



# Vinoköysisillan köysistön ankkurointi pyloniin

Eero Särkkä

OPINNÄYTETYÖ  
Lokakuu 2021

Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma

## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakentamisen ylempi tutkinto-ohjelma

SÄRKKÄ, EERO:  
Vinoköysisillan köysistön ankkurointi pyloniin

Opinnäytetyö 71 sivua, joista liitteitä 1 sivu  
Lokakuu 2021

---

Sillan suunnittelu on haastava, lukuisia detaljeja sisältävä kokonaisuus, ja tehtävä on sitä monimutkaisempi, mitä monimutkaisempi siltatyyppejä on kyseessä. Erikoissiltojen kuten vinoköysisiltojen suunnittelussa on jo varhaisissa suunnitteluvaiheissa ottaa huomioon, miten kukin matkan varrella tehty valinta tulee vaikuttamaan muuhun suunnitteluun ja ratkaisuihin. Vinoköysisilta ei ole yleinen siltatyyppejä Suomessa. Ja tästä syystä vinoköysisiltojen rakenteita ja suunnittelua on kuvattu tarkemmin tämän työn kirjallisuustutkimuksen yhteydessä.

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on lisätä yrityksen tietoutta ja osaamista vinoköysisillan köysistön ankkurointiin pylonissa. Tietoutta hankittiin perehtymällä maailmalla käytettyihin ankkurointiratkaisuihin sekä ankkurointiratkaisujen suunnitelmiin. Ankkurointiratkaisuista tarkimmin perehdyttiin tapaustutkimuksen yhteydessä betonisen pylonin ja epäjatkuvan ankkurointilaatikon yhdistelmään. Epäjatkuvuus asetti haasteita määrittää kuormien jakautumista rakenneosien välillä sekä kuvata rakenteen toimintaa tarkasti FEM-ohjelmassa.

Tapaustutkimuksen yhteydessä opinnäytteen tekijälle muodostui hyvä kuva lähtötiedoista, jotka ohjasivat suunnittelua valittuun ratkaisuun. On kuitenkin selvää, että valittu ratkaisu ei ole teknillistaloudellisesti toimivin kaikissa tapauksissa. Tästä syystä jo esisuunnitteluvaiheessa on syytä syventyä eri rakenneosille asetettuihin vaatimuksiin ja vertailla niitä keskenään.

---

Asiasanat: vinoköysisilta, epäjatkuvuus, FEM, sillanrakennus, tapaustutkimus

## ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Master's Degree Programme in Construction Engineering

EERO SÄRKKÄ

Anchoring stay cables to pylon on cable-stayed bridge

Master's thesis 71 pages, appendices 1 pages  
October 2021

---

Bridge design is a complex task which includes various details. Complexity of design task increases on occasions where complex bridge type is chosen. When designing a special bridge like a cable-stayed bridge every design decision needs to be well thought to gain understanding which aspects will be affected based on decisions made. Cable-stayed bridge is rare bridge type in Finland; therefore, its structures and basics of design are represented on the literature study of this thesis.

Goal for this thesis is to increase knowledge and to gain skills to carry design of stay anchoring through. Literature study in addition with study of anchoring solutions and design solutions was carried out which gave good basis to understand what anchoring should look like. Further case-study was carried out for non-continuous steel anchor box embedded to concrete pylon. Challenges with non-continuous box were to define ration on which loadings are distributed and how to model the behaviour of the structure accurately.

Case-study gave good picture for the thesis maker to gain understanding what should be thought when choosing anchoring solution for a cable-stayed bridge. Still chosen option is not structurally or economically optimal solution for all cases, therefore it is important to understand requirements for each structure early during the design.

Key words: cable-stayed bridge, continuity, FEM, bridges, case study

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	8
2	SILLAN SUUNNITTELUN OHJEET .....	10
	2.1 Esisuunnitelma .....	11
	2.2 Yleissuunnitelma .....	12
	2.3 Siltasuunnitelma .....	12
	2.4 Rakennussuunnitelma .....	13
	2.4.1 Rakennelaskelmat .....	13
	2.5 Suunnitteluohjeet .....	14
3	VINOKÖYSISILTA .....	15
	3.1 Historia .....	16
	3.1.1 Varhaiset vaiheet .....	16
	3.1.2 Teollistumisen aika .....	17
	3.1.3 Modernit vinoköysisillat .....	17
	3.1.4 Vinoköysisillat nykyään .....	17
	3.2 Rakenteet .....	19
	3.2.1 Alusrakenne .....	19
	3.2.2 Pääkannattaja .....	19
	3.2.3 Pyloni .....	19
	3.2.4 Köydet .....	22
	3.2.5 Varusteet .....	22
	3.3 Rakenteellinen toiminta .....	22
	3.3.1 Köysivoimien virittäminen .....	26
	3.3.2 Muuttuvat kuormitukset .....	30
	3.3.3 Mitoitustilanteet .....	33
	3.4 Käyttö Suomessa .....	36
4	KÖYSISTÖN ANKKUROINTI PYLONIIN .....	38
	4.1 Tapaustutkimus .....	38
	4.2 Ankkurointiratkaisut .....	39
	4.2.1 Betonipyloni, jatkuva teräskotelo .....	39
	4.2.2 Betonipyloni, poikittain jännitetty teräskehä .....	40
	4.2.3 Betonipyloni, epäjatkuva teräskotelo .....	41
	4.2.4 Betonipyloni, satula-ankkuri .....	42
	4.2.5 Teräspyloni, silmukkalevy .....	43
	4.3 Rakenneanalyysi .....	44
	4.3.1 Kuormitusyhdistelmät ja yhdistelmien verifointi .....	50

4.4	Betonirakenteet.....	54
4.5	Teräsrakenteet.....	57
4.5.1	Ankkuripalkit.....	58
4.5.2	Ohjausputket.....	61
4.6	Liittovaarnat.....	63
4.7	Kokoamisjärjestys ja ympäristöolosuhteet.....	65
4.8	Kuormitusten syklisyys ja väsytyt.....	66
5	POHDINTA.....	69
	LÄHTEET.....	70
	LIITTEET.....	71
	Liite 1. Jousivapautuksen vaikutus kuormien jakautumiseen materiaalien välillä.....	71

**ERITYISSANASTO**

FEM	Finite Element Method, numeerinen menetelmä, jolla ratkaistaan siirtymiä ja voimasuureita tietokoneella
Ankkuri	Valmisosa, jolla köysi lukitaan asemaansa
Köysi	Teräspunoksista tai langoista muodostuva kokonaisuus, jolla välitetään kuormia
Pyloni	Pystyrakenne, jolla siirretään köysistöltä tulevat kuormat kantavaan maaperään
Taivutusmomentti	Apuvoimasuure, jolla kuvataan taivutetun rakenteen erästä rasiustilaa
Sag	Köyden oman painon aiheuttama riippuminen
Vaarna	Rakenne, joka välittää voimia leikkauksen välityksellä rakenteelta toiselle
KimMOTEORIA	Hooken lakiin perustuva teoria, jossa voiman ja venymän välillä oletetaan olevan lineaarinen yhteys

## ALKUSANAT

*Suuri kiitos esimiehilleni: Harri Koskiselle ja Mikko Leppäselle kärsivällisyydestä ja ymmärryksestä pitkällisen opiskeluprosessin läpiviemisessä. Joustoa on ollut molempiin suuntiin vähintäänkin riittävästi. Kiitos myös kollegalleni Ilkka Ojalalle, jonka myötävaikutuksesta tämän työn aihepiiriin syvennyin. Erityisimmän kiitoksen on ansainnut tätä työtä ohjannut opettajani Heikki Saarenpää. Ilman sinua leikki olisi jäänyt useasti kesken.*

*Tampereella poikkeuksellisen helteisenä kesänä ja kylmänä syksynä 2021*

*Eero Särkkä*

## 1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on selkeyttää toimeksiantajalle ja lukijalle vinoköysisillan suunnitteluun ja toimintaan liittyviä ilmiöitä. Tavoitteena on tutkia köyristön ankkuroimista pyloniin tapaustutkimuksen omaisesti. Teoreettinen tausta työlle muodostettiin alan kirjallisuuden ja Rambollissa työskentelevän silta-asiantuntija Ilkka Ojalan henkilöhaastattelun pohjalta. Kirjallisuustutkimuksen lisäksi ilmiöitä tarkasteltiin lähemmin laskennallisesti esimerkkisillan avulla, jotta opinnäytteen tekijälle muodostui syvällisempi ymmärrys myös käytännössä. Lähtöoletta-  
mus opinnäytetyölle on, että vinoköyisien ankkurointi pyloniin voidaan mallintaa FEM-ohjelmalla riittävän tarkasti, jotta laskentaohjelmasta saadut voimasuureet korreloivat riittävästi yksinkertaisemman käsin laskennan kanssa. Lähtöolettamusta vahvistettiin tapaustutkimuksen avulla, minkä yhteydessä tutkittiin erään ankkurointiratkaisun suunnittelua ja suunnitelmia tarkemmin. Tapaustutkimukseen päädyttiin opinnäytteen tekijän oltua osa ankkurointiratkaisun suunnitteluryhmää.

Sillan suunnittelu koostuu monesta erisuuruudesta tehtävästä: Suunnittelu alkaa väylän linjauksesta ja tasauksesta ja päättyy detaljitason suunnitelmiin. Osa tehtävistä on luonteeltaan matemaattisluonnontieteellisiä ja määräyksiin ja osa hyviin käytänteisiin perustuvia, suunnittelijalta toiselle periytyviä yksityiskohtia.

Sillan suunnittelun perustavaa laatua olevia tavoitteita ovat *turvallisuus, ylläpidettävyys, taloudellisuus ja ulkonäkö*. Suunnitelmaa voidaan pitää onnistuneena vain, kun kaikki neljä tavoitetta toteutuvat. Tavoitteiden keskinäisen tärkeysjärjestyksen määrittää seuraamus siitä, että tavoitetta ei saavuteta. Nämä, vaihtelevat ruman sillan aiheuttamasta epämieluisasta tunteesta ihmishenkien ja omaisuuden menettämiseen. Tästä syystä edellä luetellut tavoitteet ovatkin tärkeysjärjestyksessä. (Menn, Prestressed concrete bridges, 1990, 49)

Vinoköysisillan köyristön ankkuroinnin suunnittelu on vain pieni kokonaisuus vinoköysisillan suunnittelusta. Ankkuroinnin suunnittelu itsessään koostuu: Konseptisuunnittelusta, rakenneanalyysistä, rakenteen mitoituksesta, yksityiskohtien



detaljoimisesta sekä toteutussuunnitelmien laatimisesta. Tämän opinnäytetyön yhtenä tavoitteena on kuvata vinoköysisiltojen rakennetta ja suunnittelua siten, että sekä toimeksiantaja että lukija saa riittävän ymmärryksen vinoköysisiltojen maailmasta. Tavoitteena on käydä läpi erään kirjoitushetkellä toteutettavana olevan Euroopassa sijaitsevan kohteen rakenneanalyysia, rakenteen detaljointia sekä laskelmiin liittyviä erityispiirteitä.

Hyvä suunnittelija huomioi ja ymmärtää jo varhaisessa suunnitteluvaiheessa tekemiensä rakenteellisten ratkaisujen vaikutukset muihin rakenteisiin ja sillan kustannuksiin niin meneillä olevassa kuin tulevissa suunnitteluvaiheissa. Vinoköysisillan suunnittelua merkittävästi ohjaavia valintoja ovat jännevälin ohella köysitasojen ja pylonien määrä.

## 2 SILLAN SUUNNITTELUN OHJEET

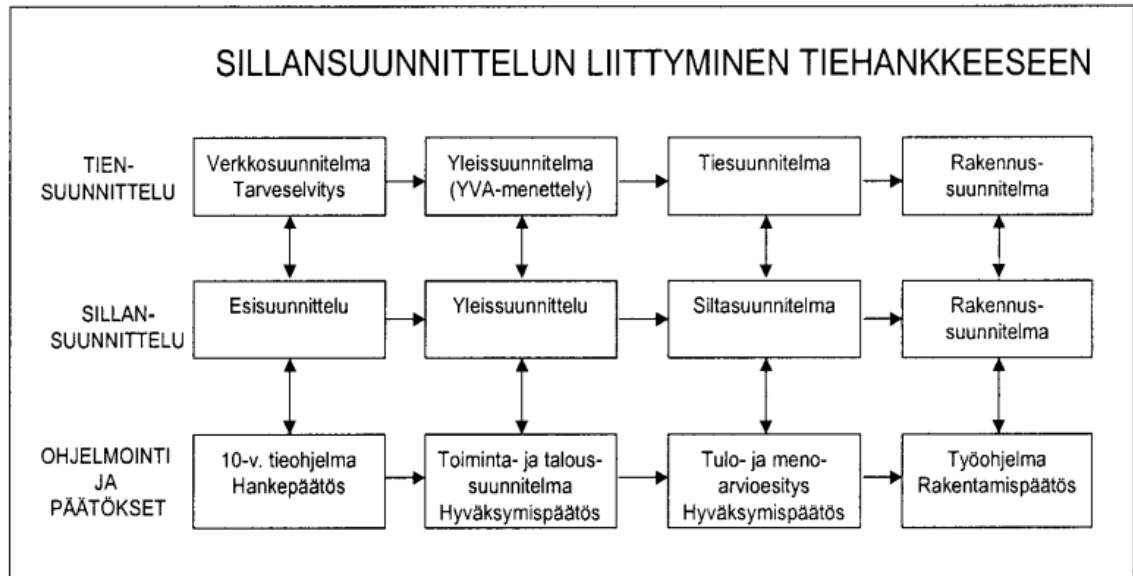
Tässä luvussa tehdään katsaus kirjoitushetkellä voimassa oleviin ohjeisiin, jotka säätelevät sillan suunnitteluun liittyvää dokumentaatiota, sekä ohjeisiin siltojen rakennelaskelmista. Jäljempänä tulevissa alaluvuissa 2.1–2.4 on kuvattu yleisesti tavanomaisen sillan suunnittelun vaiheita sekä erikoissiltojen, kuten vinoköysisillan suunnittelun tarkkuutta kussakin vaiheessa.

Siltatuotanto on osa tietuotantoa, joten normaalitapauksissa siltojen suunnittelu tehdään teiden suunnitteluvaiheiden mukaisessa järjestyksessä, ja eri vaiheissa laaditaan päätöksenteon kannalta tarpeellinen aineisto. Sillansuunnittelun päävaiheet ovat esisuunnittelu, yleissuunnittelu, siltasuunnittelu ja rakennussuunnittelu. Nämä vaiheet liittyvät vastaaviin tiesuunnittelun vaiheisiin. (Tiehallinto, 2000, 9)

Kaikkia suunnitteluvaiheita ei tarvita, mikäli siltapaikka ja siltatyyppi ovat tavanomaisia. Tavanomaisina siltoina voidaan pitää teräsbetonirakenteisia palkki- ja laattasiltoja. Välttämättömiä vaiheita sillan suunnittelulle ovat kuitenkin silta- ja rakennussuunnitelma. Siltasuunnitelma on hallinnollinen menettely, jossa rakennettavat väylät ja sillat esitetään käsittelyä varten kunnassa. Rakennussuunnitelmassa laaditaan varsinaiset toteutussuunnitelmat väylistä ja silloista.

