä kriittisimmistä silloista värähtelyongelmien kannalta. Kriittisimmät siltatyypit raideliikenteen nopeutta kasvatettaessa ovat jännitetyt ulokelaattasillat ja jännitetyt palkkisillat. Näillä silloilla syntyy muita tarkasteltuja siltatyyppejä useammin resonansseja ja dynaamiset suurennuskertoimet kasvavat muiden siltojen kertoimia suuremmiksi. Osaltaan tätä selittää jännitetyille rakenteille käytettävä pienempi vaimennuksen arvo. Usein jännitetyt rakenteet ovat hoikempia kuin vastaavat teräsbetonirakenteet, mikä pienentää massaa ja jäykkyyttä ja tekee rakenteesta herkemmän värähtelylle. Myös muilla siltatyypeillä hoikkuus voi tehdä sillasta potentiaalisen ongelmakohteen värähtelyn suhteen. Tutkimuksen perusteella kiihtyvyysraja muodostuu huomattavasti todennäköisemmin ongelmaksi kuin asetettu taipumaraja.

8. JOHTOPÄÄTÖKSET

Diplomityön ensimmäisenä tavoitteena oli selvittää aiheuttaako henkilöliikenteen nopeuden nostaminen värähtelyn suhteen ongelmia Suomen rataverkon silloille. Työn perusteella jännitetyt betoniset ulokelaattasillat ja pidemmät jännitetyt betoniset palkkisillat ovat alttiita värähtelyongelmille, kun nopeutta henkilöliikenteellä nostetaan ja käytettävä kalusto on eurokoodien mukainen HSLM-juna. Näillä silloilla junat aiheuttivat resonanssin ja kannen pystykiihtyvyyden raja-arvo ylittyi selkeästi. Lisäksi osalla silloista ylittyi liikenneturvallisuuden raja-arvo kannen taipumille. Myös muilla siltatyypeillä kiihtyvyyden raja-arvo ylittyi, mutta huomattavasti maltillisemmin, vasteet eivät nousseet yhtä suuriksi eivätkä junien resonanssit ilmenneet samalla tavalla tarkastellulla nopeusalueella. Muita siltatyyppejä ei tutkimuksen perusteella nosteta kriittisiksi ongelmakohteiksi, koska työn tulokset arvioivat siltojen käyttäytymistä konservatiivisesti. Laskentamalleissa ja lähtötiedoissa tehtiin valintoja tulosten suhteen epäedullisella tavalla, jolloin saadut tulokset ovat varmalla puolella. Mikäli valintoja tehtäisiin edullisempaan suuntaan kuvaten todenmukaisemmin rakenteen käyttäytymistä, saadut tulokset olisivat huomattavasti maltillisemmat ja useat sillat täyttäisivät niille asetetut kriteerit todennäköisemmin. Esimerkiksi jännitetyn ulokelaattasillan tapauksessa tehdyt herkkyystarkastelut osoittivat junan HSLM-A1 aiheuttaman taipuman huippuarvon pienentyneen yli 50 % edullisilla rakennemallivalinnoilla. Työn tulokset soveltuvatkin parhaiten siltatyyppien keskinäiseen vertailuun. Jännitetyt betoniset ulokelaattasillat ja jännitetty betoninen palkkisilta ylittivät raja-arvot kuitenkin niin merkittävästi, että näillä silloilla raja-arvot todennäköisesti ylittyisivät myös edullisia ja todenmukaisempia valintoja tehdessä.

Työn toinen tavoite oli esitellä dynaamisen analyysin suorittaminen eurokoodien yksinkertaistetulla mitoitusmenettelyllä. Värähdysliikkeen teoriaan perehdyttiin luvussa 2 ja luvussa 3 listattiin eurokoodeissa asetetut vaatimukset dynaamiselle analyysille sekä kerrottiin eri tekijöiden vaikutuksia tuloksiin. Rakenteen vaimennukselle ja jäykkyydelle on tärkeää käyttää niiden alaraja-arvioita, sillä yliarvioitu vaimennus johtaa aliarvioituihin vasteisiin ja yliarvioitu jäykkyys liian suuriin resonanssinopeuksiin. Rakenteen massalle tulee määrittää ylä- ja alaraja-arviot, joilla dynaaminen analyysi lasketaan. Eurokoodien ja kirjallisuuskatsauksen perusteella todettiin suuremman massan johtavan alempaan resonanssinopeuteen, mutta pienempiin kannen kiihtyvyyksiin. Työn laskentatulokset vahvistivat näkökulman massan vaikutuksesta. Lisäksi laskentojen perusteella havaittiin, ettei massalla ollut vaikutusta taipumien suuruuteen resonanssinopeuksilla. Luvussa 4 esiteltiin analyyttinen menetelmä, jolla ratkaistiin yksiaukkoisten

siltojen taipumia dynaamisten junakuormien vaikuttaessa. Analyyttisesti ratkaistuja taipumia verrattiin FEM-laskennan tuloksiin ja todettiin, että tulokset vastasivat hyvin toisiaan. Luvussa 5 kuvattiin dynaamisen analyysin suorittaminen FEM-laskennalla sekä tutkittiin erilaisten rakennemallivalintojen vaikutuksia laskennan lopputuloksiin.

Tulosten perusteella havaittiin tärkeitä ilmiöitä siltojen dynaamisen analyysin ja värähtelyn kannalta. Resonanssinopeudet ja vasteiden muodostuminen ovat merkittävästi riippuvaisia yliajavan junan ominaisuuksista, tarkemmin vaunujen akseliväleistä. Eurokoodien mukaisilla HSLM-A-junilla akselit esiintyvät pareittain ja parien keskipisteiden välillä on etäisyyttä 18–27 m. Säännölliset ja melko pitkät akseliparien välit mahdollistavat sillan resonanssin syntymisen oikealla nopeudella. Eri HSLM-A-junien resonanssinopeudet ja muodostuvat vasteet erosivat toisistaan huomattavasti tulosten perusteella johtuen niiden erilaisista akseliväleistä. Laskennoissa tarkasteltiin lisäksi kantavuuslaskennan enemmän tavaraliikennettä kuvaava kuormakaavio D4 sekä Suomessa nykyisen käytössä olevat henkilöliikennejunat Pendolino ja InterCity. Kaavio D4 eroaa ominaisuuksiltaan huomattavasti henkilöliikenteen junista, jolloin niiden aiheuttamat vasteet ovat myös selvästi erilaiset. Erityisesti silloilla, joilla HSLM-junat aiheuttivat resonanssin, olivat kaavion D4, InterCityn sekä Pendolinon aiheuttamat vasteet pienempiä kuin HSLM-junilla. Toisaalta lyhyillä silloilla havaittiin, että D4 voi aiheuttaa muita kuormakaavioita huomattavasti suurempia vasteita. Kaavio D4, InterCity ja Pendolino ovat akseleiltaan tiheämmin jakautuneita, eivätkä akselit esiinny samaan tapaan säännöllisesti pareina kuten HSLM-junilla. Tämä vaikuttaa merkittävästi siihen, etteivät ne aiheuta resonanssia ja yhtä suuria vasteita samoilla nopeuksilla kuin HSLM-junat. Lisäksi Pendolinon ja InterCityn resonanssinopeuksien havaittiin olevan suurnopeusjunien A9 ja A10 resonanssinopeuksien välissä, mutta niiden vasteet olivat kuitenkin pienempiä kuin HSLM-junilla. Pendolinon ja InterCityn nykyisillä nopeuksilla ei todettu olevan tulosten perusteella riskiä värähtelyongelmille niiden nykyisillä nopeuksilla. Jos junan kokoonpano voi vaihdella ajosuunnan mukaan, kuten InterCityllä, on tarpeellista tarkastella molemmat ajosuunnat, sillä ajosuunnan mukaan juna aiheuttaa erilaisia vasteita.

Kalustokohtaisuus on siis tärkeä tekijä suunniteltaessa rataliikenteen nopeuden nostoa. Tulevaisuudessa käytettävä kalusto tulisi pyrkiä ennakoimaan mahdollisimman tarkasti, koska sillan käyttäytyminen on vahvasti kalustokohtaista dynaamisessa tarkastelussa. Tällöin tarkalla kaluston ennakoinnilla pystyttäisiin optimoimaan sillan käytettävyys parhaimmalla tavalla. Erilaisille junayhdistelmille voitaisiin tarvittaessa asettaa kalustokohtaiset nopeusrajoitukset.

Jännitettyjen ulokelaattasiltojen ja jännitettyjen palkkisiltojen todettiin olevan kriittisiä värähtelyongelmille nopeutta nostettaessa. Tulosten taustalta voidaan tunnistaa tekijöitä, jotka selittävät tätä. Jännitetyille rakenteille käytettävä vaimennuksen arvo on pienempi kuin teräsbetonirakenteille, mikä kasvattaa vasteita. Lisäksi jännitetyt rakenteet ovat usein hoikkia rakenteita, mikä vähentää massaa ja jäykkyyttä. Pienempi massa ja alhaisempi jäykkyys tekee rakenteesta herkemmän värähtelylle. Myös jännittämättömillä rakenteilla hoikkuus altistaa värähtelyn aiheuttamille ongelmille. Merkittävä tekijä on myös sillan jänneväli, joka massan kanssa vaikuttaa sillan ominaistaajuuteen. Jännitetyillä silloilla jännemitat ovat usein pidempiä, jolloin ominaistaajuus on otollinen HSLM-junien resonanssille suurnopeuksilla.

Osalle laskentatuloksista tehtiin herkkyystarkasteluja eri tekijöiden suhteen eli tutkittiin, kuinka tekijöiden muuttaminen vaikuttaa lopputuloksiin. Herkkyystarkasteluissa tutkittiin vaimennuksen arvoa, tukiehtojen vaikutusta sekä päätypalkillisen sillan päätypalkin ja maan yhteistoimintaa. Kun näiden tekijöiden osalta tehtiin valintoja edulliseen suuntaan, tulokset muuttuivat merkittävästi. Dynaamisen analyysin lopputulokset näyttävät työn perusteella olevan huomattavan herkkiä lähtötietojen ja rakennemallivalintojen muutoksille. Arvioitaessa siltojen käyttökelpoisuutta tulisi pyrkiä mahdollisimman todenmukaisiin lähtötietoihin ja valintoihin, jotta lopputulokset eivät eroaisi merkittävästi todellisesta tilanteesta. Lähtötietojen tarkentamiseksi voitaisiin tehdä tarvittaessa mittauksia. Mittausten avulla voitaisiin myös arvioida, mitkä rakennemallivalinnat kuvaisivat parhaiten sillan käyttäytymistä dynaamisessa tilanteessa.

Tuloksista havaittiin, että kannen pystykiihtyvyyden raja-arvo muodostuu huomattavasti todennäköisemmin ongelmaksi kuin liikenneturvallisuuden taipumaraja. Kiihtyvyyden noustessa liian suureksi, on riski radan tukikerroksen epästabiiliudelle sekä junan ja raiteiden kosketusvoimien liialliselle pienenemiselle. Kiihtyvyyden raja-arvo ylittyi kaikilla silloilla HSLM-junilla, mutta taipumaraja vain kolmella sillalla, joilla havaittiin selkeästi resonanssi. Vaikka työssä siltojen käyttäytymistä arvoitiinkin konservatiivisesti, kuvaavat tulokset kuitenkin selvästi ilmiötä, että kiihtyvyyden raja-arvo ylittyy todennäköisemmin kuin taipuman raja-arvo.

Työssä ei tarkasteltu mitoittavia voimasuureita, mutta niiden osalta voidaan kuitenkin tehdä seuraava huomio. Vaikka HSLM-junilla tehdyn dynaamisen analyysin suurennuskertoimet olisivat korkeita, voivat dynaamisen analyysin mukaiset voimasuureet olla kuitenkin pienempiä kuin staattisen mitoituksen vastaavat arvot. Tämä johtuu siitä, että HSLM-kaavion junat ovat kokonaiskuormaltaan huomattavasti pienempiä kuin staattiset kuormituskaaviot. Tämän vuoksi nykyisin Suomessa käytössä oleva staattinen

kuormakaavio LM71-35 kattaa staattisista kaavioista parhaiten määräävät voimasuureet myös dynaamisessa tilanteessa. Voimakkaissa resonanssitilanteissa dynaamisen analyysin mukaiset voimasuureet voivat kuitenkin olla mitoittavia.

Kirjallisuuskatsauksessa, suunnittelustandardeissa ja herkkyystarkasteluissa todettiin, että vaimennuksella on merkittävä vaikutus dynaamisen analyysin lopputuloksiin. Tällä hetkellä tukikerroksen mahdollisia vaimennusominaisuuksia ei oteta huomioon, mitä olisi merkittävää tutkia. Jatkotutkimuksena olisi tärkeää ja hyödyllistä mitata siltojen vaimennuksia tarkemmin. Mittausten perusteella voitaisiin tarkistaa, kuinka hyvin nykyiset standardin arvot vastaavat todellisia arvoja. Tämä olisi tärkeää, sillä vaimennuksella on merkittävä vaikutus dynaamisen analyysin lopputuloksiin.

Siltojen ja tukikerroksen vaimennuksen tutkimisen lisäksi jatkotutkimuksena olisi hyödyllistä laajentaa tutkimista kaluston jousitukseen ja vaimennukseen. Eurokoodien yksinkertaistettu mitoitusmenettely ohjeistaa sivuuttamaan kaluston jousituksen ja vaimennuksen vaikutukset. Kaluston jousituksen ja vaimennuksen vaikutusta olisi tärkeä tutkia laskennallisesti ja mittauksin, jotta myös näiden vaikutukset pystyttäisiin ottamaan tulevaisuudessa huomioon todenmukaisemmin dynaamisessa analyysissa.

Kiihtyvyyden raja-arvoksi on tällä hetkellä määrätty tukikerroksellisten siltojen osalta 3,5 m/s^2, johon on jo kohdistettu varmuuskerroin 2. Jatkossa kiihtyvyyden rajaa voitaisiin tutkia lisää, kuten millaisia vaikutuksia tietyt kiihtyvyyden arvot aiheuttavat tukikerrokselle, raiteille ja junalle turvallisuuden kannalta. Voi olla mahdollista, että kiihtyvyyden kriittinen arvo on taajuusriippuvainen. Toisin sanoen se voi riippua sillan ominaisuuksista, jolloin eri silloille voi olla tarpeen käyttää eri arvoa sallitulle kiihtyvyydelle.

LÄHTEET

A., Battini, J.-M., Pacoste, C., Karoumi, R., (2019). Fundamental modal properties of simply supported railway bridges considering soil-structure interaction effects. Soil dynamics and earthquake engineering. Vol. 121, s.212-218

Adhikari, S., (2023). Dynamic analysis of high-speed railway bridges in Finland. Master's Programme in Building Technology. Aalto-yliopisto. Master´s Thesis. Viitattu 9.4.2024. Saatavilla: https://aaltodoc.aalto.fi/items/bfca8615-46ce-4a04-bbbe-106f977ddcac

Björklund, L., (2004). Dynamic Analysis if a Railway Bridge subjected to High Speed Trains. Department of Civil and Architectural Structural Engineering. Royal Institute of Technology. Stockholm. Master´s Thesis. Viitattu 8.4.2024. Saatavilla: https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:431110/FULLTEXT01.pdf

Chandrasekaran, S., (2015). Dynamic Analysis and Desing of Offshore Structures. Vol 5. New Delhi: Springer.

Doménech, A., Martínez-Rodrigo, M.D., Romero, A., Galvín, P. (2016). On the basic phenomenon of soil-structure interaction on the free vibration response of beams: Application to railway bridges. Engineering structures. Vol.125, s.254-265.

Genta, G., (2009). Vibration Dynamics and Control. Vol 1. New York: Springer.

European Rail Research Institute, (1999), Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten >200 km/h. ERRI D 214/RP 9.

Hjelm, M., Karlsson, N. (2016). Dynamic response of railway bridges subjected to high speed trains. Department of Civil and Environmental Engineering. Chalmers University of Technology. Master's Thesis. Viitattu 8.4.2024.

Ikzer, R. (2018). Dynamic Soil-Structure Interaction of a Portal Frame Railway Bridge. School of Architecture and the Built Environment. KTH Royal Institute of Technology. Master´s Thesis. Viitattu 11.4.2024. Saatavilla: https://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:1230554/FULLTEXT01.pdf

InterCity. (n.d.). VR-Yhtymä Oyj. Viitattu 2.9.2024. https://www.vr.fi/junat/intercity

Jain, A., (2016). Dynamics of structures with MATLAB applications. Vol 1. Noida: Pearson India.

Johansson, C. (2013). Simplified dynamic analysis of railway bridges under high-speed trains. KTH Architecture and Built Environment. KTH School of ABE. Licensiate Thesis. Viitattu 27.3.2024. Saatavilla: https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:622354/FULLTEXT01.pdf

Laaksonen, A. (2006). Liikuntasaumattoman sillan ja maan yhteistoiminta: Haavistonjoen sillan koekuormitus ajoneuvon avulla. Tampereen Teknillinen yliopisto, Maa- ja pohjarakenteiden tutkimuslaitos. Saatavilla: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Taitorakenteet/julkaisut/silta_ja_maa_koekuorm.pdf

Liikennevirasto. (2015). Siltojen kantavuuslaskentaohje. Liikenneviraston ohjeita 36/2015. Helsinki. Viitattu 16.4.2024. Saatavilla: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2015-36_siltojen_kantavuuslaskentaohje_web.pdf

Liikennevirasto. (2017). Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnittelupe-rusteet – NCCI 1. Liikenneviraston ohjeita 24/2017. Helsinki. Viitattu 5.6.2024. Saata-villa: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2017-24_ncci1_web.pdf

Liikennevirasto. (2018). Riihimäki-Tampere-rataosan tarveselvitys. Liikenneviraston suunnitelmia 1/2018. Helsinki. Viitattu 19.3.2024. Saatavilla: https://paarata.fi/wp-con-tent/uploads/2020/02/Riihimaki-Tampere_tarveselvitys.pdf

LUSAS. (2023a). IMDPlus User Manual. LUSAS Version 21.0. Viitattu 9.7.2024. Saata-villa: https://www.lusas.com/user_area/documentation/V21_0/index.html

LUSAS. (2023b). Theory Manual Volume 1. LUSAS Version 21.0. Viitattu 9.7.2024.

LUSAS. (2023c). Modeller Reference Manual. LUSAS Version 21.0. Viitattu 10.7.2024.

Martínez-Rodrigo, M.D., Galvín, P., Doménech, A., Romero, A. (2018). Effect of soil properties on the dynamic response of simply-supported bridges under railway traffic through coupled boundary element-finite element analyses. Engineering Structures. Vol. 170, s.78-90

Pendolino. (n.d.). VR-Yhtymä Oyj. Viitattu 2.9.2024. https://www.vr.fi/junat/pendolino

Pääratayhmä. (n.d.). Päärata. Verkkosivu. Viitattu 3.4.2024. Saatavilla: https://paarata.fi/yhteystiedot/

Päärataesite. (2020). Päärata. Infomateriaalit. Viitattu 3.4.2024. Saatavilla: https://paarata.fi/infomateriaalit/

Romero, A., Solis, J., Dominguez, J., Galvin, P. (2012). Soil-structure interaction in res-onant railway bridges. Soil Dynamics and earthquake engineering. Vol. 47, s.108-116

Romo, J., Pérez-Caldentey, A., Cuadrado, M. (2023). High-Speed Railway Bridges: Conceptual Design Guide. Berlin: Ernst&Sohn GmbH.

Salmi, T., Virtanen, S. (2006). Dynamiikka. Tampere: Pressus Oy.

Suomi-rata Oy. (2022a). Suurnopeusradan pääsuuntaselvitys Vantaa-Tampere. Viitattu 4.4.2024. Saatavilla: https://www.sttinfo.fi/data/attachments/00270/53d88266-9eb5-4cd7-bce8-0af002a68660.pdf

Suomi-rata Oy. (2022b). Riihimäki-Tampere yhteysvälin kehittämisselvitys. Viitattu 4.4.2024. Saatavilla: https://www.sttinfo.fi/data/attachments/00202/a63a86f9-8d9c-4e8d-acc5-fc1ad515920c.pdf

Suomi-rata Oy. (2022c). Suomiradan linjausvaihtoehtojen vertailu. Viitattu 5.4.2024. Saatavilla: https://www.sttinfo.fi/data/attachments/00778/eb804c50-0e6f-4e10-a04c-ff26e35ea60b.pdf

Suomi-rata Oy. (2023). Lentoradan esiselvitys. Viitattu 4.4.2024. Saatavilla: https://len-torata.fi/wp-content/uploads/2023/11/Lentoradan_esiselvitys-2023.pdf

Suurten raidehankkeiden edistäminen. (n.d.). Valtioneuvosto. Verkkosivu. Viitattu 3.4.2024. Saatavilla: https://valtioneuvosto.fi/hanke?tunnus=LVM031:00/2019

SFS-EN 1991-2, (2003), Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat

Swedish Transport Administration. (2016). Technical system standard for high-speed tracks. Borlänge.