Suunnitelmavaiheiden tarkoitukset ja suunnitelma-aineistojen sisältövaatimukset on kuvattu yksityiskohtaisesti *Siltojen suunnitelmat* teoksessa, teoksen on julkaissut Tiehallinto vuonna 2000. Rakennelaskelmien sisältö, jäsentely ja ulkoasu on kuvattu *Siltojen rakennelaskelmat* teoksessa (Liikennevirasto, 2012). Kummatkin näistä ohjeista ovat jo hieman aikaa nähneitä, sillä ne on julkaistu ennen nykykaisten suunnitteluohjelmien vakiintunutta käyttöönottoa. Mutta niissä esitetyt periaatteet ovat vieläkin hyviä. Eri suunnitteluvaiheiden liittyminen eri väyläsuunnittelun vaiheisiin on esitetty kuvassa 1, tarkemmat sisältökuvaukset suunnitelma-vaiheittain on esitetty jäljempänä alaluvuissa 2.1–2.4. Kirjoittaja on tässä yhteydessä käyttänyt tarkoituksella termiä väyläsuunnittelu, sillä tien, kadun, radan,

raitiotien tai muun väylän suunnittelu seuraa samaa kaavaa, vain termit muuttuvat hieman.



Kuva 1. Sillansuunnittelun vaiheiden liittyminen tiensuunnittelun vaiheisiin, ohjelmointiin ja hallinnollisiin päätöksiin (Tiehallinto, 2000).

Vinoköysisiltojen suunnittelu ei etene aivan yhtä säännönmukaisesti kuin tavanomaisten siltojen suunnittelu, sillä jotkin suunnittelun aikana tehtävät päätökset tulevat ohjaavat sillan muuta detaljointia voimakkaasti.

## 2.1 Esisuunnitelma

Sillan esisuunnitteluvaihe keskittyy pääosin suunniteltavan väylän linjausvaihtoehtojen tarkasteluun. Väylä voi olla tie, katu, rata tai raitiotie. Sillansuunnittelun kannalta tärkeintä on, että esisuunnitelman aikana luodaan lähtökohdat sillan yleissuunnittelua varten, sekä muodostetaan käsitys siltojen vaikutuksesta hankkeen kustannuksiin ja ympäristöön. Esisuunnitelmavaihetta ei tarvita, mikäli siltapaikat ja siltatyypit ovat tavanomaisia. Suunnitelma-aineistona esisuunnitelmassa laaditaan merkittävistä silloista luonnospiirustukset. (Tiehallinto, 2000).

Esisuunnitelmassa laaditaan vain suuria linjoja, siltatyyppejä ei ole vielä tässä vaiheessa lukittu. Suurissa hankkeissa esisuunnitelmaan liittyvien selvitysten jälkeen on useita etenemisvaihtoehtoja; esimerkiksi Kruunusilta-hankkeen esiselvityksissä punnittiin silta, tunneli- ja sähkölautta vaihtoehtojen toimivuutta Laajasalon liikenneyhteyksien parantamisessa. (Ojala, 2021)

## **2.2 Yleissuunnitelma**

Sillan yleissuunnitelmavaiheessa on tarkoitus valita hankkeen eri linjausvaihtoehtoista linjaus ja tasaus, jotka tuottavat edullisimman ratkaisun. Lisäksi tutkitaan rakentamisen vaikutuksia niin luontoon kuin ympäristöön ja laaditaan ympäristövaikutusten arviointi. Merkittäviin siltapaikkoihin voidaan silloista laatia useampia vaihtoehtoja. Suunnitelma-aineistona silloista laaditaan alustavat pääpiirustukset, selostukset, kustannusarviot ja suositukset jatkotoimenpiteistä. (Tiehallinto, 2000).

Yleissuunnitelmavaiheessa erikoissiltojen suunnittelussa pyritään päätyämään yhteen vaihtoehtoon. Tässä suunnitelmavaiheessa pyritään valitsemaan sillan ulkomuoto ja tärkeimmät rakenneratkaisut. Tärkeimpiä valintoja on päättää sillan staattinen rakenne, kuten pylonien lukumäärä, köysijako ja jännemitat. Jotta nämä valinnat voi tehdä, on päätettävä myös pää rakenneosien materiaali, esimerkiksi sillan kansi voidaan tehdä ortotrooppisena teräsrakenteena tai teräsbetonirakenteisena laattana. Suunnittelijan on vain ymmärrettävä, että valinta vaikuttaa moneen yksityiskohtaan matkan varrella ja huolehdittava, että kohteesta tulee eheä kokonaisuus. (Ojala, 2021)

## **2.3 Siltasuunnitelma**

Siltasuunnitelmassa valitaan yksi vaihtoehto, joka viedään hallinnolliseen käsittelyyn. Vaihtoehdon pitää olla ympäristöönsä soveltuva sekä rakentamis- ja käyttökustannuksiltaan edullinen siltaratkaisu. Suunnitelma-aineistoon lisätään edellisen vaiheen osalla mainittujen asioiden lisäksi määräluettelo, tuotevaatimukset

ja toteutustapaehdotus. Rakenteiden päämitat ja materiaalimenekit saadaan selville alustavilla rakennelaskelmilla. Laskelmien tarkkuuden on oltava sellainen, etteivät rakennussuunnitelmassa laaditut tarkemmat suunnitelmat kasvata sillan kustannuksia merkittävästi. (Tiehallinto, 2000).

Tässä suunnitteluvaiheessa vinoköysisillan suunnittelussa täydennetään yleissuunnitelman valintojen mukaista detajiiikkaa ja päätetään, kuinka detaljeja lähdetään ratkaisemaan. Perustavaa laatua olevia detaljeja ovat muiden muassa köysistön ankkurointi pyloniin sekä kannen vaakajäykistys ja perustamistapa, joiden on hyvä olla selvillä ennen rakennussuunnitteluun siirtymistä. (Ojala, 2021)

## **2.4 Rakennussuunnitelma**

Rakennussuunnitelma laaditaan hyväksytyin siltasuunnitelman mukaisista silloista. Suunnitelmissa esitetään kaikki rakenteet sellaisina kuin ne toteutetaan. Suunnitellut ratkaisut osoitetaan luotettaviksi rakennelaskelmin, joiden perusteella voidaan määrittää käytettävät materiaalit sekä niiden menekit. Suunnitelma-aineistona edellisissä vaiheissa olleet luonnokset ja pääpiirustukset korvautuvat yleispiirustuksella ja rakennepiirustuksilla, muutoin luettelot ja listaukset ovat samat kuin aiemmissa vaiheissa. (Tiehallinto, 2000).

Rakennussuunnitelmavaiheessa viimeistellään aikaisempien vaiheiden suunnitelmat. Mitä paremmin edelliset vaiheet on tehty, sitä parempi rakennussuunnitelmasta tulee. (Ojala, 2021)

### **2.4.1 Rakennelaskelmat**

Rakennelaskelmien tarkoituksena on osoittaa, että rakenteet on suunniteltu ohjeiden ja määräysten mukaisesti riittävän pätevien henkilöiden toimesta, jolloin rakenteiden voidaan olettaa olevan turvallisia käyttää ja niiden pitkäaikaiskestävyys täyttää vaatimukset. (Liikennevirasto, 2012, 7)

Vinoköysisillat ovat lähes poikkeuksetta hankkeita, joissa on tarvetta käydä suunnitteluperusteet läpi tilaajan ja tilaajan ammattilaisten kanssa. Jotkin rakennelaskelmiin liittyvät asiat on ohjeistettu päätettäväksi hankekohtaisesti.

## 2.5 Suunnitteluohjeet

Siltojen ja siltamaisten insinöörirakenteiden suunnittelua säätelee Suomessa kirjoitushetkellä Väylävirastona tunnettu instanssi. Väylävirasto, tai sitä edeltäneet instanssit ovat laatineet kansalliset ohjeet, joiden mukaisesti sillat on Suomessa suunniteltava. Kansallisten ohjeiden numerointi mukailee tällä hetkellä käytössä olevan eurokoodin numerointia.

Alla on lueteltu siltojen suunnitteluun liittyvät NCCI-ohjeet. (Väylävirasto, 2021)

- NCCI 1 Kuormat
- NCCI 2 Betonirakenteet
- NCCI 4 Teräs ja liittorakenteet
- NCCI 5 Puurakenteet
- NCCI 7 Pohjarakenteet

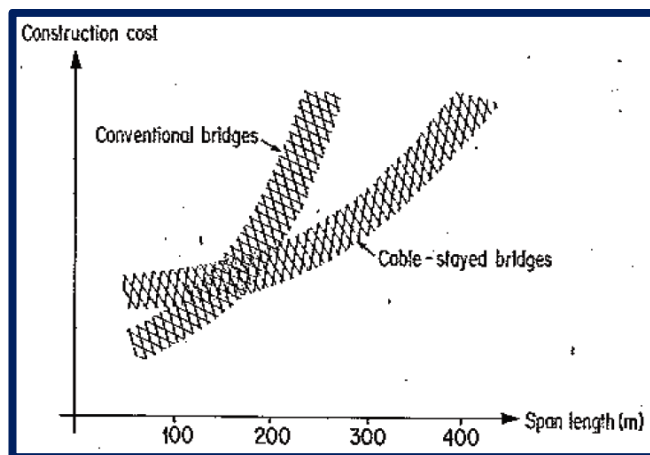
NCCI-ohjeiden on tarkoitus täydentää käytössä olevaa eurokoodia ja täsmentää asioita, joita eurokoodissa ei ole kuvattu riittävällä tarkkuudella siltojen suunnittelun näkökulmasta. Erityispiirteenä NCCI 2 Betonirakenteiden suunnitteluohjeessa voidaan pitää leikkaukseen liittyvien ilmiöiden kestävyyslaskentaa. Näiden ilmiöiden osalta on päätetty jäädä käyttämään eurokoodia edeltäneen rakentamismääräyskokoelman mukaisia laskentamenetelmiä.

NCCI-ohjeet rajaavat köysisillat soveltuvuutensa ulkopuolelle ja esittävät vaatimuksia Väyläviraston hankekohtaisille lisämääräyksille.

### 3 VINOKÖYSISILTA

Tässä luvussa käydään lyhyesti läpi siltojen ja vinoköysisiltojen historiaa, rakenteita, käyttöä Suomessa sekä perehdytään lyhyesti sillan rakenteelliseen toimintaan yksinkertaisen mitoitusesimerkin avulla.

Vinoköysisilta on käytännöllinen siltaratkaisu, kun siltapaikka vaatii pitkän jännevälin käyttöä. Vinoköysisillalla ei kuitenkaan päästä yhtä pitkiin jänneväleihin kuin riippusillalla. Jännemitan ollessa yli 150 metriä on vinoköysisilta tavanomaisia siltoja kustannustehokkaampi ratkaisu. Tätä on havainnollistettu kuvaajassa 1.



Kuvaaja 1. Siltatyypin rakentamiskustannukset (Prestressed concrete bridges, 1990, 414)

Kirjoittamishetkellä maailman pisin jänneväli vinoköysisillalla on 1104 m (Russky Bridge, Wikipedia) ja pisin jänneväli riippusillalla on 1991 m (Akashi Kaikyō Bridge, Wikipedia).

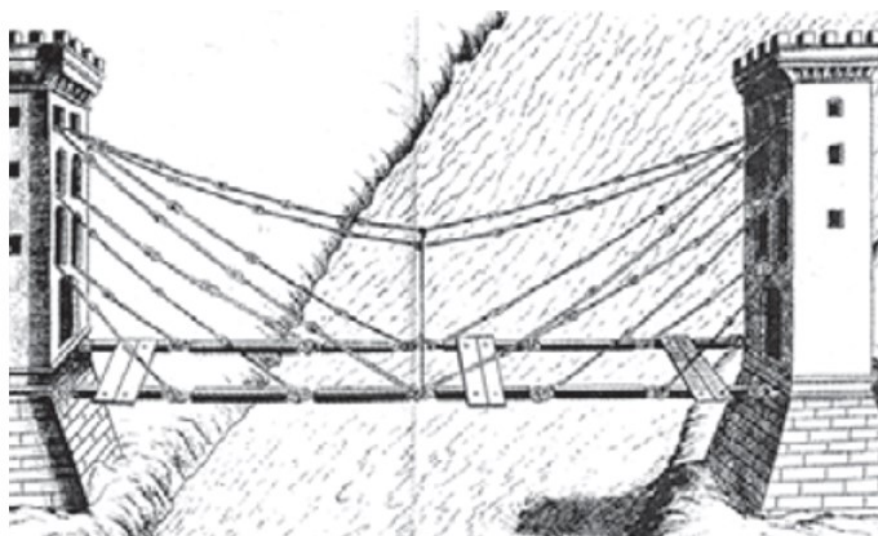
## 3.1 Historia

Tässä aluvussa on nostettu esille vaiheita, joilla on ollut myötävaikutusta sillan suunnitteluosaamisen kehittymiseen. Suuri osa seuraavien kappaleiden teksteistä on vapaamuotoisia lainauksia Rakennusinsinöörien liiton julkaisusta RIL-179-2018.

### 3.1.1 Varhaiset vaiheet

Siltoja on rakennettu muutama tuhat vuotta, varhaisimmat sillat Suomessa ovat olleet kokemuksepäisesti laadittuja kylmiä kivikaarirakenteita. Kylmällä rakenteella tarkoitetaan sitä, että luonnonkivistä tehty latomus pysyi kasassa painovoimaisesti ilman laastia. Puuta on käytetty Suomessa siltojen materiaalina niin kauan kuin Suomessa on ollut asutusta. Puun heikkoutena on kuitenkin aina ollut sen rajallinen käyttöikä. (RIL 179-2018, 2018, 15–17)

Renessanssin aikaan keksijä Fausto Verantius luonnosteli vinoilla köysillä kannatellun siltarakenteen (Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide, 47).