Talja, A. (2004). Suositus liikennetärinän mittaamisesta ja luokituksesta, VTT tiedotteita 2278, Espoo, VTT. 50 s.+liitteet. Viitattu 27.3.2024. Saatavilla: https://cris.vtt.fi/en/publications/suositus-liikennet%C3%A4rin%C3%A4n-mittaamisesta-ja-luokituksesta

Tehrani S. A. H., Andersson, A., Zanganeh, A., Battini, J.-M. (2023). Dynamic soil-structure interaction of a three-span railway bridge subject to high-speed train passage. Engineering Structures. Vol. 301, Article 117296

Ülker-Kaustell, M., Karoumi, R., Pacoste, C. (2010). Simpilfied analysis of the dynamic soil-structure interaction of a portal frame railway bridge. Engineering Structures. Vol. 31, s.3692-3698

Väylävirasto. (2019a). Tampere-Seinäjoki-tarveselvitys. Väyläviraston julkaisuja 38/2019. Helsinki. Viitattu 3.4.2024. Saatavilla: https://www.doria.fi/handle/10024/170535

Väylävirasto. (2019b). Täydentäviä ohjeita siltojen suunnitteluun. Väyläviraston ohjeita 4/2019. Helsinki. Viitattu 5.8.2024. Saatavilla: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2019-04_toss_web.pdf

Väylävirasto. (2021a). Rataosuuden Tampere-Oulu-tarveselvitys. Väyläviraston julkaisuja 12/2021. Helsinki. Viitattu 5.4.2024. Saatavilla: https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/180536/vj_2021-12_978-952-317-848-9.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Väylävirasto. (2021b). Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu. Väyläviraston julkaisuja 9/2021. Helsinki. Viitattu 12.9.2024. Saatavilla: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2021-09_liikuntasaumattoman_sillan_web.pdf

Väylävirasto. (2023). Ratatekniset ohjeet (RATO) 11 – Radan päällysrakenne. Väyläviraston julkaisuja 23/2023. Helsinki. Viitattu 26.3.2024. Saatavilla: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2023-23_rato11_web.pdf

Väylävirasto. (2024a). Valtion väyläverkon investointiohjelma vuosille 2025–2032. Väyläviraston ohjeita 26/2024. Helsinki. Viitattu 19.3.2024. Saatavilla: https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/188738/vj_2024-26_978-952-405-164-4.pdf?sequence=26&isAllowed=y

Väylävirasto. (2024b). Suomen Väylät karttapalvelu. Aineisto on ladattu Väyläviraston Lataus- ja katselupalvelusta 24.9.2024 lisenssillä CC 4.0 BY. https://suomenvaylat.vayla.fi/

Yang, Y., Yao, Z., Wu, Y. (2004). Vehicle-bridge interaction dynamics: with applications to high-speed railways. Vol.1. River Edge, NJ: World Scientific.

Yang, Y., Yau, J., Hsu, L. (1997). Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds. Engineering Structures. Vol. 19, s.936-944

Zahlten, W., Lecture 7: Mode Superposition Method Part a: Theory. University of Wuppertal. Viitattu 26.3.2024. Saatavilla: https://cam.uni-wuppertal.de/fileadmin/bauing/baumechanik/Dynamik_1/Vorlesungen/Lecture07a-ms_theory.pdf

Zangeneh, K. A., (2021). Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of High-Speed Railway Bridges. Structural Engineering and Bridges. KTH Royal Institute of Technology. Doctoral Thesis. Viitattu 10.4.2024. Saatavilla: https://kth.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%3A1552654&dswid=-6726

LIITE A: SILTALUETTELOT

Taulukkoon 1 on koottu käytössä olevat rautatieliikenteen kuormittamat sillat Tikkurilan liikennepaikan ja Oulun liikennepaikan välillä pääradalla Taitorakennerekisterin mukaisesti jaoteltuna päärakennusmateriaalin mukaan. Muutama silta on luokiteltu koostuvan useammasta kuin yhdestä päärakennusmateriaalista. Taulukko ei sisällä Tampere-Lielahti-välin siltoja eikä Tikkurilan, Tampereen ja Oulun ratapihojen tiliratаosanumerolla olevia siltoja.

Taulukko 1. Tikkurila-Oulu rautatiesiltojen jaottelu Taitorakennerekisterin päärakennusmateriaalien mukaisesti (9.4.2024)

Rakennusmateriaali	Lukumäärä	%-osuus
Teräsbetoni	235	58,9
Jännitetty betoni	123	30,8
Teräs	42	10,5
Kivi	1	0,3
yht.	399	100

Tarkastelluista silloista selkeästi suurin osa on teräsbetonisia siltoja. Toinen merkittävä ryhmä materiaalien perusteella on jännitetyt betonisillat. Teräs- ja kivisiltojen osuudet ovat selkeästi pienemmät. Työssä keskityttiin tarkastelemaan määrältään merkittävimpiä ryhmiä eli teräsbetonisia ja jännitettyjä betonisia siltoja.

Taulukossa 2 on esitetty aiemmin määritellyt Tikkurila-Oulu-välin teräsbetoniset sillat Taitorakennerekisterin siltatyyppien mukaisesti.

Taulukko 2. Tarkasteltavien teräsbetonisiltojen jaottelu siltatyypeittäin Taitorakenne-rakisterin mukaisesti (9.4.2024)

Siltatyyppi	Lukumäärä	%-osuus kaikista silloista	%-osuus teräsbetonisilloista
Holvisilta	2	0,5	0,8
Jatkuva kaukalopalkkisilta	5	1,3	2,1
Jatkuva laattasilta	31	7,8	13,1
Jatkuva palkkisilta	5	1,3	2,1
Jatkuva ulokekaukalopalkkisilta	7	1,8	3,0
Jatkuva ulokelaattasilta	21	5,3	8,9
Jatkuva ulokeontelolaattasilta	1	0,3	0,4
Jatkuva vinojalkainen laattakehäsilta	1	0,3	0,4
Kaukalopalkkisilta	1	0,3	0,4
Laattakehäsilta	67	16,8	28,4
Laattakehäsilta, elementti	3	0,8	1,3
Laattasilta	26	6,5	11,0
Laattasilta, elementti	3	0,8	1,3
Nivellaattakehäsilta	2	0,5	0,8
Ontelopalkkisilta	1	0,3	0,4
Palkkisilta	3	0,8	1,3
Palkkisilta, elementti	1	0,3	0,4
Rengaskehäsilta	4	1,0	1,7
Ulokekaukalopalkkisilta	5	1,3	2,1
Ulokelaattasilta	25	6,3	10,6
Ulokeontelolaattasilta	3	0,8	1,3
Vinojalkainen laattakehäsilta	19	4,8	8,1
yht.	236	59,1	100

Taulukosta havaitaan, että määrältään selkeästi suurin siltatyyppi teräsbetonisista silloista on laattakehäsilta, joiden osuus kaikista silloista on myös merkittävä. Muita määrältään merkittäviä siltatyyppejä ovat jatkuvat laattasillat, jatkuvat ulokelaattasillat, laattasillat ja ulokelaattasillat.

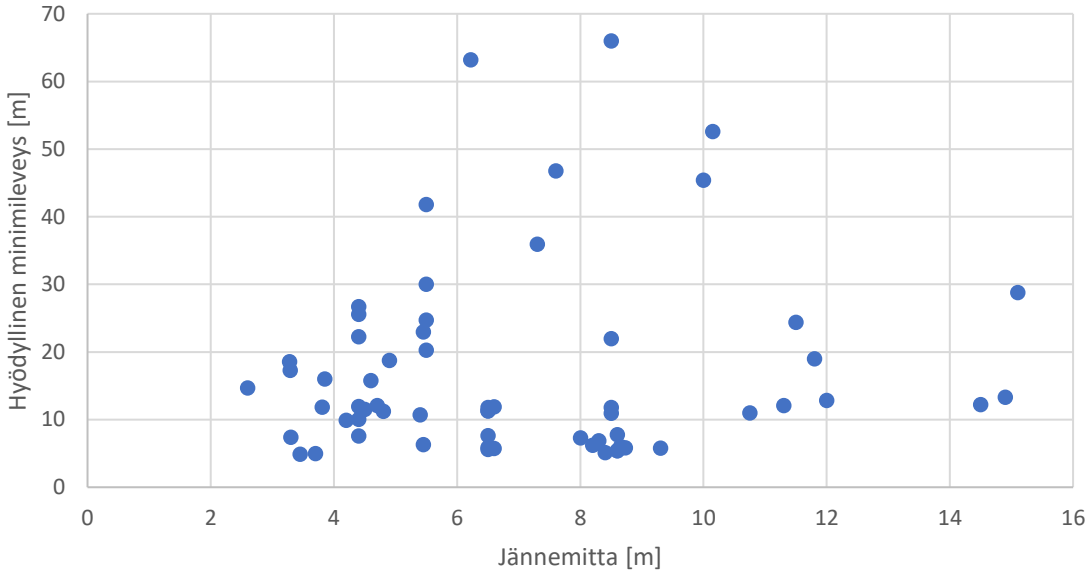
Tarkasteltavat Tikkurila-Oulu-välin jännitetyt betoniset sillat on jaoteltu Taitorakennerekisterin siltatyyppien mukaisesti ja ryhmitelty taulukkoon 3.

Taulukko 3. Tarkasteltavien jännitettyjen betonisten siltojen ryhmittely Taitorakennerekisterin siltatyyppien mukaisesti (9.4.2024)

Siltatyyppi	Lukumäärä	%-osuus kaikista silloista	%-osuus jännitetyistä silloista
Jatkuva kaukalopalkkisilta	6	1,5	4,9
Jatkuva kotelopalkkisilta	1	0,3	0,8
Jatkuva palkkisilta	3	0,8	2,4
Jatkuva ulokekaukalopalkkisilta	3	0,8	2,4
Jatkuva ulokelaattasilta	3	0,8	2,4
Jatkuva ulokepalkkisilta	2	0,5	1,6
Kaukalopalkkisilta	1	0,3	0,8
Kotelopalkkisilta	2	0,5	1,6
Laattakehäsilta	1	0,3	0,8
Laattasilta	3	0,8	2,4
Palkkisilta	2	0,5	1,6
Ulokekaukalopalkkisilta	32	8,0	26,0
Ulokelaattasilta	61	15,3	49,6
Ulokelaattasilta, elementti	1	0,3	0,8
Ulokepalkkisilta	2	0,5	1,6
yht.	123	30,8	100,0

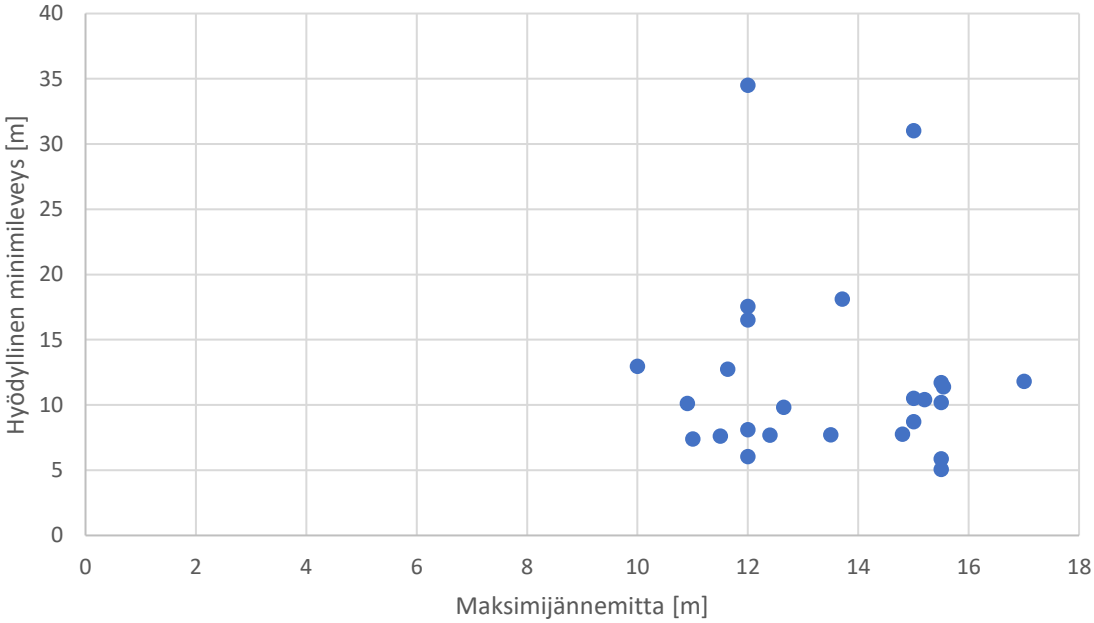
Jännitetyistä betonisista silloista erottuu selkeästi kaksi suurta ryhmää, ulokelaattasillat sekä ulokekaukalopalkkisillat, joiden osuudet myös kaikista silloista ovat merkittävät.

Laattakehäsiltoja on tarkemmin tarkasteltu kuvassa 1. Aineistosta on jätetty pois muut kuin yksiaukkoiset laattakehäsillat sekä sillat, joilta tarkasteltavat tiedot puuttuivat.



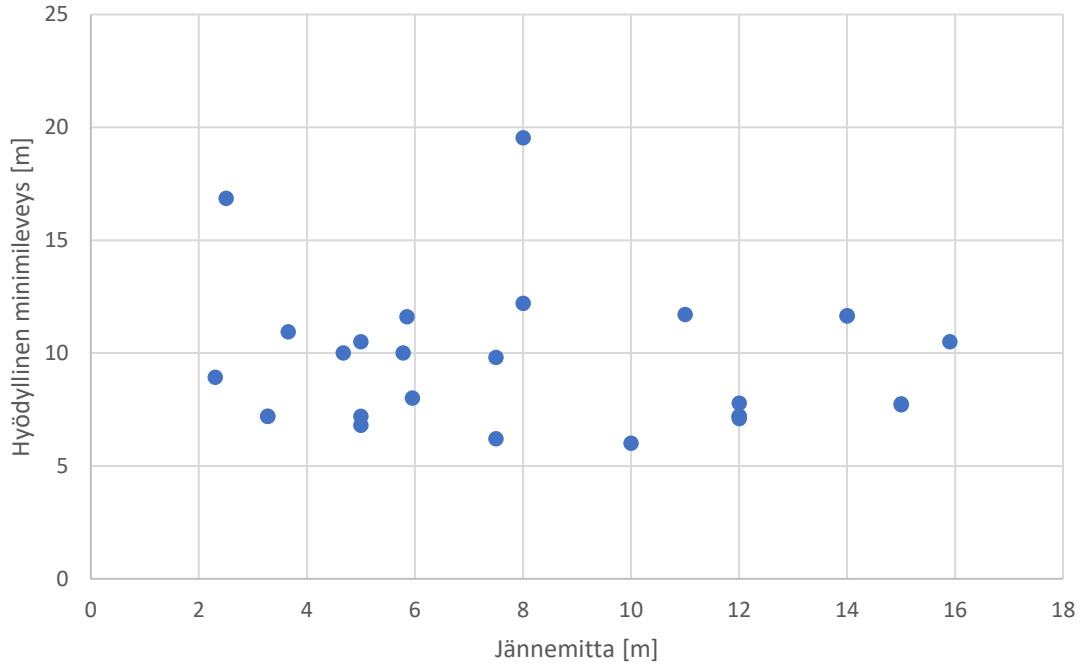
Kuva 1. Laattakehäsiltojen jännemitat ja hyödylliset minimileveydet.

Jatkuvista teräsbetonisista laattasilloista 25/31 kpl on 3-aukkoisia, joten alla olevasta kuvasta 2 on jätetty pois aukkomäärältään muut kuin 3-aukkoiset sillat.

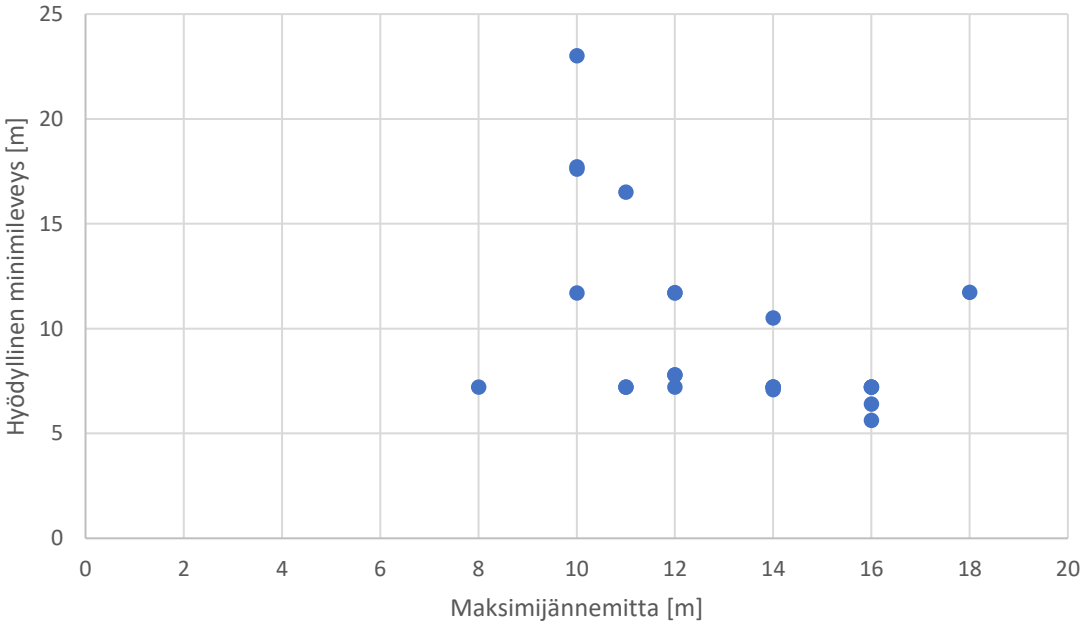


Kuva 2. Betoniset 3-aukkoiset jatkuvat laattasillat, maksimijännemitat ja hyödylliset minimileveydet.

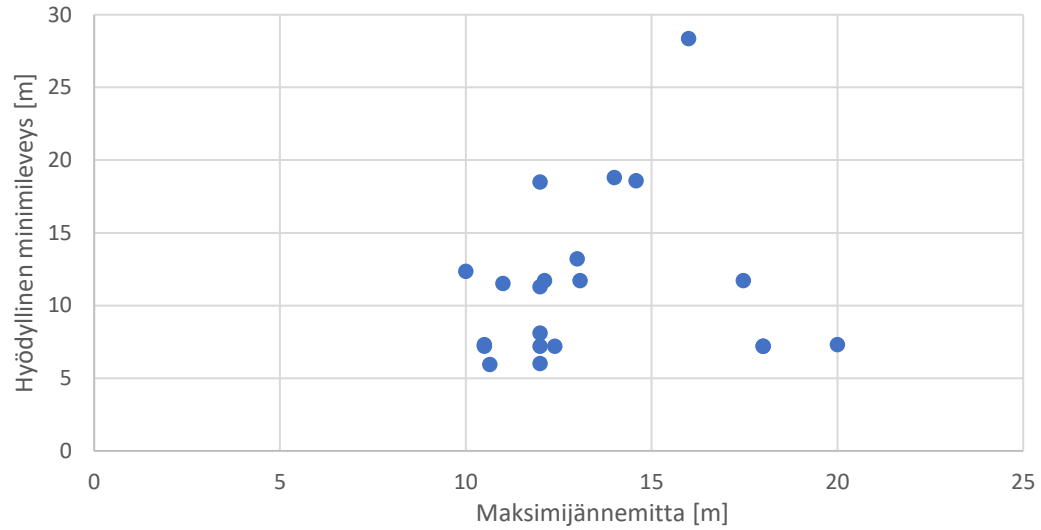
Kuvissa 3.–7. on aiemmin esitettyjen taulukoiden mukaiset teräsbetoniset laattasillat, teräsbetoniset ulokelaattasillat, teräsbetoniset jatkuvat ulokelaattasillat, jännitetyt betoniset ulokelaattasillat sekä jännitetyt betoniset ulokekaukalopalkkisillat.