Kuva 2. Silmukkatangoilla kannateltu silta 1617 (Cable-Stayed Bridges : 40 Years of Experience)



### 3.1.2 Teollistumisen aika

Teollistuminen mahdollisti prosessoitujen materiaalien hyödyntämisen siltojen rakentamisessa, jolloin luonnonmateriaalit, kuten puu ja kivi korvautuivat lujemmilla materiaaleilla, kuten teräs ja betoni. Uusien materiaalien myötä myös siltojen pituudet kasvoivat vaatimattomista ojien ylityksistä merkittävän kokoiseen siltaratkaisuihin. (RIL 179-2018, 2018)

Teollistumisen myötä myös ymmärrys rakenteiden lujuudesta ja rakennelaskelmista kasvoi ja yleistyi, mikä mahdollisti uusien siltaratkaisujen syntymisen. 1800-luvulla on rakennettu siltoja, jotka ovat olleet toiminnaltaan yhdistelmä vinoköysisiltää sekä riippusiltää. Vanhimpana vielä olemassa olevana vinoköysisiltana pidetään yhdysvaltojen Texasin osavaltiossa sijaitsevaa Bluff Dale -siltaa. (Cayble-Stayed Bridge, Wikipedia)

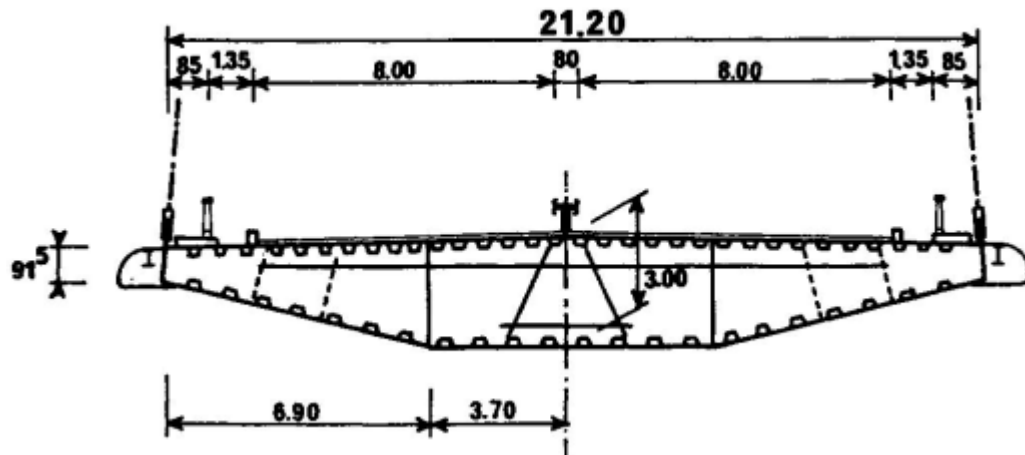
### 3.1.3 Modernit vinoköysisillat

Vinoköysisiltojen suunnittelun merkittävimpinä myötävaikuttajina voidaan pitää Fabrizio de Mirandaa, Riccardo Morandia, ja Fritz Leonhardtia. Ensimmäisenä isona modernina teräskantisena vinoköysisiltana pidetään Ström sundin -siltaa ruotsissa. (Cayble-Stayed Bridge, Wikipedia)

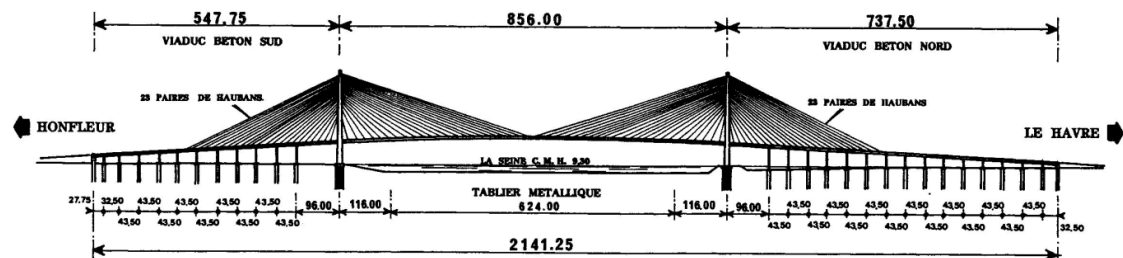
### 3.1.4 Vinoköysisillat nykyään

Nykyaikaisten vinoköysisiltojen ensimmäisenä siltana voidaan pitää M. Virlogeuxin suunnittelemaa Normandien siltaa, joka vihittiin käyttöön 1995. Normandien sillan erityispiirteinä voidaan pitää päätöstä toteuttaa silta yhteen tasoon sijoitetulla köysistöillä. Yksi köysitaso tarkoitti, että poikkileikkauksen täytyy olla riittävän massiivinen, jotta rakenteesta löytyy riittävästi vääntöjäykkyyttä. Poikkileikkauksesta ei kuitenkaan tahdottu massiivista painonsa puolesta, jotta pylonit pysyisivät siroina sillan pituussuunnassa. Nämä kriteerit saavutettiin käyttämällä

pääjäteessä ortotrooppista teräskoteloä, jonka poikkileikkaus on esitetty kuvassa 3. rakenteen sivukuva kuvassa 4 (Design and construction of Normandie bridge, IABSE, 1991).



Kuva 3. Normandie sillan poikkileikkaus (IABSE, 1991)



Kuva 4. Normandie sillan sivukuva (IABSE, 1991)

Suomessa vinoköysisiltojen rakentamisen kulta-aika sijoittui 1990-luvulle, jolloin merkittävin osa Suomen vinoköysisilloista on rakennettu. 2020-luku näyttää lupaavalta uudelta aalloilta, sillä Suomessa on kirjoitushetkellä käynnissä Suomen pisimmän sillan, eli Kruunuvuoren sillan toteuttaminen. Silta on tyypiltään liittorakenteinen vinoköysisilta.

## **3.2 Rakenteet**

### **3.2.1 Alusrakenne**

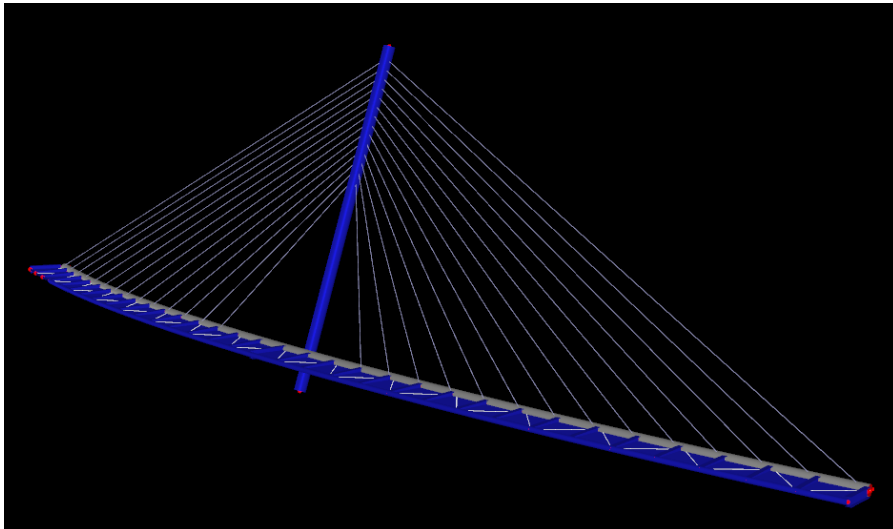
Alusrakenteen tarkoitus on siirtää sillan omapaino ja sillalle tulevat rasitukset (hyötykuormat) kantavaan maaperään. Sillan alusrakenteita ovat maa-, väli- ja päätytuot. Vinoköysisillassa ei välttämättä ole kuin yksi välituki, jonka varaan pyloni ja pääkannattaja tukeutuvat.

### **3.2.2 Pääkannattaja**

Pääkannattajan tarkoitus on siirtää rasitukset joko suoraan tai välillisesti muille rakenneosille. Pääkannattajaan kohdistuu köysistöstä puristava aksiaalinen rasitus ja ulkoisista kuormista taivutus- ja leikkausrasitus. Pääkannattaja on hyvin maltillisesti taivutettu, kun köysistö on viritetty onnistuneesti. Köysitasojen lukumäärä vaikuttaa suuresti pääkannattajan mittasuhteisiin. Mikäli sillassa on yksi köysitaso, on pääkannattajan oltava poikkileikkaukseltaan sellainen, että sillä on riittävä kyky vastustaa vääntöä. Tällainen poikkileikkaus on esimerkiksi kotelo-poikkileikkaus.

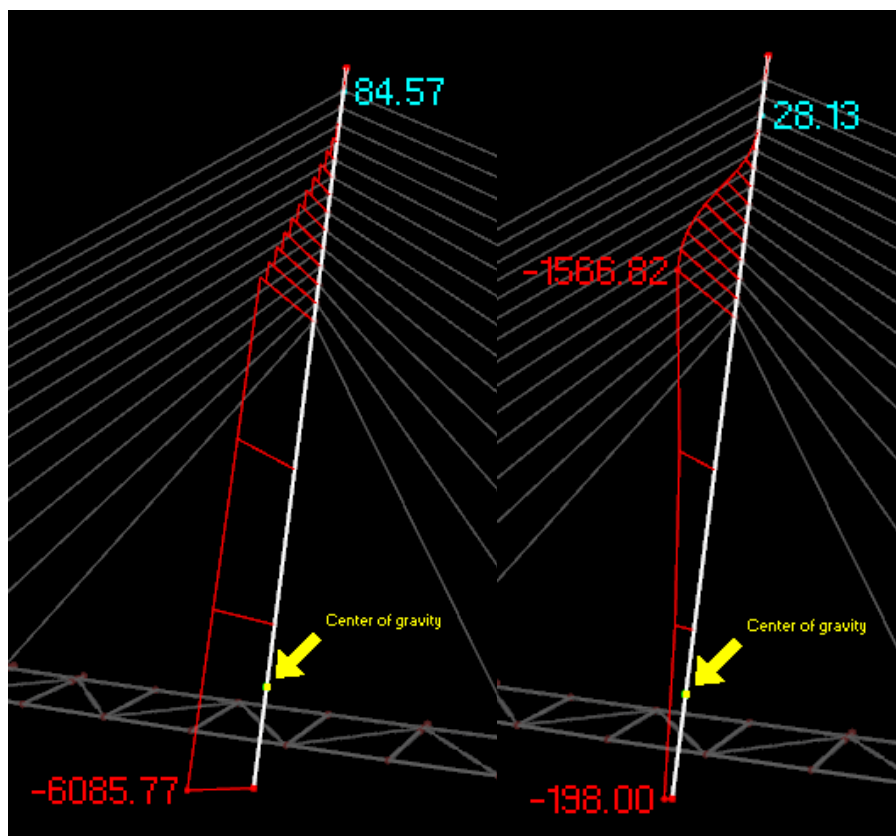
### **3.2.3 Pyloni**

Pyloni siirtää suurimman osan rasituksista alusrakenteille. Pylonin ja alusrakenteiden liitos pyritään saamaan momentittomaksi pysyville kuormille, koska merkittävin vaakakuorma tuuli aiheuttaa pylonin kantaan isoimmat rasitukset. Pylonin oikealla sijoittelulla ja köysin virityksellä saadaan pylonin juuren taivuttavat rasitukset nolaksi. Tämä saavutetaan yksinkertaisuudessaan sillä, että pylonin akseli kulkee sillan painopisteen kautta. Tämän ehdon toteutuessa on pylonin sijoittelu hyvin vapaata. Tasossa kaarevan sillan geometriaa on havainnollistettu kuvassa 5.



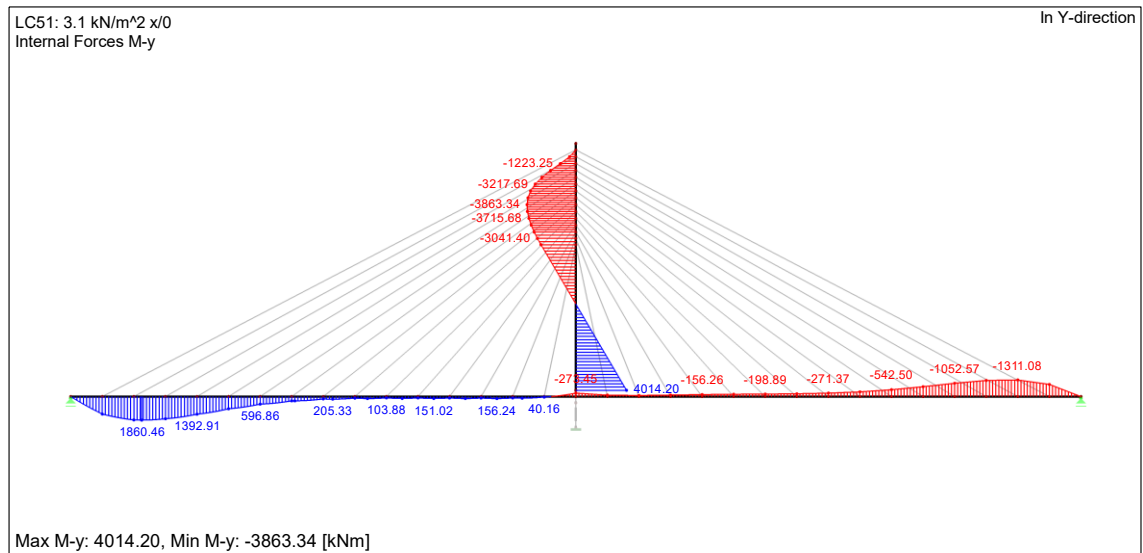
Kuva 5. Tasossa kaarevan köysisillan geometria

Sillan geometria ei vaikuta pylonin voimasuureisiin, kun rakenteet on sijoitettu hyviin periaatteisiin perustuen kuvassa 6 näytetään pylonin normaalivoima ja taivutusmomentti omille painoille.



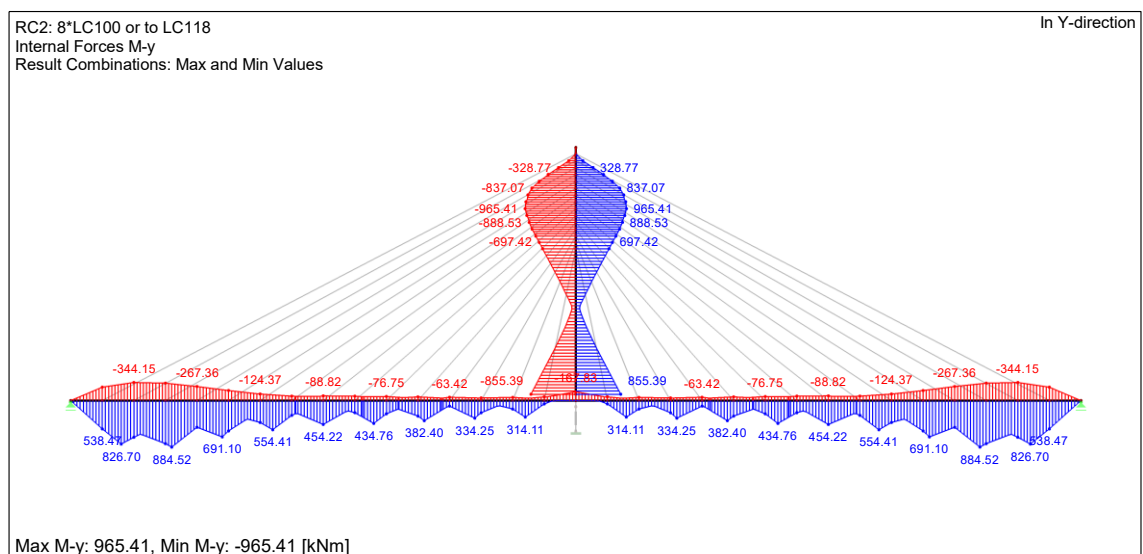
Kuva 6. Normaalivoima- ja taivutusmomentti -kuvaajat

Pylonissa on merkittävä taivutusrasitus sillan pituussuunnassa, kun tungoskuorma on vain yhdellä sillan jänteistä, tungoskuorman arvo on määritetty NCCI 1 -ohjeen mukaisesti ja esitetty kuvassa 7.



Kuva 7. Tungoskuorman aiheuttama taivutusrasitus

Vastaavasti esimerkiksi huoltoajoneuvo tai muu liikkuva kuorma aiheuttaa kuvassa 8 esitetyn verhoikäyrän mukaiset rasitukset.



Kuva 8. Huoltoajoneuvon aiheuttama taivutusrasitus

Pylonin korkeus vaikuttaa olennaisesti rakenteen toimivuuteen. Hyvänä nyrkkisääntönä yksipyylonisen vinoköysisillan pylonin korkeudelle voidaan pitää 20...25 % köysistöllä kannateltujen jänteiden summasta. Kaksipyylonisessa vinoköysisillassa hyvä lähtökohta pylonin korkeudelle on noin 40 % pääaukosta.

### **3.2.4 Köydet**

Köydet siirtävät pääkannattajan rasitukset pylonille. Köydet voidaan järjestellä pyloniin lukuisin eri tavoin, ja tehokkainta olisi sijoittaa köydet viuhkamaisesti pylonin yläosaan, toisaalta yhteen pisteeseen sijoittaminen tekee köysien ankkuroinnin detaljoinnista todella vaikeaa. Toinen tavallinen tapa on sijoittaa köydet harppumaisesti, eli köydet ovat tällöin keskenään samansuuntaiset. Yllä olleissa kuvissa 5–8 on näiden kahden tavan välimuoto.