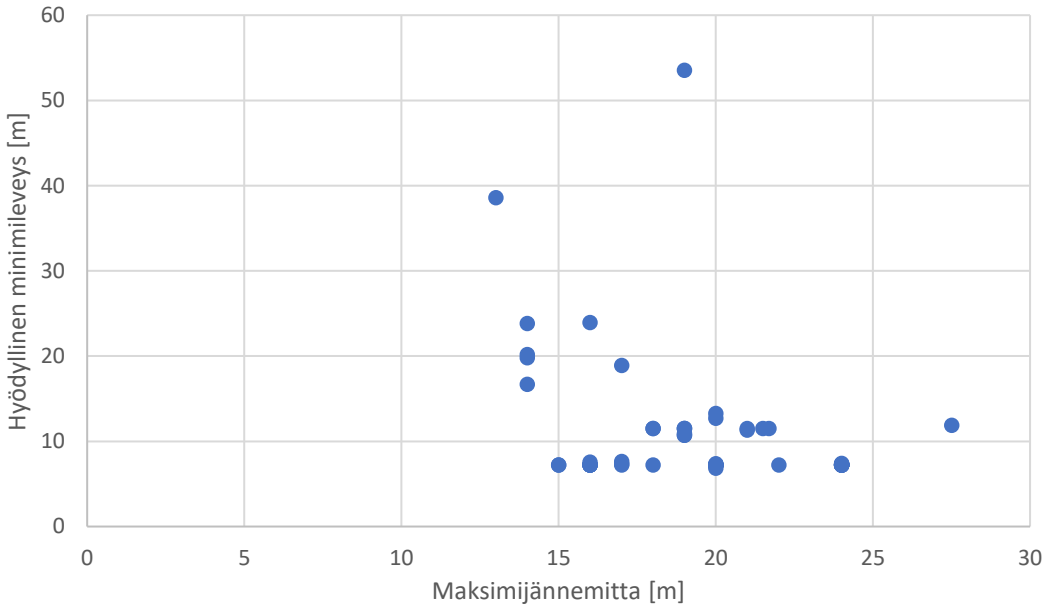
Kuva 3. Betoniset 1-aukkoiset laattasillat.



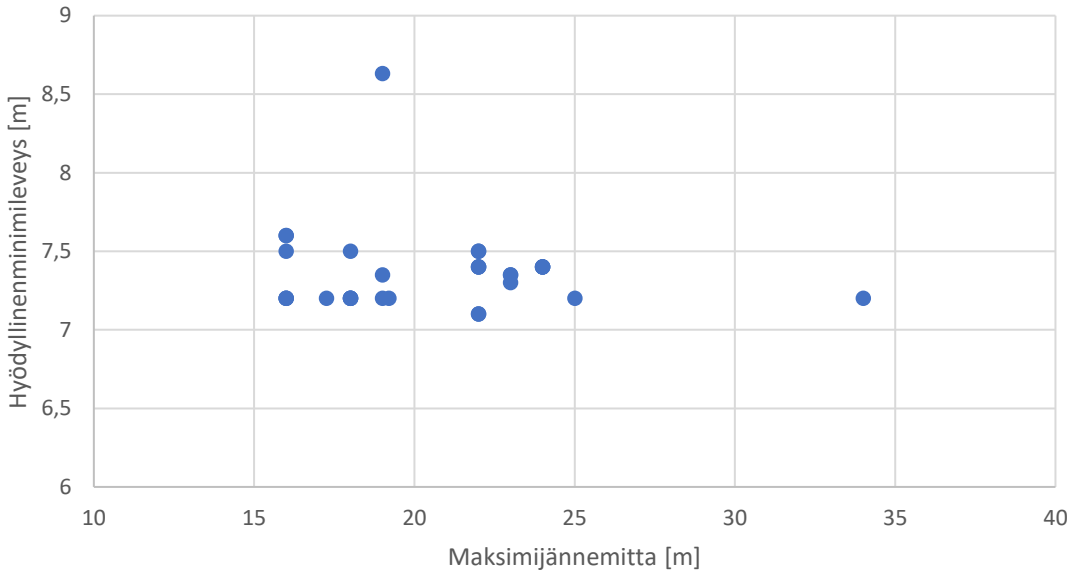
Kuva 4. Betoniset ulokelaattasillat.



Kuva 5. Betoniset jatkuvat ulokelaattasillat.



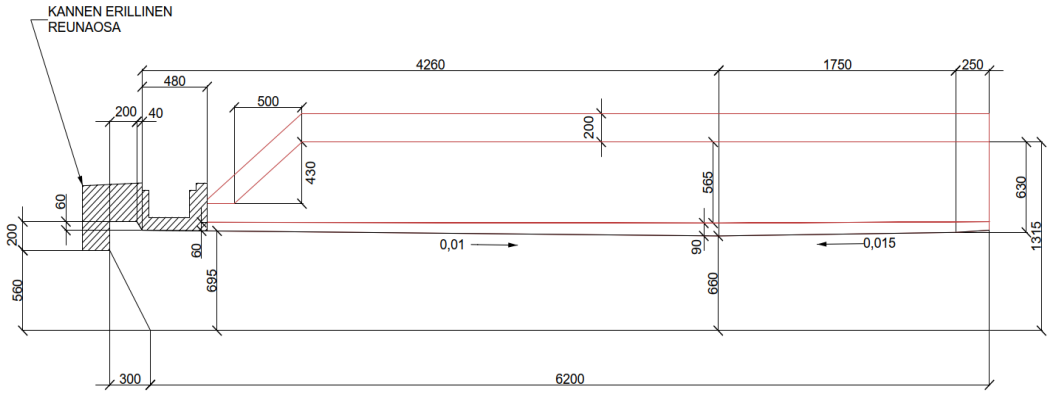
Kuva 6. Jännitetyt betoniset ulokelaattasillat.



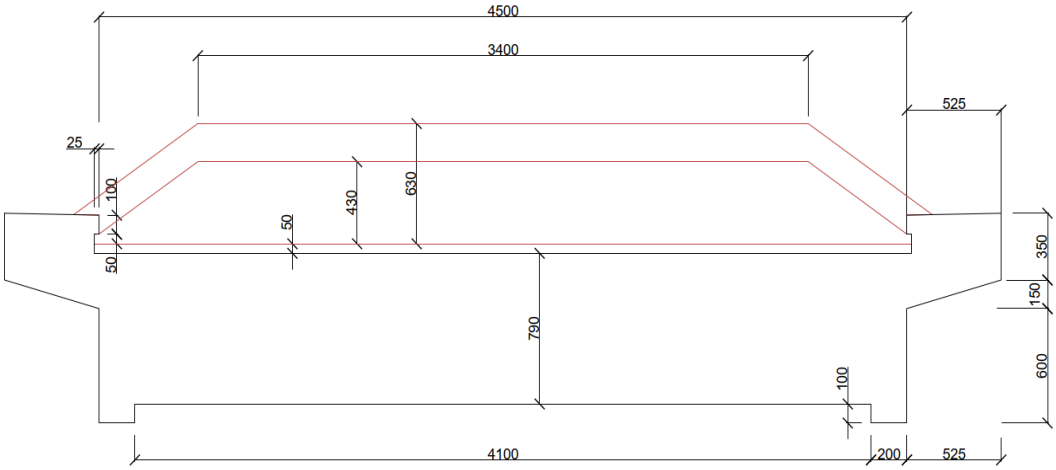
Kuva 7. Jännitetyt betoniset ulokekaukalopalkkisillat.

LIITE B SILTOJEN LÄHTÖTIETOJA

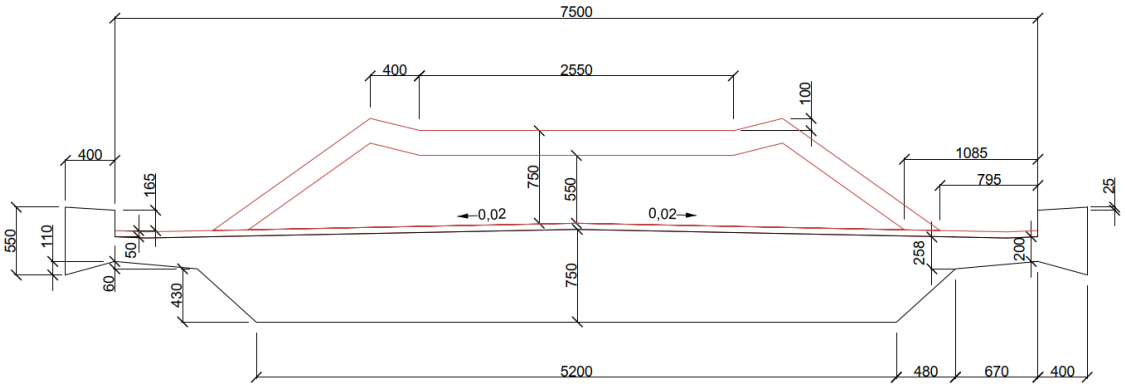
Tämä liite sisältää tarkasteltujen siltojen poikkileikkaukset, jotka on laadittu saatavilla olleiden piirustusten perusteella.



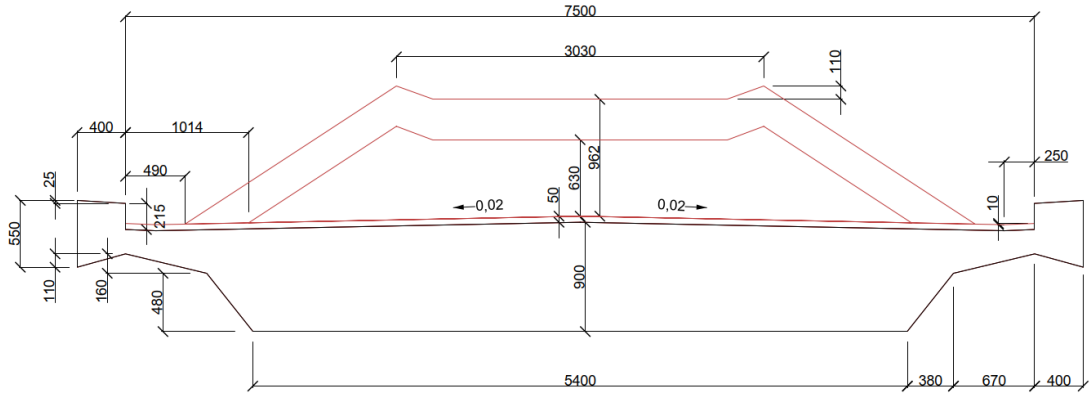
Kuva 1. Sillan Bjl 1 poikkileikkaus.



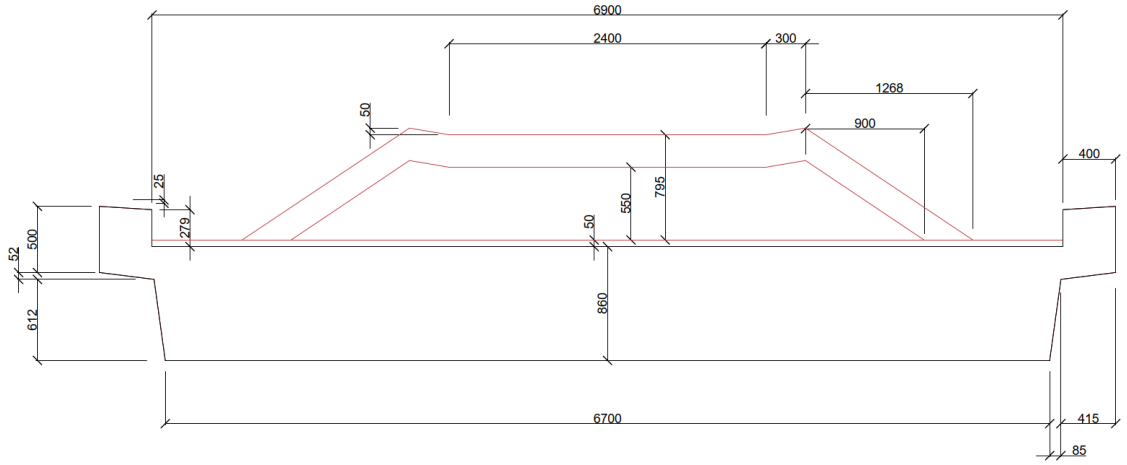
Kuva 2. Sillan Bjl 2 poikkileikkaus.



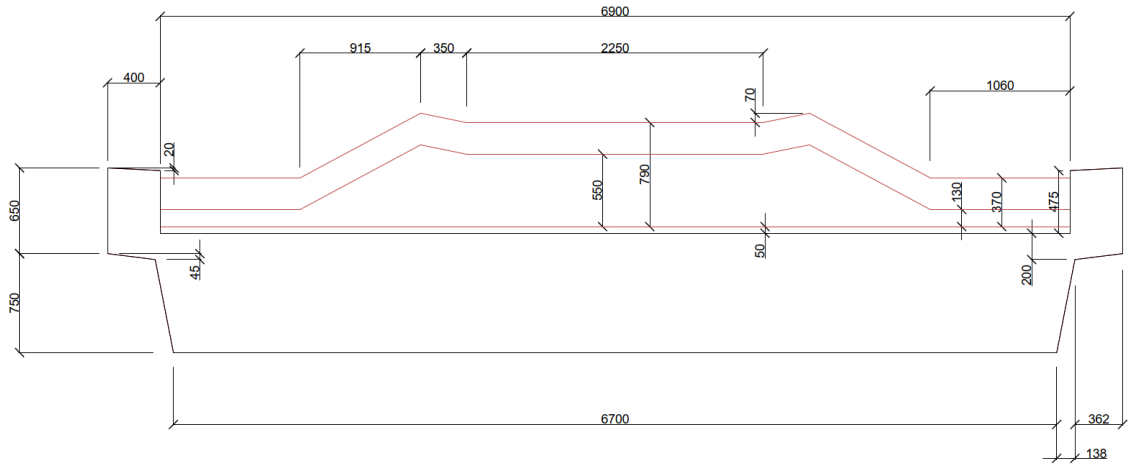
Kuva 3. Sillan Bul 1 poikkileikkaus.



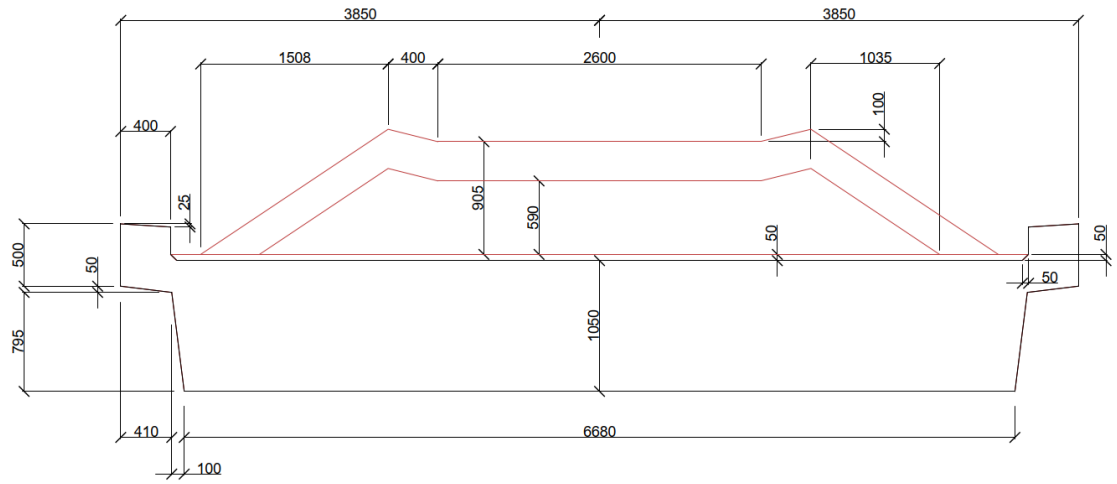
Kuva 4. Sillan Bul 2 poikkileikkaus.



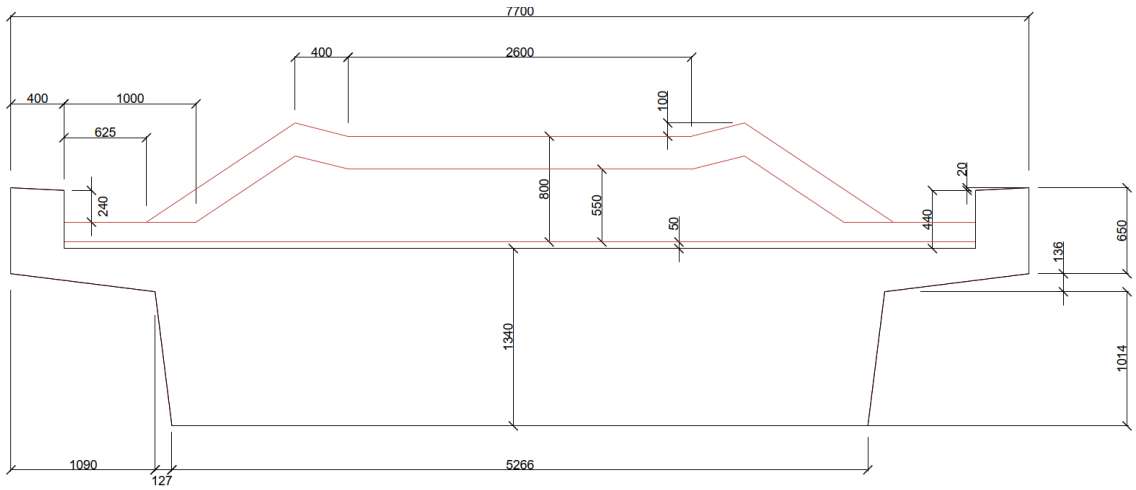
Kuva 5. Sillan Bul 3 poikkileikkaus.



Kuva 6. Sillan jBul 1 poikkileikkaus.



Kuva 7. Sillan jBul 2 poikkileikkaus.



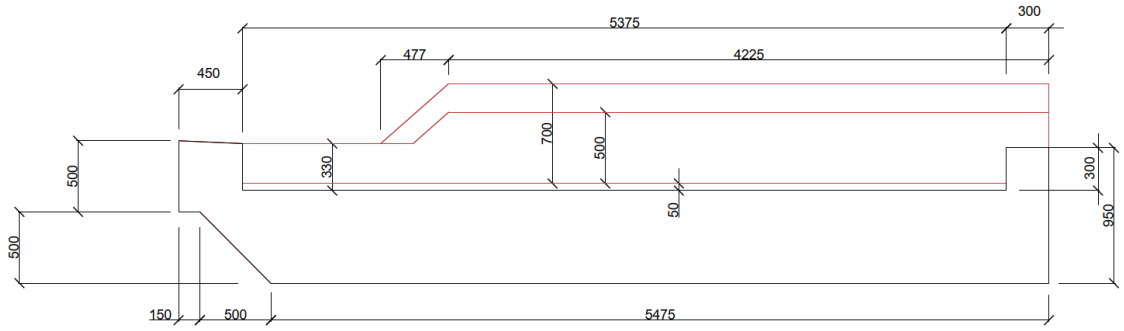
Kuva 8. Sillan jBul 3 poikkileikkaus.

LIITE C TUKIEHTOJEN HERKKYYSTARKASTELU

Tukiehtojen vaikutusta dynaamisen analyysin tuloksiin tutkittiin betonisen ulokelaattasillan avulla, joka ei kuulunut varsinaiseen tutkimuksen aineistoon. Sillan lähtötiedot ja poikkileikkaus on esitetty taulukossa 1 ja kuvassa 1.

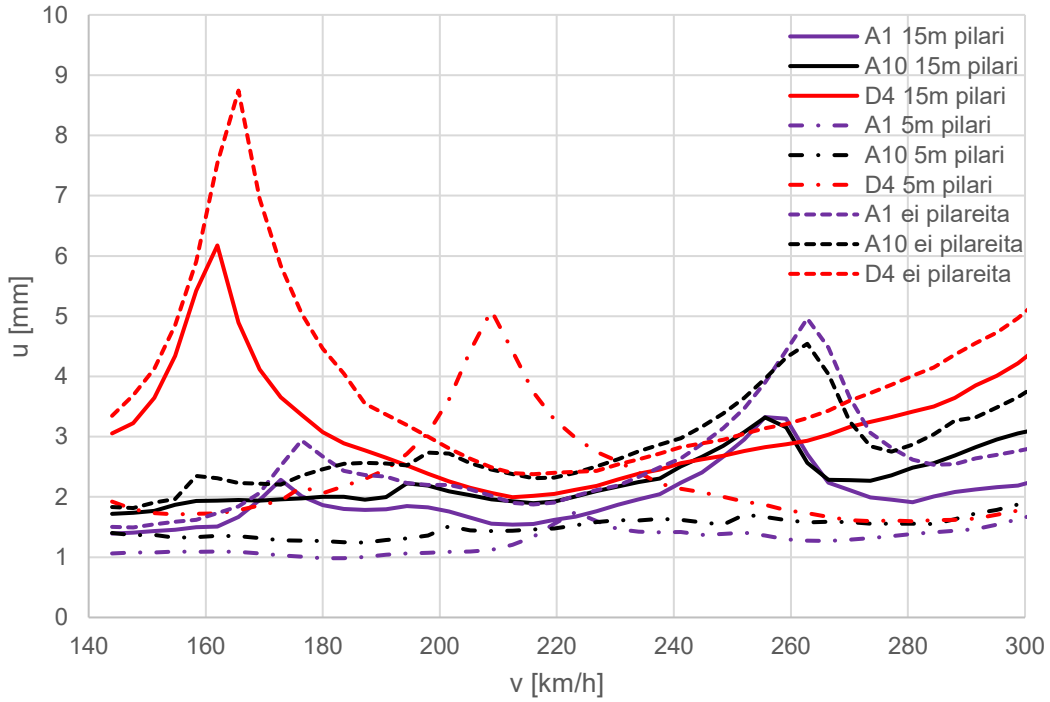
Taulukko 1. Sillan lähtötietoja

Jännemitat [m]	1,85+10+1,85
Hoikkuus	15,38
Betonin lujuus f_{ck} [MPa]	32 (K40)
Betonin tiheys [kg/m^3]	2500
Tukikerroksen tiheys max. ja min. [kg/m^3]	1800/1700
Pölkkyjen ja kiskojen paino [kN/m]	6,2
Kannen poikkileikkauksen pinta-ala A [m^2]	4,042
Kannen poikkileikkauksen neliömomentti I [m^4]	0,188
Kannen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys EI [GPa*m^4]	6,273
Suhteellinen vaimennus ς [%] (SFS-EN 1991-2)	2,2
Lisävaimennus ∆ς [%] (SFS-EN 1991-2)	0,035
Kokonaisvaimennus ς [%]	2,235
Päätypalkin ja siipimuurien paino [kg]	23000
Päätypalkin ja siipimuurien pistemassan etäisyys kannen päästä [m]	0
Kannen pään etäisyys tukilinjalta [m]	1,85
Kannen painon yläraja-arvio [kg/m]	17464
Pilareiden halkaisija [m]	0,8
Pilareiden betonin lujuus f_{ck} [MPa]	32 (K40)