### **3.2.5 Varusteet**

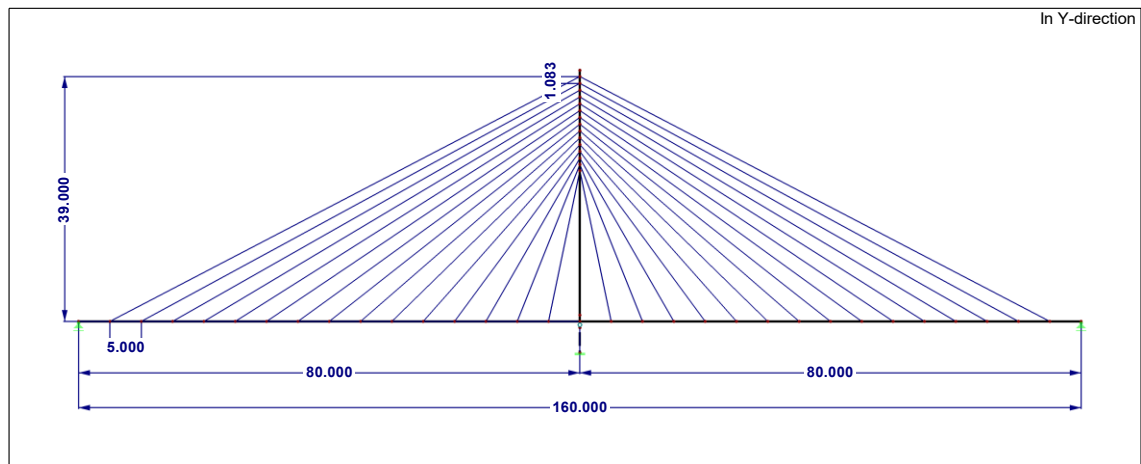
Jotta silta on käyttäjilleen mahdollisimman toimiva kokonaisuus, on siltaa yleensä varusteltava. Tavanomaisimpia sillan varusteita ovat laakerit, liikuntasaumalaitteet ja kaiteet, joilla on myös suuri merkitys rakenteen toiminnalle ja käytettävyydelle. Nykytrendinä Suomessa on ollut, että erikoissillat varustetaan myös monitorilaitteistolla, jotta sillan käyttäytymistä voidaan seurata. Joissain kohteissa sillat varustetaan myös vaimentimilla, jotta ihmisten aiheuttaman värähtelyn kiihtyvyydet saadaan pidettyä mukavuusrajojen sisäpuolella.

## **3.3 Rakenteellinen toiminta**

Luvussa 3.3 ja sen aliluvuissa käsitellään esimerkkirakenteena yksipyylonista vinoköysisiltaa, jonka pääkannattaja rakennetaan yhdessä vaiheessa. Esimerkki ei edusta kaikkia mahdollisia vinoköysisilloja, mutta antaa edustavan kuvauksen toiminnasta yleensä ja vaiheista jolla suunnittelua edistetään.

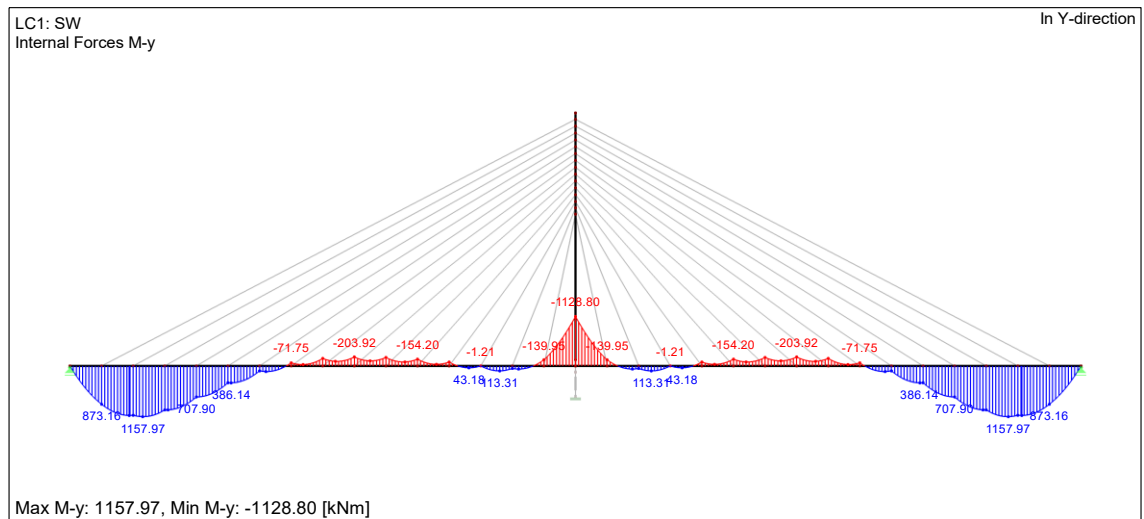
Vinoköysisilta vaatii hyvin toimiakseen köysien virityksen. Ideaalitalanteessa omapaino aiheuttaa pylonin juureen vain aksiaalista rasiitusta. Virityksen ansiosta pääkannattajan taivutusrasitukset ovat hyvin pienet, ja ne ovat jakautuneet kuin jatkuvalla palkilla. Suoran symmetrisen vinoköysisillan köysien viritys voidaan ratkaista lineaarisen kimmoteorian mukaisella rakennemallilla. Sillan voimasuureet saadaan ratkaistua sellaisella tarkkuudella, että poikkileikkauksille voidaan määrittää oikeat suuruiset poikkileikkaukset ja niiden perusteella voidaan muodostaa sillalle määriin perustuva kustannusarvio.

Otetaan esimerkiksi yksipyloininen kevyenliikenteen silta, jonka jännemittojen summa  $80 + 80 = 160$  metriä. Luodaan rakennemalli, joka kuvaa kyseistä rakennetta käyttäen pylonin ja pääkannattajan mallintamiseen palkkielementtejä, joilla on kyky vastustaa taivutusta. Köysiä kuvataan elementeillä, joilla ei ole taivutusjäykkyyttä. Muut rakenteet kuten kansi, päällyste ja kaiteet, kuvataan vain kuormina. Rakennemalli on esitetty kuvassa 9.



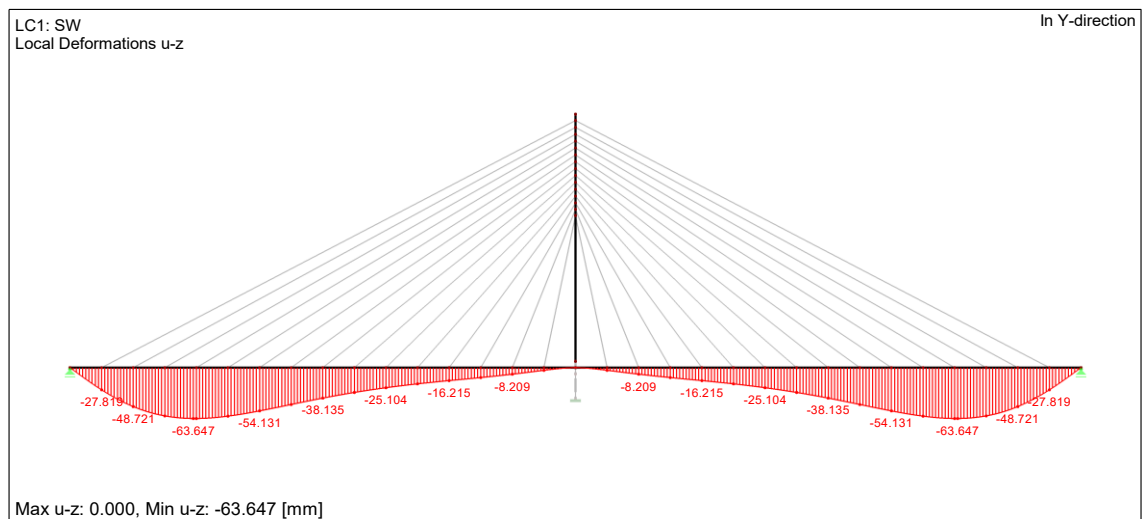
Kuva 9. Vinoköysisillan rakennemalli [m]

Taivutusmomentti  $M_y$  jakautuu pääkannattajassa omapainon vaikutuksesta kuvassa 10 esitetyllä tavalla. Silta on symmetrinen ja pyloni on poikkileikkauksessa keskeisesti sijoitettu, joten pylonissa ei ilmene taivutusrasitusta.



Kuva 10. Omanpainon aiheuttama taivutus My [kNm]

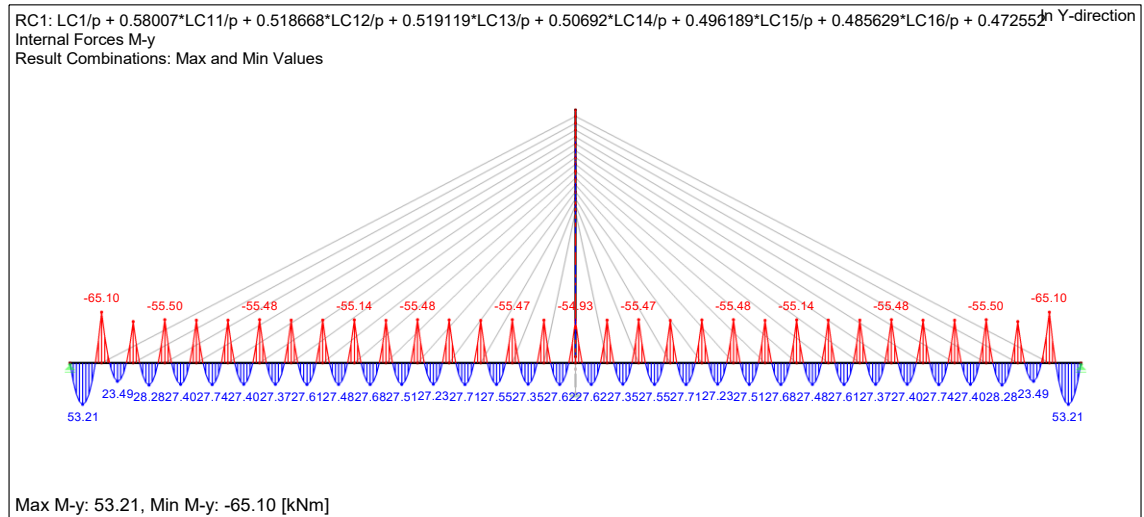
Omien painojen aiheuttama taipuma ilman köysien viritystä on esitetty kuvassa 11. Sillan tuet oletetaan tässä vaiheessa täysin painumattomiksi. Myöhemmissä suunnitteluvaiheissa sillan tuennat on syytä kuvata siten, että alusrakenteiden mahdollinen painuma tai kokoon puristuminen tulee huomioiduksi globaaleja voimasuureita laskiessa.



Kuva 11. Omien painojen aiheuttama taipuma [mm]

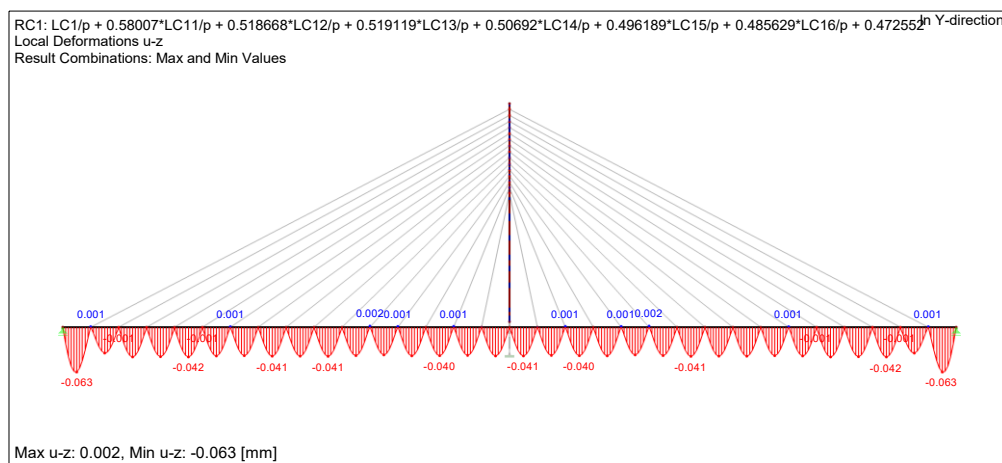


Köysien virittämisen jälkeen taivutusmomenttikuvaaja esitetty kuvassa 12. Köydet toimivat kuin jatkuvan palkin tuet, joten taivutusmomenttikuvaaja on lähes identtinen jatkuvan palkin taivutusmomenttikuvaajan kanssa.



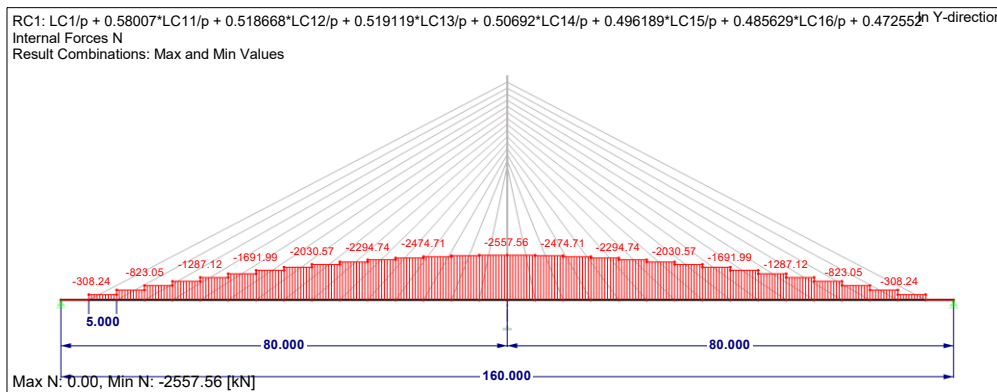
Kuva 12. Virityksen jälkeinen My-kuvaaja [kNm]

Köysien virittämisen jälkeinen taipuma on esitetty kuvassa 13: virityksen tavoitteena on ollut löytää siirtymätila, jossa kukin köyden ja päällysrakenteen yhtymäpiste on siirtymätön.



Kuva 13. Virityksen jälkeinen taipumakuvaaja [mm]

Köysien geometria ja niiden lyhentäminen aiheuttavat pääkannattajaan puristavan normaalivoiman: esimerkissä sillan pääkannattaja on massiivinen teräsputki, jolloin kyseinen noin 2,6 MN voima aiheuttaa poikkileikkaukseen 34 MPa jännityksen. Normaalivoimaa on esitetty kuvassa 14.



Kuva 14. Virityksen jälkeinen normaalivoimakuvaaja [kN]

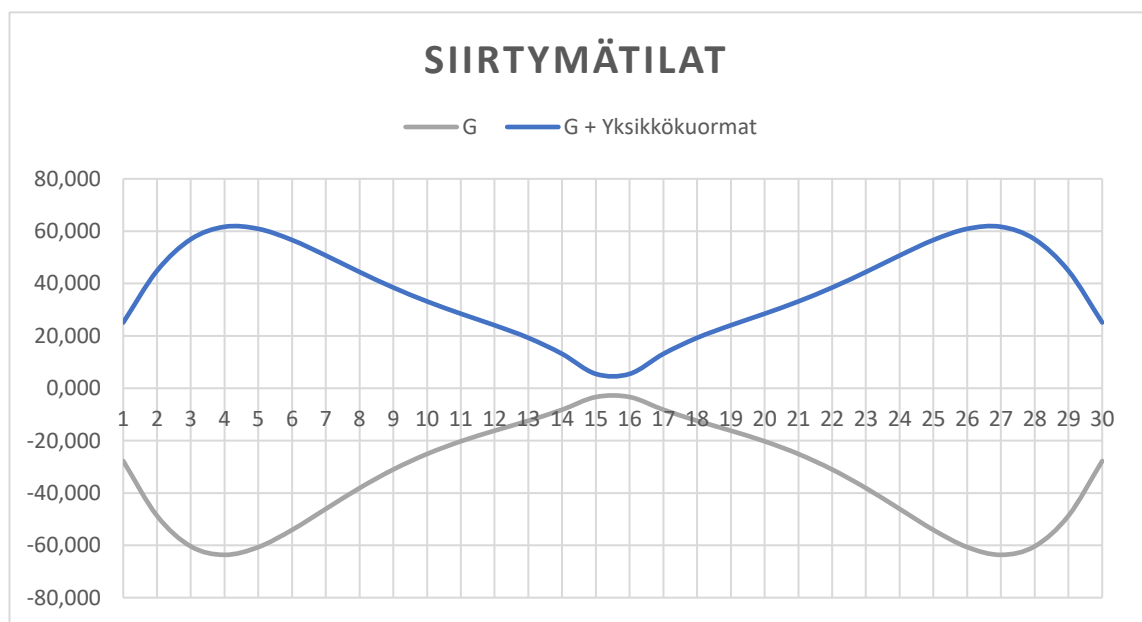
### 3.3.1 Köysivoimien virittäminen

Tässä esimerkissä vinoköysisillan köydet viritetään siten, että rakenteen pysyisiirtymä kunkin köyden ja pääkannattajan yhtymäpisteessä on  $\sim 0$ . Seuraavaksi kuvattu esimerkki pätee vain yksipyloniseen vinoköysisillan, jossa päällysrakenne rakennetaan yhdellä kerralla, vaiheittain rakentaessa voi olla tarkoituksenmukaista optimoida esimerkiksi taivutusmomentteja. Joissain FEM-ohjelmissa, kuten Sofistikissa, köysien virittämiseen löytyy oma alirutiini, joka numeerisesti etsii köysivoimille kertoimet, joilla haluttu siirtymätila saavutetaan. Vastaavaan tulokseen voidaan päästä myös ratkaisemalla yhtälöryhmä analyttisesti tai käyttämällä muita numeerisia menetelmiä ratkaisun löytämiseen. Esimerkkisillassa on 30 köyttä, joten kunkin köyden yksikkölyhentymä täytyy tarkastaa jokaisessa pisteessä, ja näiden siirtymien summan pitää olla 0. Yhtälöryhmän muodostaminen on työläs ja aikaa vievä prosessi, tästä syystä seuraavissa kappaleissa kuvataan käytetty numeerinen menetelmä, joka on nopea luoda taulukkolaskentaohjemaan ja soveltuu käytettäväksi joustavasti eri FEM-ohjelmien kanssa.

Rakennemalliin luodaan omienpainojen lisäksi riittävä määrä kuormitustapauksia, köysien lyhentämistä varten. Esimerkkisillassa on köysiä 30 kappaletta, ja

jokaiselle yksittäiselle köydelle annettiin promillen lyhentymä. Ohjelmasta riippuen kuormitustyyppi voi olla aksiaalinen pituuden muutos tai lämpötilan muutos. Esimerkki luotiin käyttäen RFEM-ohjelmistoa, josta löytyy molemmat kuormitustavat, esimerkki luotiin käyttäen  $\epsilon=0,001$  suuruista lyhenemää.

Kuvaaja 2:ssa 2 on esitetty siirtymätilojen summa jokaisessa tarkasteltavassa solmussa. Ensimmäinen arvaus aiheuttaa liian suuren nostavan vaikutuksen, joten köysivoimia täytyy pienentää.



Kuvaaja 2. Siirtymätilat yksikkökuormilla

Haluttu siirtymätila voidaan ratkaista käyttäen taulukkolaskentaohjelman Solver-toimintoa, jolloin ratkaisimelle asetetaan tavoitteeksi minimoida siirtymien summan neliötä; tämä tehdään muuttamalla köysivoimien kertoimia. Kertoimien määrässä kannattaa soveltuviissa tapauksissa hyödyntää symmetriaa, jolloin muuttujien määrä tippuu pienemmäksi. Siirtymät korotetaan toiseen potenssiin, jotta muutoksen herkkyyttä saadaan kasvatettua ja jotta negatiivinen siirtymä ei aiheuta valheellista minimiä. Epälineaarinen CRG-ratkaisin löytää halutulla tarkkuudella olevan minimin 2,5 sekunnissa. Kuvassa 15 on esitetty Solver-käyttöliittymä viritystaulukon päällä.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH
35	0,00000	\$W	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
36		1,000	0,580	0,518	0,519	0,507	0,496	0,486	0,472	0,460	0,447	0,433	0,421	0,408	0,396	0,389	0,381	0,371	0,358	0,346	0,421	0,413	0,407	0,400	0,474	0,486	0,496	0,507	0,519	0,518	0,500		
37		0,00000	1-27,819	-4,207	2,206	4,476	4,379	3,288	2,002	0,952	0,285																						
38		0,00000	2-48,721	10,227	2,947	8,290	8,607	6,673	4,177	2,057	0,672																						
39		0,00000	3-60,399	-15,764	0,396	9,938	12,101	10,092	6,687	3,522	1,323																						
40		0,00000	4-63,640	-19,307	-3,248	7,602	13,412	13,009	9,499	5,516	2,431																						
41		0,00000	5-60,699	-20,576	-6,252	3,729	10,770	13,972	12,070	7,995	4,151																						
42		0,00000	6-54,131	-19,971	-7,961	0,267	6,672	11,172	12,921	10,414	6,440																						
43		0,00000	7-46,109	-18,144	-8,392	-2,011	3,058	7,096	10,181	11,290	8,780																						
44		0,00000	8-38,135	-15,715	-7,888	-3,049	0,660	3,617	6,322	8,715	9,709																						
45		0,00000	9-31,036	-13,143	-6,861	-3,171	-0,537	1,374	3,148	5,159	7,301																						
46		0,00000	10-25,104	-10,695	-5,647	-2,781	-0,886	0,273	1,200	2,359	4,048																						
47		0,00000	11-20,269	-8,474	-4,454	-2,201	-0,793	-0,079	0,309	0,755	1,617																						
48		0,00000	12-16,215	-6,481	-3,373	-1,626	-0,559	-0,082	0,051	0,104	0,346																						
49		0,00000	13-12,416	-4,678	-2,412	-1,128	-0,342	-0,002	0,049	-0,031	-0,081																						
50		0,00000	14-8,209	-3,018	-1,540	-0,708	-0,187	0,043	0,077	0,000	-0,107																						
51		0,00000	15-3,349	-1,463	-0,750	-0,340	-0,083	0,036	0,058	0,024	-0,037																						
52		0,00000	16-3,349	1,365	0,703	0,322	0,080	-0,036	-0,067	-0,052	-0,018																						
53		0,00000	17-8,209	2,773	1,428	0,653	0,163	-0,073	-0,142	-0,119	-0,061																						
54		0,00000	18-12,416	4,290	2,205	1,007	0,249	-0,115	-0,222	-0,190	-0,108																						
55		0,00000	19-16,215	5,939	3,045	1,385	0,338	-0,163	-0,309	-0,264	-0,152																						
56		0,00000	20-20,269	7,743	3,959	1,793	0,432	-0,215	-0,401	-0,339	-0,193																						
57		0,00000	21-25,104	9,744	4,967	2,239	0,534	-0,273	-0,499	-0,418	-0,237																						
58		0,00000	22-31,036	11,987	6,094	2,738	0,647	-0,337	-0,608	-0,509	-0,294																						
59		0,00000	23-38,135	14,486	7,346	3,290	0,772	-0,409	-0,735	-0,621	-0,372																						
60		0,00000	24-46,109	17,152	8,680	3,878	0,904	-0,491	-0,881	-0,757	-0,475																						
61		0,00000	25-54,131	19,732	9,969	4,444	1,025	-0,582	-1,042	-0,911	-0,588																						
62		0,00000	26-60,699	21,744	10,970	4,878	1,108	-0,673	-1,190	-1,049	-0,686																						
63		0,00000	27-63,640	22,479	11,327	5,022	1,116	-0,736	-1,275	-1,125	-0,739																						
64		0,00000	28-60,399	21,801	10,621	4,692	1,015	-0,729	-1,234	-1,084	-0,712																						
65		0,00000	29-46,109	16,878	8,883	3,733	0,786	-0,609	-1,009	-0,882	-0,577																						
66		0,00000	30-27,819	9,565	4,803	2,106	0,435	-0,355	-0,579	-0,505	-0,330																						

Solve Parameters

Set Objective: \$B\$5

To:  Max  Min  Value Of: 0

By Changing Variable Cells: \$E\$3:\$E\$36

Subject to the Constraints:

Make Unconstrained Variables Non-Negative

Select a Solving Method: GRG Nonlinear

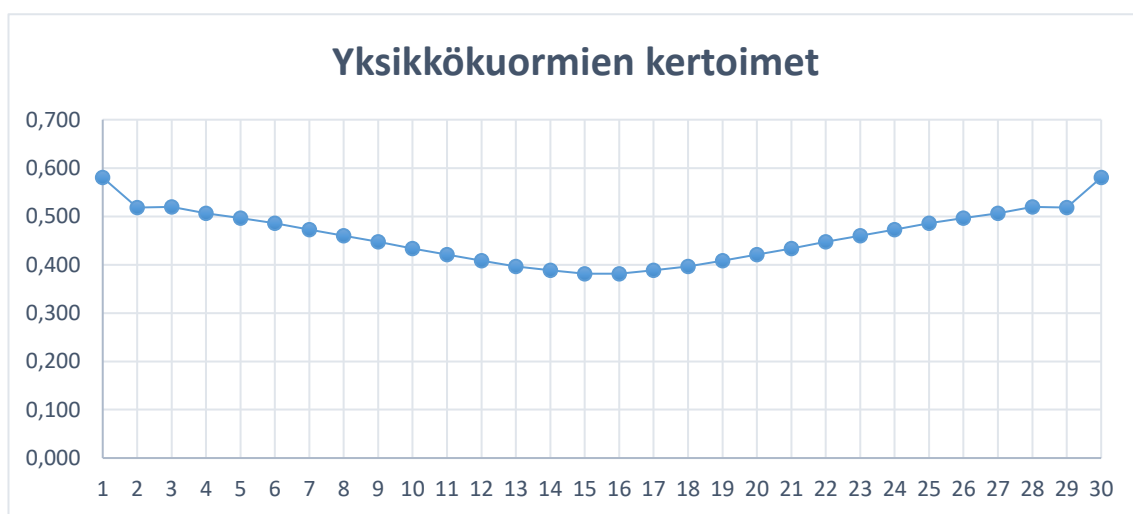
Solving Method: Select the GRG Nonlinear engine for Solver Problems that are smooth nonlinear. Select the LP Simplex engine for linear Solver Problems, and select the Evolutionary engine for Solver problems that are non-smooth.

Options

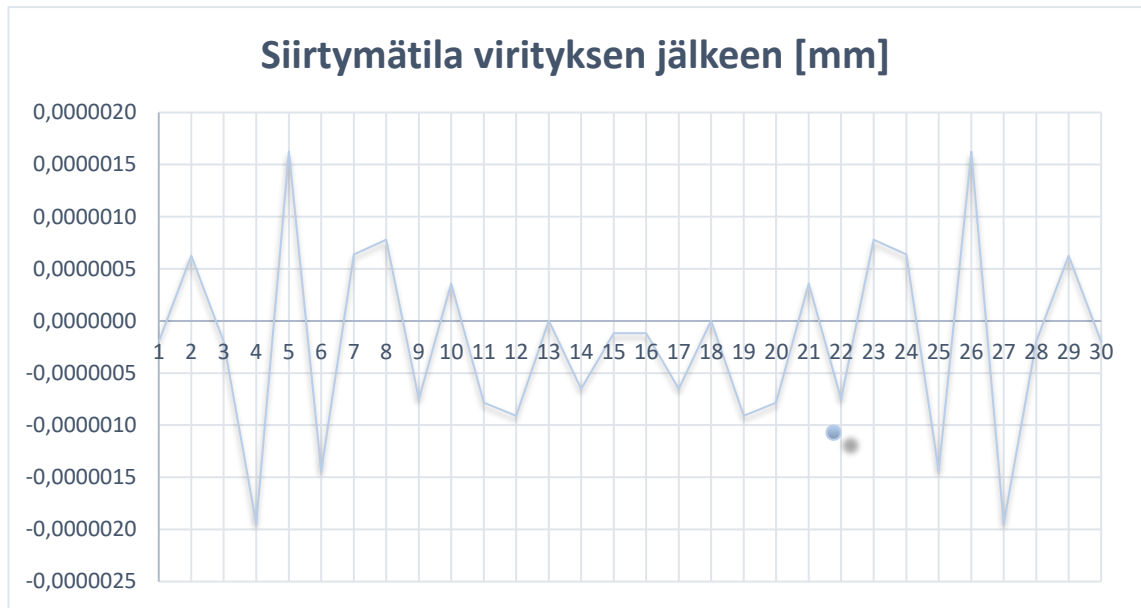
Help Solve Cfgre

Kuva 15. Solver-lisäosa ja käytetty taulukkorakenne

Kun haluttu minimi on löydetty, ovat tulokset seuraavanlaisia, kuten kuvaajissa 3 ja 4.