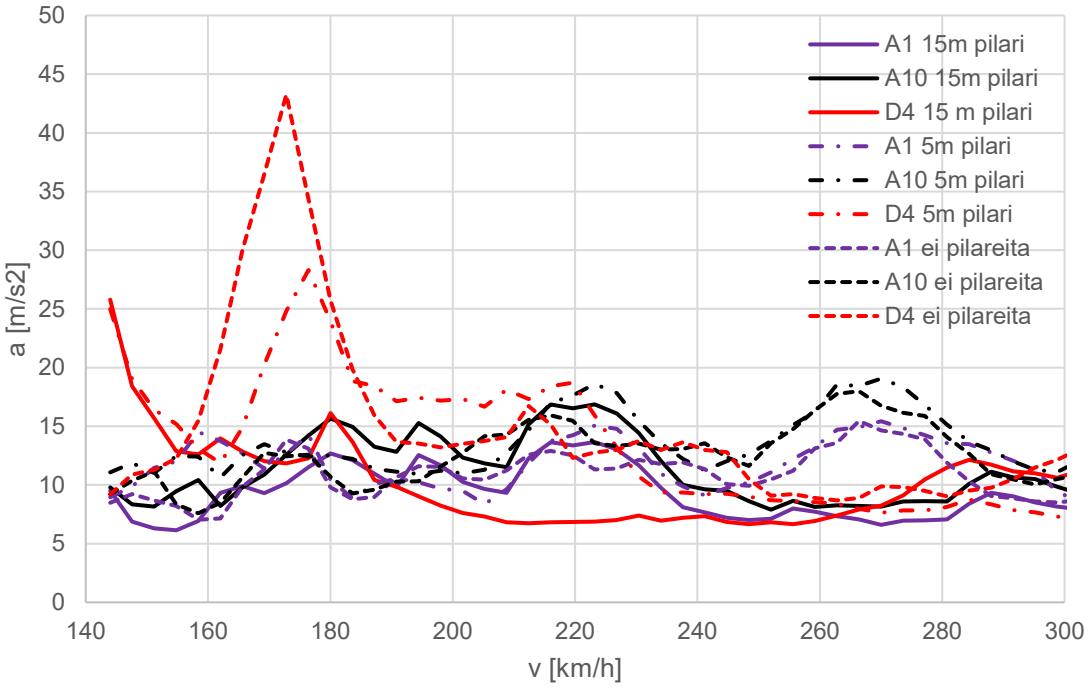


Kuva 1. Sillan poikkileikkaus

Alla on esitetty laskentatulokset eri rakennemalleille. Käytetyt rakennemallit on kuvattu kappaleessa 5.7.2. Laskenta suoritettiin massan yläraja-arviolla ja tuloksia ei ole kerrottu lisäkertoimella $1 + \frac{\varphi''}{2}$. Kuormat kohdistettiin kannen keskilinjalle.



Kuva 1. Kannen pystysiirtymät.



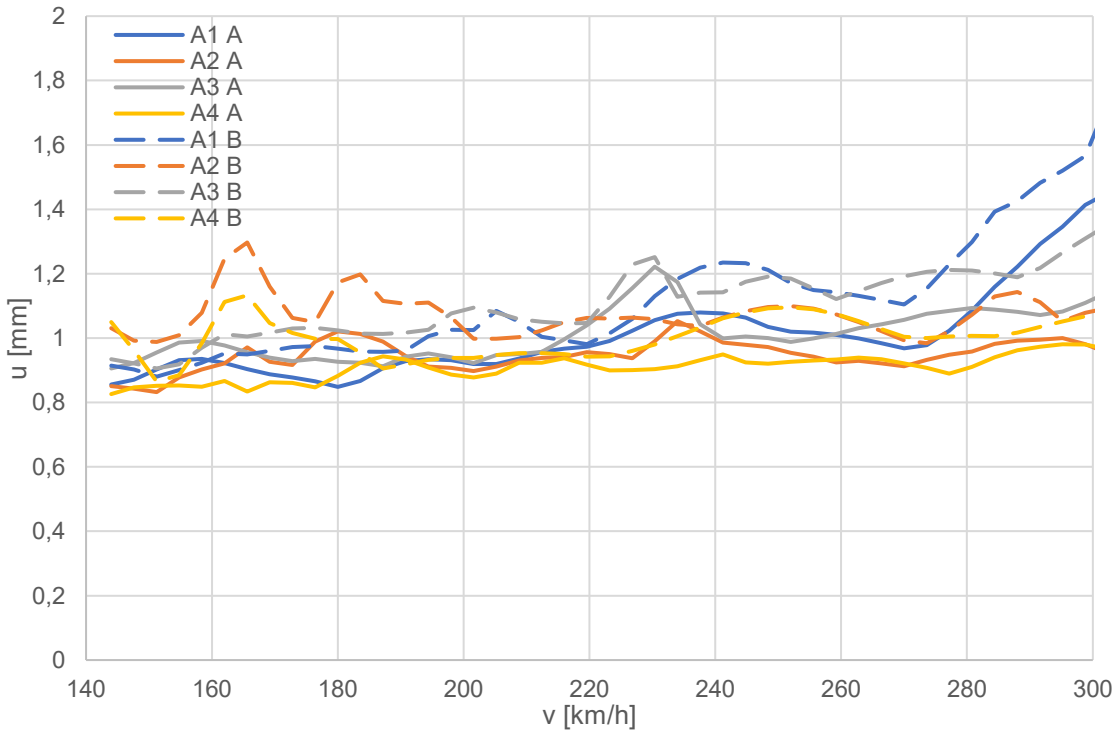
Kuva 2. Kannen pystykiihtyvyys.

LIITE D SIIRTYMÄLAATAN MALLINTAMISEN HERKKYYSTARKASTELU

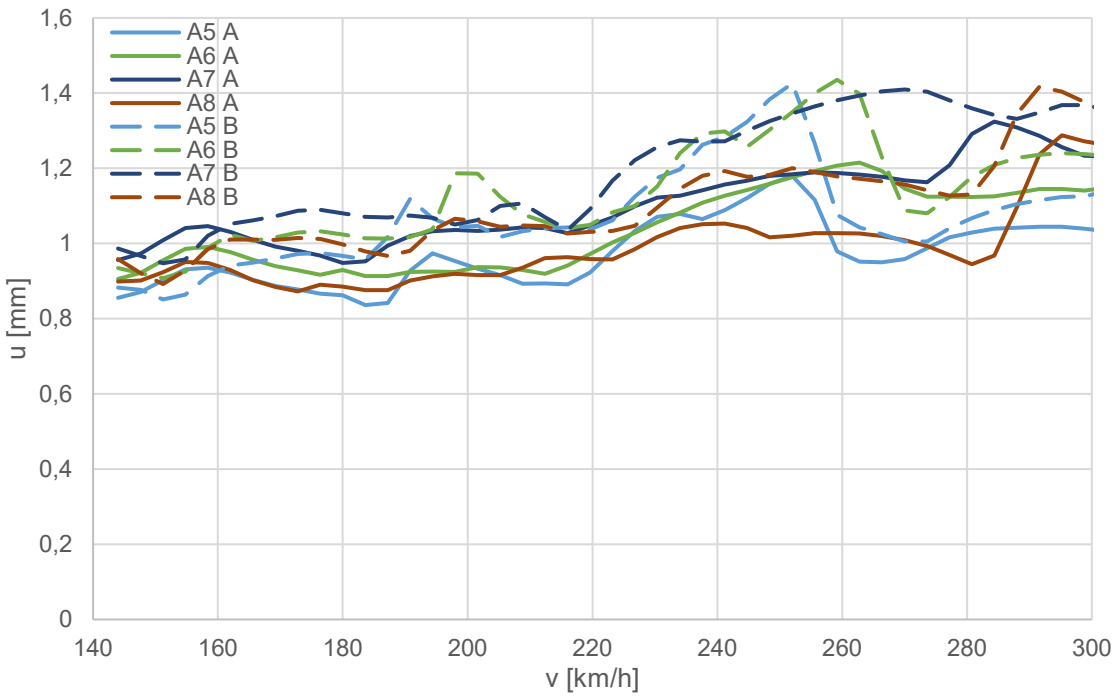
Taulukossa 1 on esitetty pystytaivutuksen 3 ensimmäistä ominaismuotoa tarkastellulle sillalle. Kuvissa 1–6 on lasketetut vasteet kummallakin rakennemallilla. Rakennemallit on kuvattu tarkemmin kappaleessa 5.7.3. Sillan lähtötiedot on esitetty kappaleessa 6.3.1.

Taulukko 1. Pystytaivutuksen ensimmäisiä ominaistaajuuksia massan yläraja-arviolla.