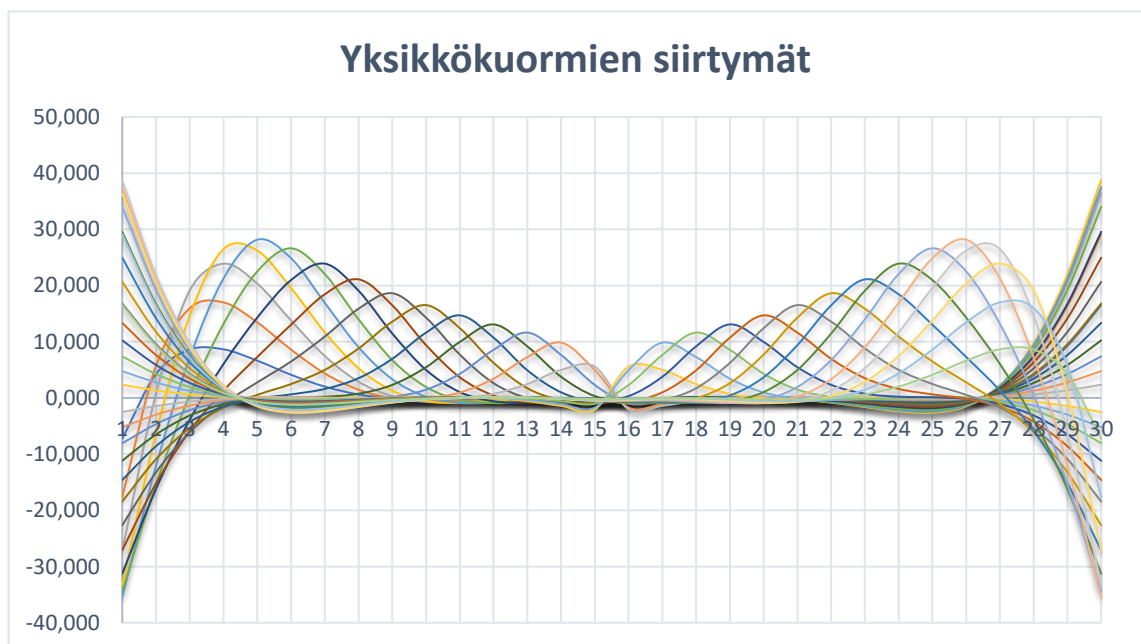


Kuvaaja 3. Yksikkökuormien kertoimet

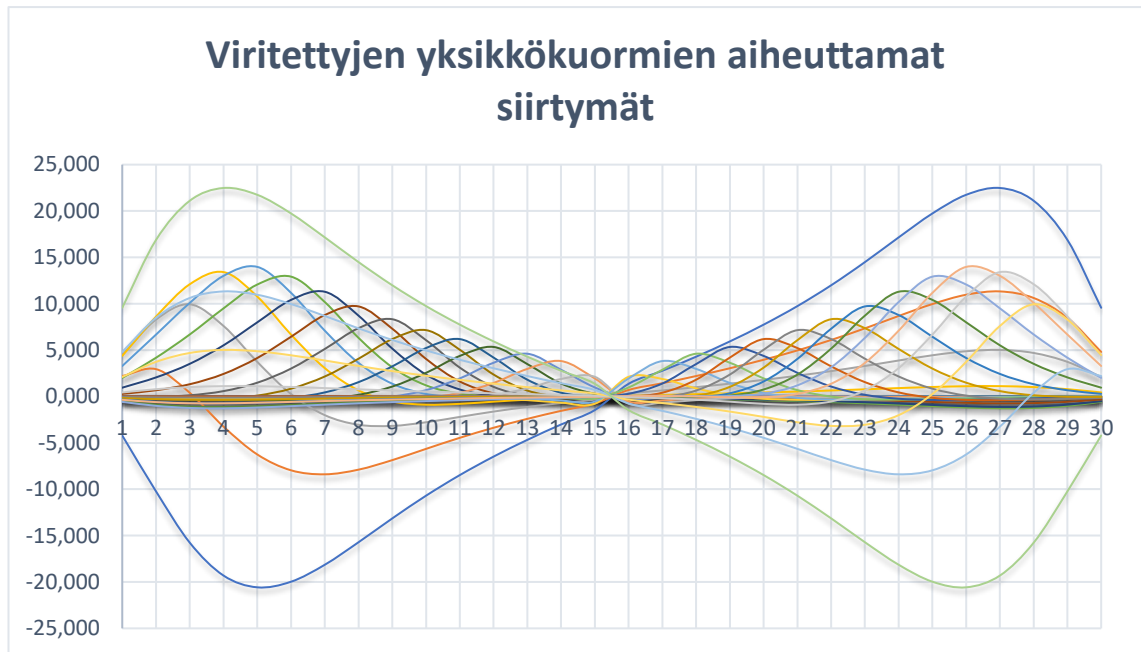


Kuvaaja 4. Siirtymätila virityksen jälkeen

Kunkin kuormitustapauksen aiheuttamat siirtymän vaikutusviivat on esitetty kuvaajassa 5 ja vastaavat vaikutusviivat virityksen jälkeen kuvaajassa 6.



Kuvaaja 5. Yksikkökuormien vaikutusviivat



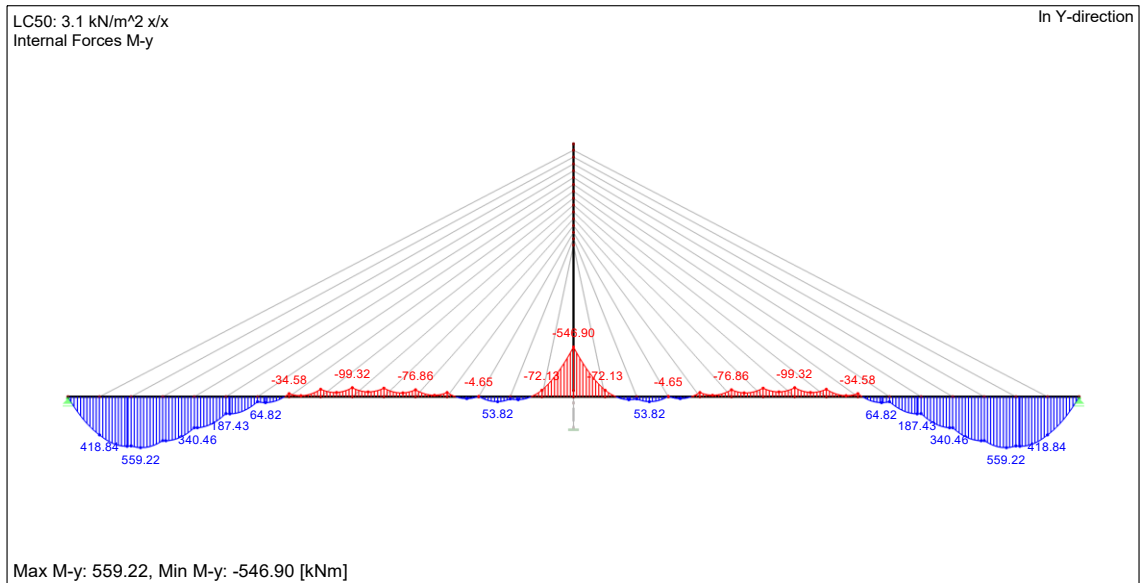
Kuvaaja 6. Vaikutusviivat virityksen jälkeen

Rakenneanalyysi on tehty lineaarisen kimmoteorian mukaan käyttäen köysinä vain normaalivoimaa siirtäviä sauvoja. Todellisuudessa köysien oma paino aiheuttaa köysiin myös roikkumisilmiötä, jota kutsutaan ”sägiksi”, englanniksi termi sagging. Mitä pidempi köysi sitä suurempi oman painon vaikutus köyden roikkumiseen on. Kun köysi roikkuu, muuttuu sen kulma enemmän pääkannattajan suuntaiseksi, jolloin köyden pystyreaktio ei kasva lineaarisesti suhteessa köydessä olevaan voimaan. Köysiin kohdistuva oman painon aiheuttama roikkuminen on tämänhetkinen vinoköysisillan jännemittaa rajoittava tekijä. (Ojala, 2021)

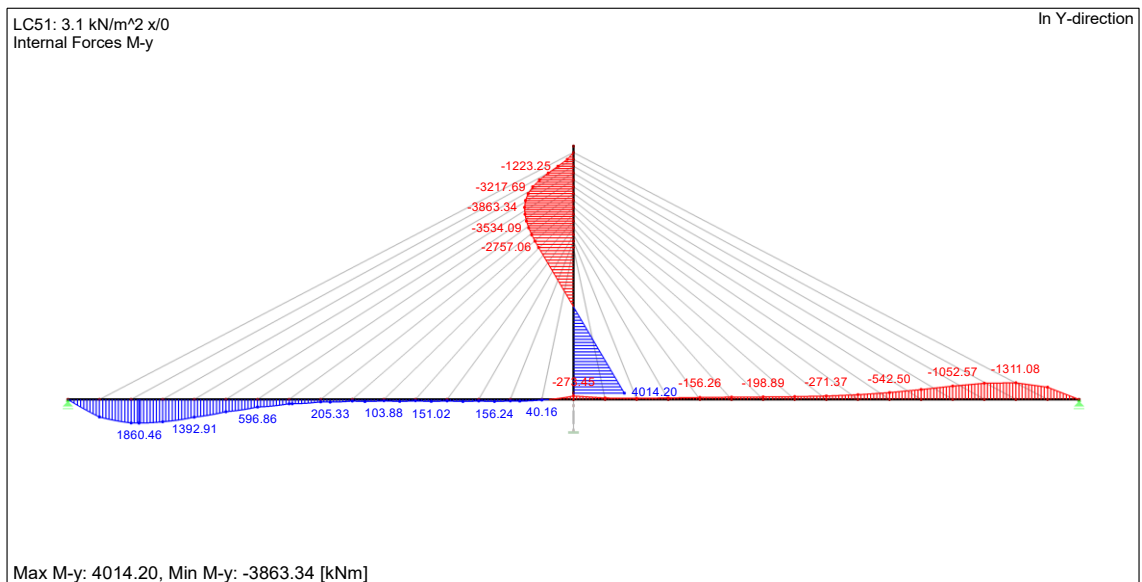
### 3.3.2 Muuttuvat kuormitukset

Kevyenliikenteensillat suunnitellaan vallitseville ympäristöolosuhteille sekä niiden käytönaikaisille rasituksille. Käytönaikaista tilannetta kuvataan tungoskuormalla, joka on luonteeltaan tasaisesti jakautunut joko kokonaan tai osittain sillan matkalle. Tilanteissa, joissa kuorma sijaitsee sillalla epäsymmetrisesti, aiheutuu sillan pylonille myös merkittäviä taivutusrasituksia. Siltoja oletetaan kunnossapidettävän koneellisesti, ja tätä kuormitusta kuvataan pistekuormilla, jotka voivat sijaita

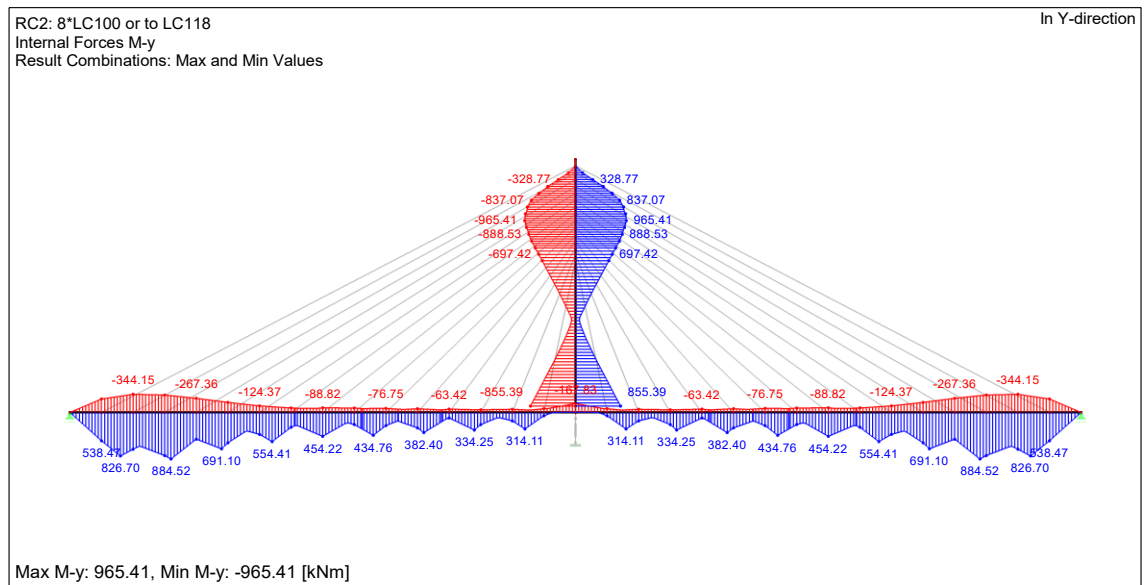
vapaasti sillan matkalla. Huoltoajoneuvo aiheuttaa epäsymmetrisen kuormituksen, jolloin siitä aiheutuu myös pylonille rasituksia. Edellä mainittujen kuormitusten aiheuttamia rasituksia on esitetty kuvissa 16, 17 ja 18.



Kuva 16. Tasaisesti jakautunut kuorma kahdella jänteellä

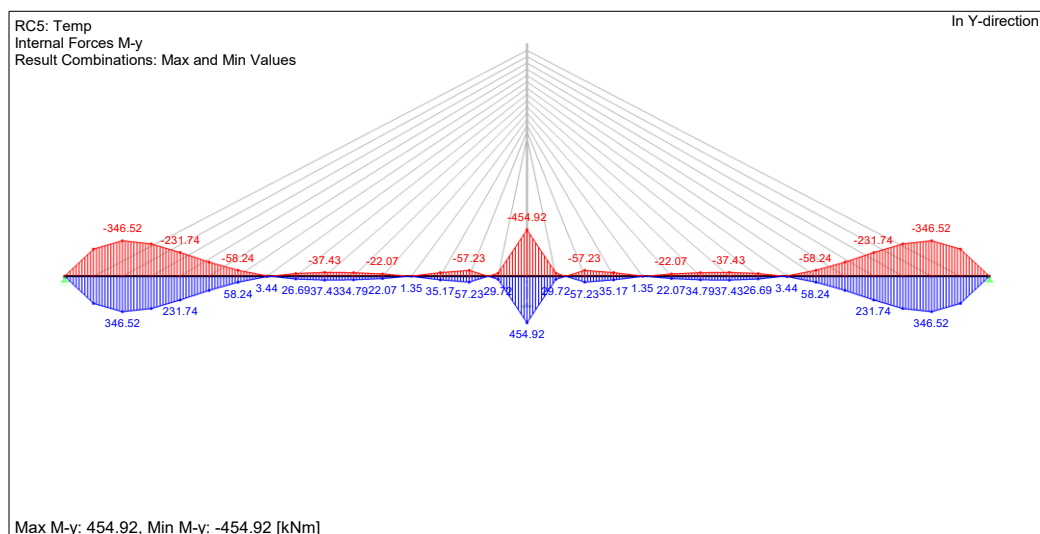


Kuva 17. Tasaisesti jakautunut kuorma ensimmäisellä jänteellä



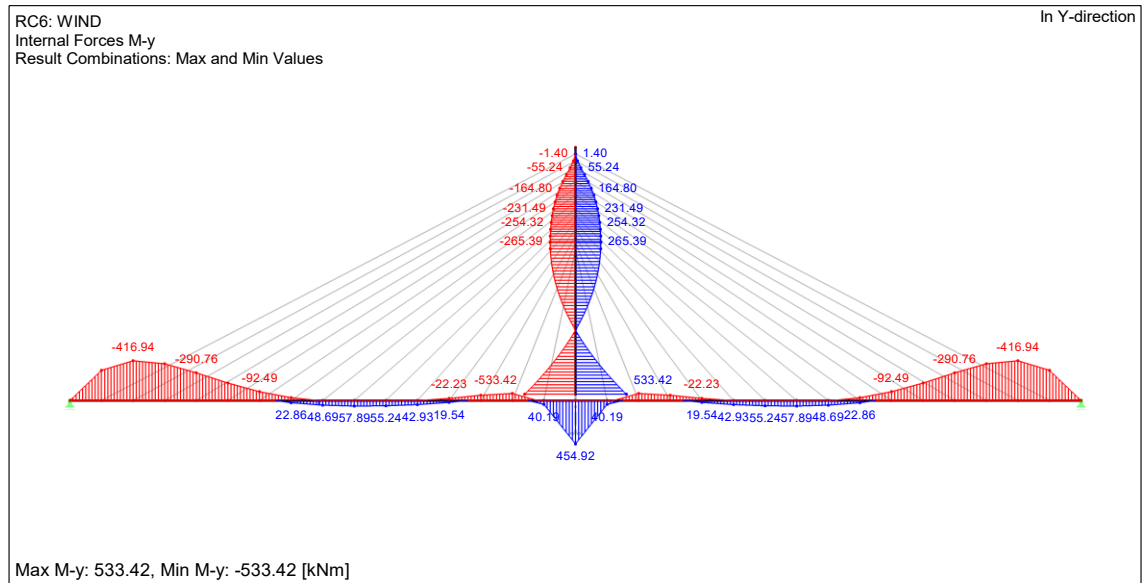
Kuva 18. Huoltoajoneuvon aiheuttaman rasituksen verhoikäyrä

Vallitsevia ympäristöolosuhteita kuvataan lämpötilan muutoksena, jossa rakenneosien välille syntyy lämpötilaero, joka aiheuttaa rakenteelle rasituksia. Rasituksia aiheuttaa myös tuulen aiheuttamana kuorma, mutta tuuleen liittyviä erikoistarkasteluja ei käydä tässä opinnäytetyössä lävitse. Näitä tarkasteluja ovat tuulitunnelikokeet ja simuloinnit, sekä tuulen aiheuttamaa värähtely köysistössä. Köysille asetettiin 10 astetta vastaavat pidentymät ja lyhentymät, kansirakenteen taivutusrasitukset on esitetty kuvassa 19 ja tuulen aiheuttamat taivutusrasitukset kuvassa 20.



Kuva 19. Lämpötilaeron aiheuttaman rasitukset



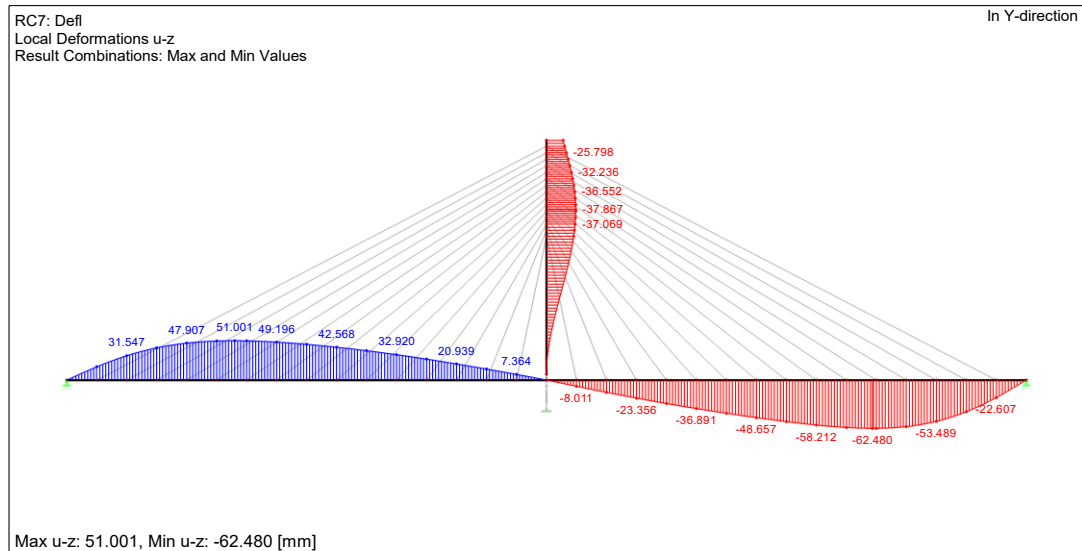


Kuva 20. Tuulen aiheuttamat rasitukset

### 3.3.3 Mitoitustilanteet

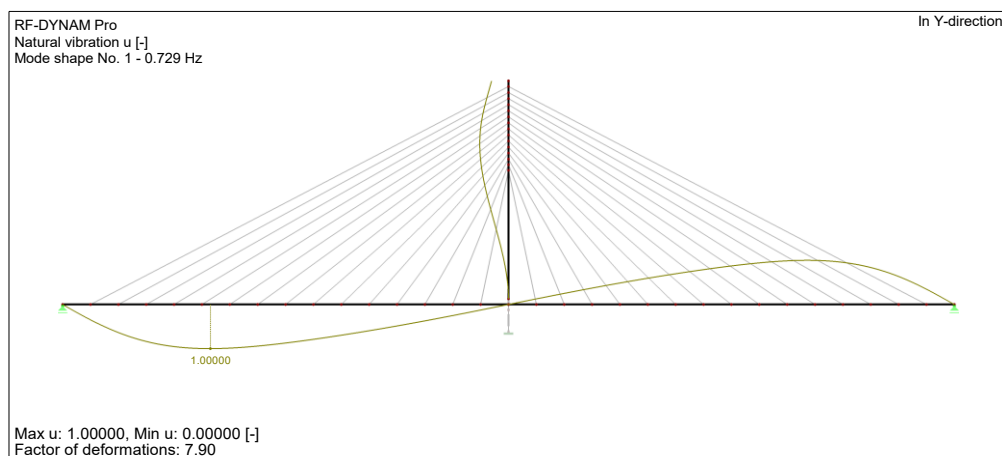
Väyläviraston voimassa olevan ohjeistuksen mukaisesti sillat mitoitetaan niin murto- kuin käyttörajatilassa. Murtorajatilassa tarkastetaan rakenteen ja poikkileikkausten stabiiliteetti sekä kestävyys rasituksille ja väsytykselle. Käyttörajatilassa tarkastetaan sillan taipuma, halkeilu, myötääminen, uuman hengittäminen ja ominaisvärähtelytaajuus yms. muut mahdolliset materiaalista ja rakennustavasta aiheutuvat ilmiöt. (Liikennevirasto, NCCI 1, 2017, 62)

Suurin sallittu taipuma on materiaaliin riippuvainen, esimerkiksi teräsrakenteelle on annettu ohje arvoksi jännemitta jaettuna 500:lla ( $L/500$ ). Esimerkkisillassa tämä tarkoittaa 160 mm:ä. Tarkastelu tehdään käyttörajatilan tavallisella yhdistelmällä. Esimerkkisillan taipuma on esitetty kuvassa 21. (Liikennevirasto, NCCI 4, 2016, 126)

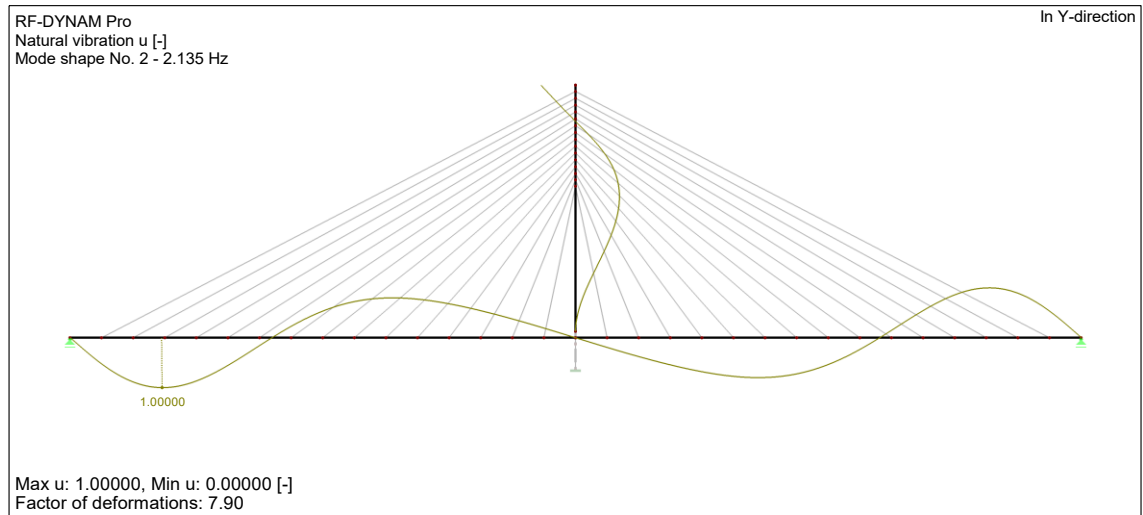


Kuva 21. Sillan taipumakuvaaja käyttörajatilan tavallisella yhdistelmällä

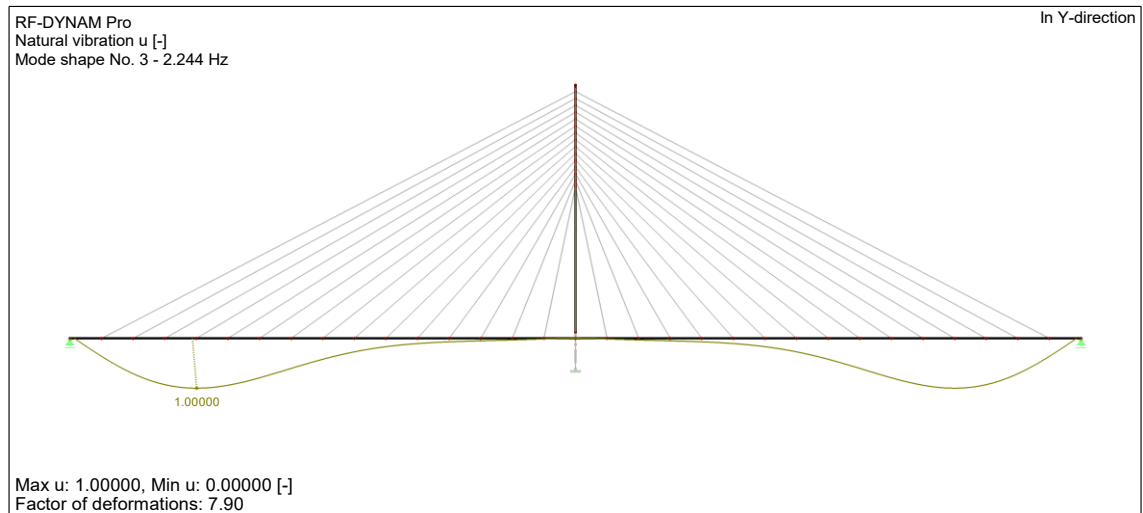
Sillan kolme alinta ominaistaajuutta alittavat ohjeellisen arvon 2,5 Hz (Väylävirasto, NCCI 1,2017), jolloin on oletettavissa, että kävelijä tai kävelijäryhmä aiheuttaa herätteen, joka saa sillan värähtelemään. Oinaismuodot on esitetty kuvissa 22, 23 ja 24. Ensimmäisissä kahdessa muodossa siirtyneen geometrian painopiste pysyy hyvin lähellä siirtymätöntä painopistettä, toisin sanoen massan osallistuminen värähtelyyn on vähäistä. Kolmas ominaismuoto on puhdas pystyheräte, jolloin siirtyneen geometrian painopiste siirtyy merkittävästi suhteessa siirtymättömään, toisin sanoen massan osallisuus on n. 50 %. Kolmas muoto on merkittävin ja rakenteen kiihtyvyydet on laskettava tämän ominaismuodon perusteella.



Kuva 22. Ensimmäinen ominaismuoto



Kuva 23. Toinen ominaismuoto

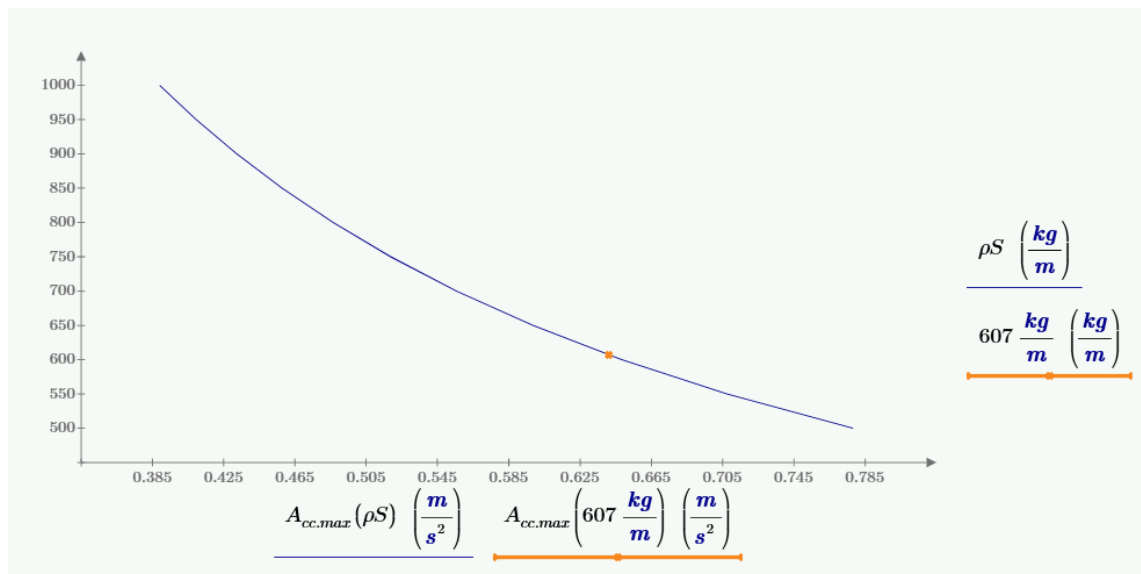


Kuva 24. Kolmas ominaismuoto

Ihmisvirran aiheuttamaa kiihtyvyyttä voidaan arvioida yksinkertaistetulla menetelmällä, jonka mukaisesti päällysrakenteen massaa kasvattamalla herätteen aiheuttama kiihtyvyys pienenee. Esimerkin pääkannattajan paino on noin 607 kg/m, tällöin pystysuuntaiseksi kiihtyvyyden arvoksi saadaan noin 0.64 m/s<sup>2</sup>. Kiihtyvyyden laskennan yksinkertaistettu kaava on esitetty alla.

$$A_{cc,max} = \frac{1}{2\xi} \frac{4F}{\pi \rho S}$$

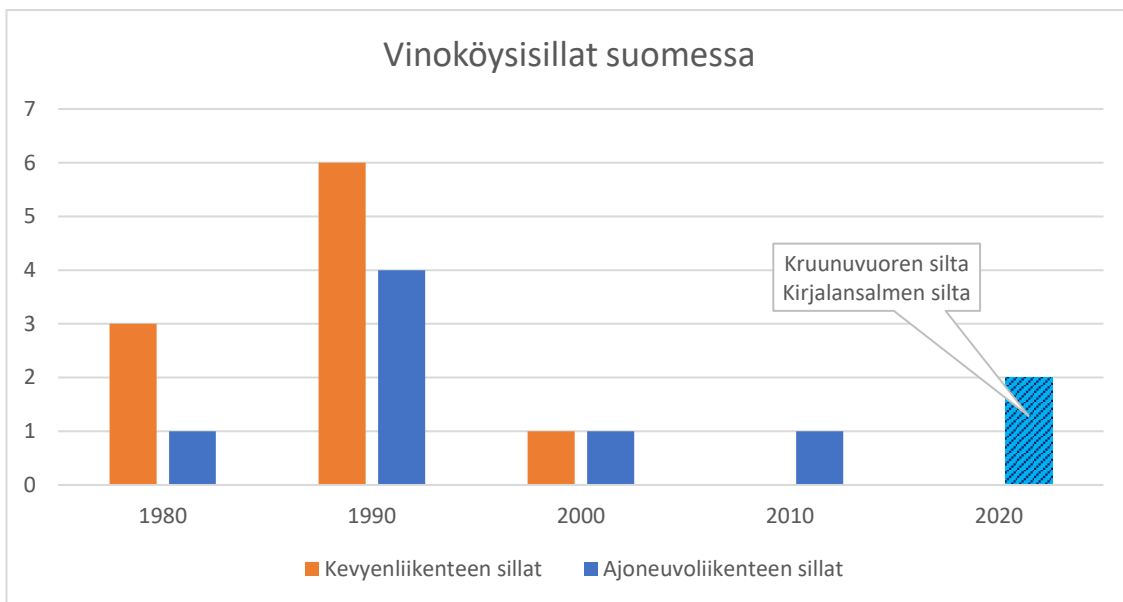
Jossa, termillä  $\xi$  kuvataan vaimennussuhdetta, termillä  $F$  ihmisryhmän painoa metriä kohden ja  $\rho S$ -termillä kuvataan rakenteen metripainoa. Vaimennussuhde on riippuvainen materiaalista, joten käytännössä painoa kasvattaessa myös vaimennussuhde muuttuu. Lisäksi on huomioitava, että painon kasvaessa myös ominaistaajuus muuttuu. Rakenteen painon ja rakenteeseen syntyvän kiihtyvyyden teoreettista riippuvuutta on kuvattu kuvaajassa 6.