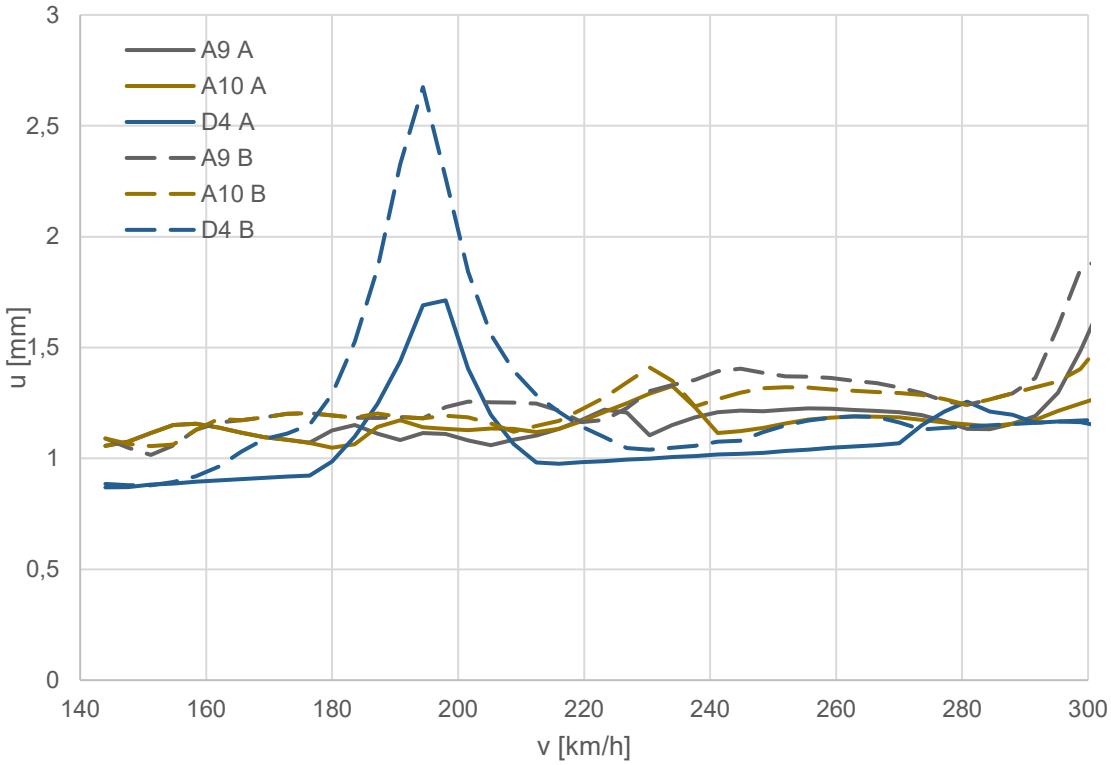
Pystytaivutuksen muoto	Ominaistaajuus malli A [Hz]	Ominaistaajuus malli B [Hz]
1	9,694	9,582
2	13,735	13,252
3	17,345	16,826



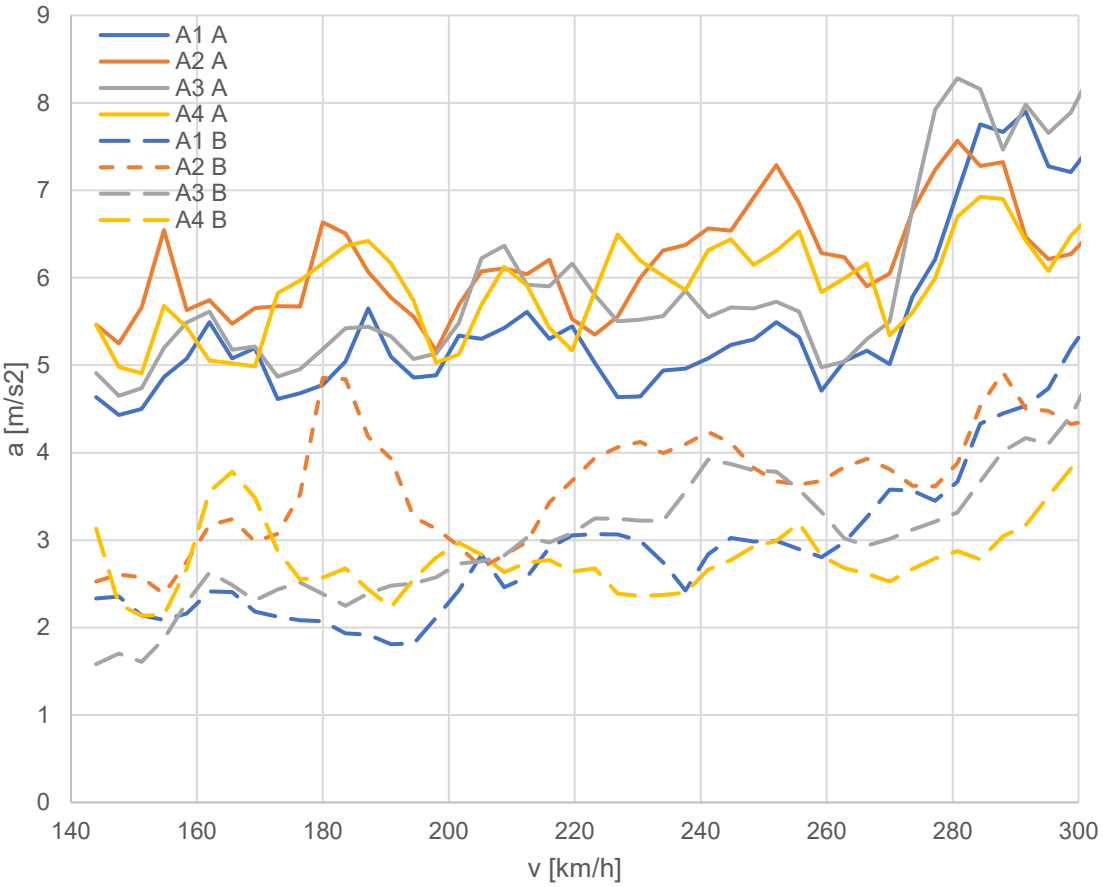
Kuva 1. Siirtymät A1-A4.



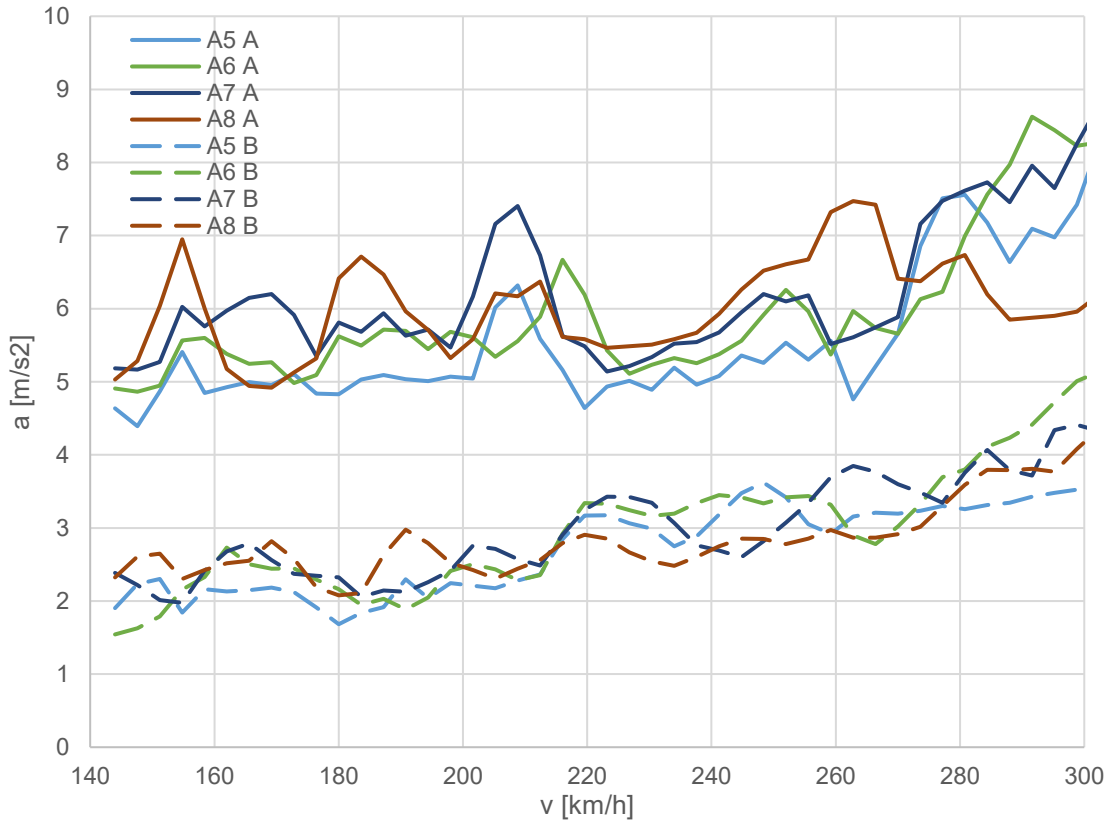
Kuva 2. Siirtymät A5-A8.



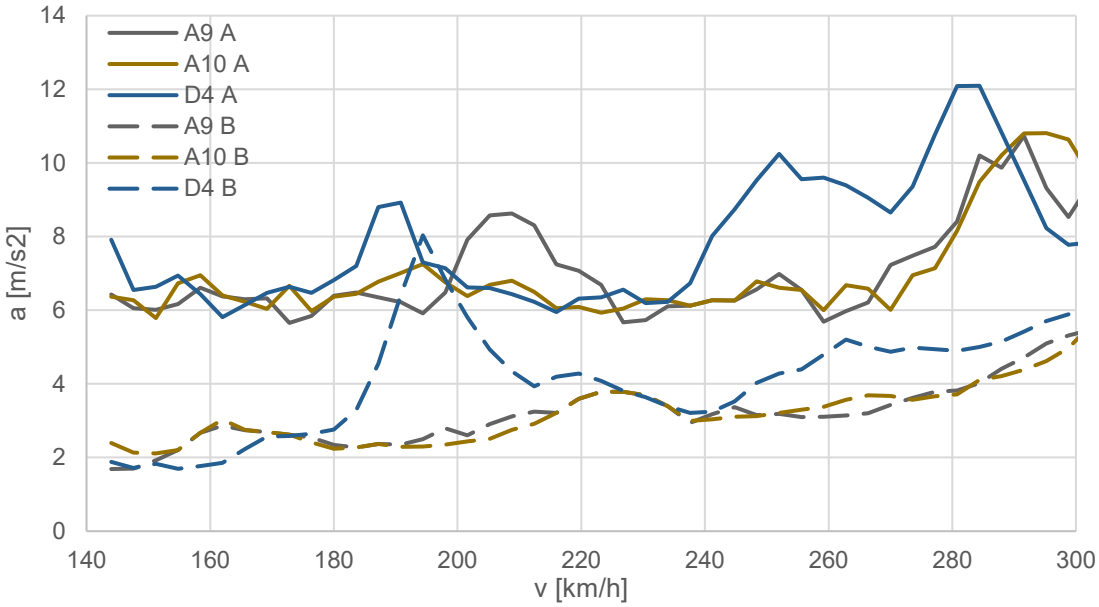
Kuva 3. Siirtymät A9-A10 ja D4.



Kuva 4. Kiihtyvyydet A1-A4.



Kuva 5. Kiihtyvyydet A5-A8.



Kuva 6. Kiihtyvyydet A9-A10 ja D4.