Kuvaaja 6. Rakenteen painon ja kiihtyvyyden välinen riippuvuus

### 3.4 Käyttö Suomessa

Suomessa vinoköysisiltoja on alle 20 kappaletta: näistä noin puolet on kevyenliikenteen siltoja ja puolet ajoneuvoliikenteen siltoja. Aktiivisinta vinoköysisiltojen rakentaminen oli 1990-luvulla, jolloin on rakennettu puolet Suomen vinoköysisiltoista. Kirjoittamishetkellä Helsingin kaupunki on tehnyt päätöksen rakentaa Kruunuvuoren sillan, joka valmistuessaan tulee olemaan sekä Suomen pisin että pisimmällä jännevälillä oleva silta. Lisäksi julkinen hankinta Kirjalansalmen sillan uusimisesta on käynnissä. Kuvaajassa 7 esitetään vinoköysisiltojen rakentamismäärät vuosikymmenittäin, määrissä näkyy myös Kruunuvuoren silta ja Kirjalansalmen silta. (Taitorakennerekisteri. 2021)



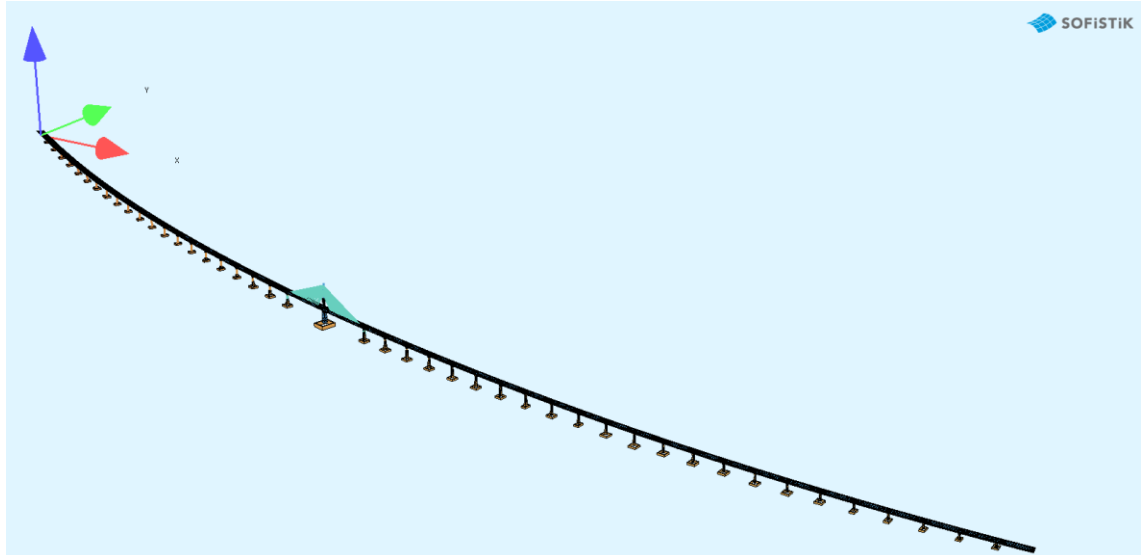
Kuvaaja 7. Vinoköysisiltojen rakentamismäärät Suomessa

Kunnat ja kaupungit järjestävät ajoittain avoimia tai puitesopimusmenettelyjen mukaisia sillansuunnittelukilpailuja siltapaikoille, joilla halutaan korostaa alueen identiteettiä. Näissä kilpailuissa esitetään usein vinoköysisilloja niiden näyttävyys-  
den vuoksi, vaikka siltapaikka ei yleensä vaatisi kyseistä siltatyyppeä ja muut siltatyypit olisivat kustannuksiltaan edullisempia.

## 4 KÖYSISTÖN ANKKUROINTI PYLONIIN

### 4.1 Tapaustutkimus

Tässä kappaleessa kuvataan yhden toteutuksessa olevan vinoköysisillan köysisistön ankkurointiin liittyvää suunnittelua ja sen erityispiirteitä. Silta sijaitsee meressä Tanskassa, ja kirjoitushetkellä sillan tukirakenteet olivat vasta rakenteilla. Sillan on arvioitu valmistuvan vuonna 2022. Silta on kokonaisuudessaan lähes 4 kilometriä pitkä ja siinä on yksi pyloni, joka kannattelee kahta köysiaukkoa, joiden jännemitat ovat 160 metriä. Pääkannattajana on jännitettybetoninen jatkuva palkki, palkkipoikkileikkaus on kotelo. Köysistö on sijoitettu yhteen köysitasoon, mikä on yhdessä merkittävän vaakakaarevuuden kanssa aiheuttanut sen, että pyloni on toiselta reunaltaan jännitetty pystysuunnassa. Kuvassa 25 on näytetty sillan rakennemalli.



Kuva 25. Sillan rakennemalli

Sillan pyloni koostuu kahdesta keskenään erisuuruudesta betonipoikkileikkauksesta. Ne on kytketty toisiinsa teräsrakenteella, josta käytetään nimitystä ankkurilaatikko. Kyseisen sillan rakentamistavasta johtuen ankkurilaatikot ovat epäjatkuvia, toisin sanoen teräsrakenne katkeaa pylonin matkalla useassa kohdassa.

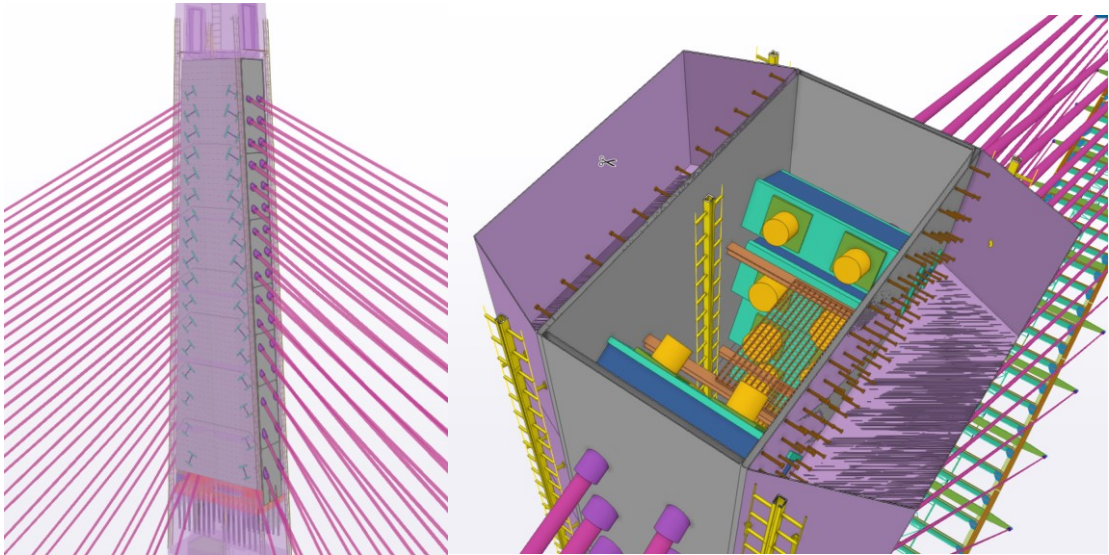
Pienempikokoinen ankkurilaatikko mahdollistaa pienemmän nosturin käytön asennuksen aikana sekä työläs täyteen ainevahvuuteen tehtävä hitsaus asennuslohkojen välillä jää pois. Valittu ratkaisu on rakentamisen näkökulmasta yksinkertainen, mutta rakenteen suunnittelu vaatii runsasta detaljointia.

## **4.2 Ankkurointiratkaisut**

Köysistön ankkurointi on riippuvainen käytetyistä rakennusmateriaaleista ja valitusta köysitoimittajasta. Jäljempänä alaluvuissa 4.2.1–4.2.5 on kuvattu esimerkein muutamia köysistön ankkurointi tapoja. Kappaleesta 4.3 eteenpäin keskitytään tarkemmin betonipyilonisen epäjatkuvan teräskotelon suunnitteluun.

### **4.2.1 Betonipyiloni, jatkuva teräskotelo**

Suomessa toteutuksessa olevassa Kruunuvuoren sillassa on vinoköydet ankkuroitu pylonin sisään asennettuun jatkuvaan teräskoteloon. Jatkuvuudella tarkoitetaan, että teräsrakenne on rakenteellisten hitsausten jälkeen yhtenäinen. Kotelo on mitoitettu toimimaan ilman ulkopuolista betonikuorta, sillä betoni viruu ja kutistuu, jolloin rasitukset jäävät täysin teräskotelolle. Kyseisessä ratkaisussa on arvioitu, että yli 60 % betonin pitkäaikaisrasituksista siirtyy betonilta teräsrakenteelle. Kuvassa 26 on 3D-näkymä suunnitellusta rakenteesta.

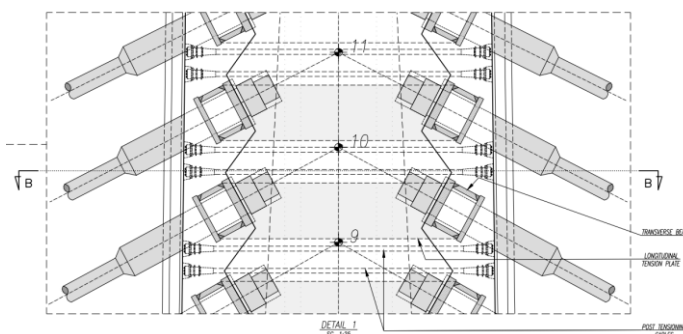


Kuva 26. Kruunuvuoren sillan jatkuva teräskotelo

Teräsrakenteen etuna on sen rakenteellisen toiminnan selkeys, haasteena on rakenteen massiivinen paino ja työlääät täyden ainevahvuuden hitsaukset haastavassa työmaaympäristössä.

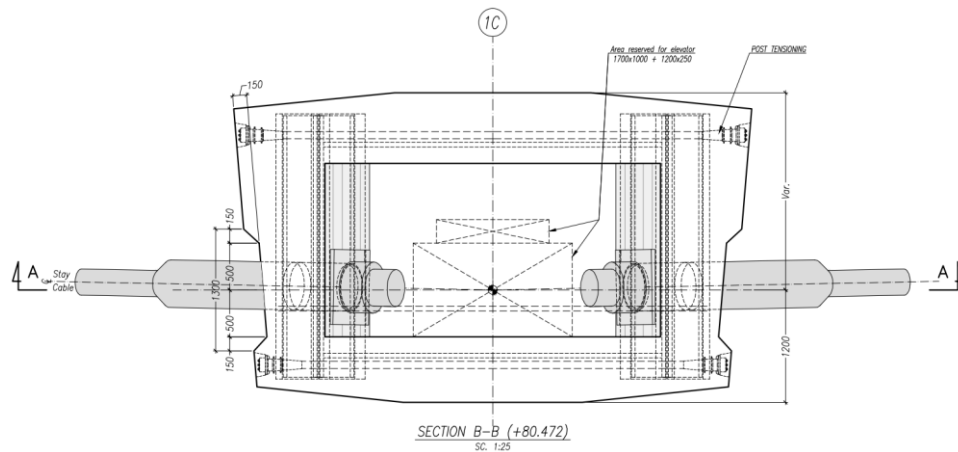
#### 4.2.2 Betonipyloni, poikittain jännitetty teräskehä

Tanskassa toteutuksessa olevassa Storströmmen sillassa köysien ankkurointi oli alustavasti suunniteltu siten, että samaan kuvitteelliseen solmuun yhdistyvät kaapeliparit kytkettiin toisiinsa kehärakenteeksi. Kehien aiheuttamaa halkaisevaa voimaa vasten oli pyloni jännitetty köysitasojen välistä poikittaisessa suunnassa. Kuvissa 27 ja 28 on esitetty rakenteellinen periaate.



Kuva 27. Pylonin ankkurointirakenne sivulta (Vejdirektoratet)



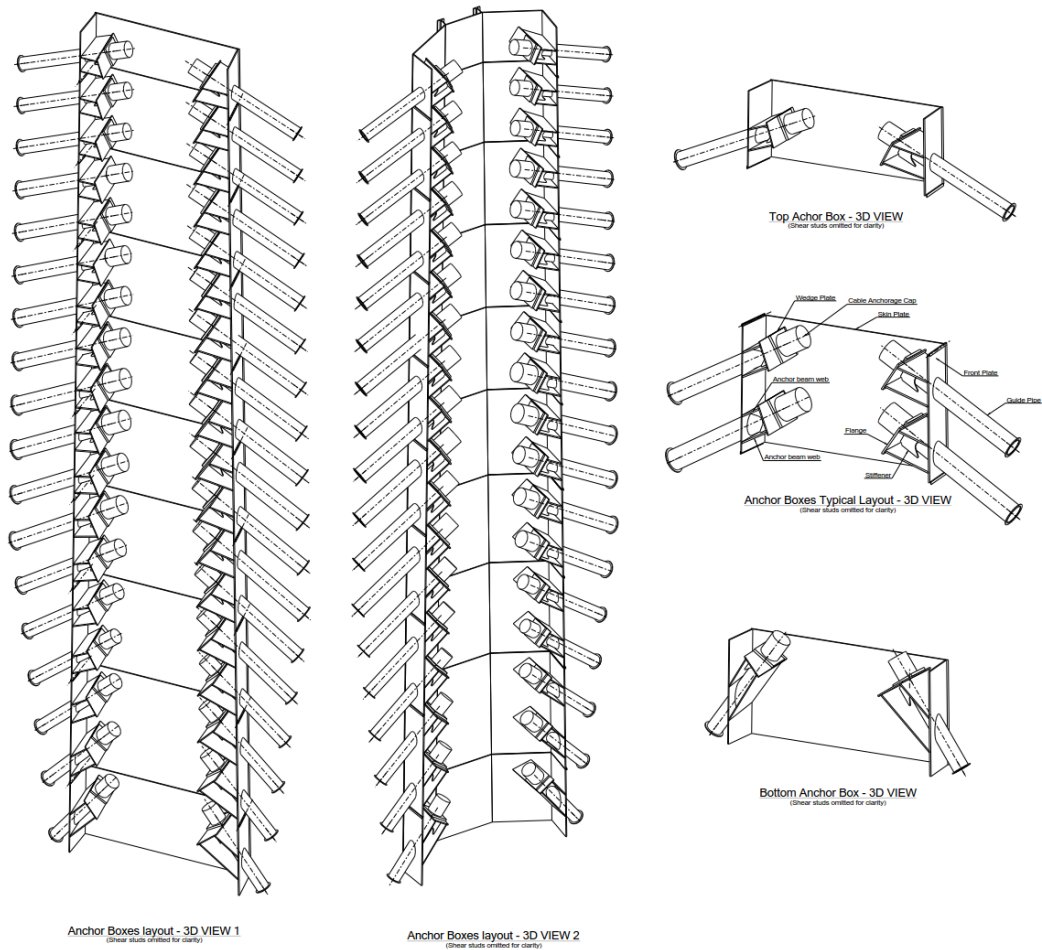


Kuva 28. Pylonin ankkurointirakenne päältä (Vejdirektoratet)

Rakenteen etuna on jännitetyn betonirakentamisen selkeys. Suurimpana haasteena on saada rakenne toimimaan tilanteessa, jossa yksi tai useampi köysi katkeaa; tällöin jännekulkujen ja teräskehän välillä olevaan ohueen betonikannakseen muodostuu hallitsemattoman suuri leikkausvoima ja köysitason rakenne repeytyy pylonista irti.

#### 4.2.3 Betonipyroni, epäjatkuva teräskotelo

Tanskassa toteutuksessa olevassa Storströmmen sillassa köysien ankkurointi päätettiin toteuttaa alustavan suunnitelman vastaisesti epäjatkuvia ankkurikoteloita hyödyntäen. Epäjatkuvuudella tarkoitetaan, että kukin kotelo on kytketty vain pylonin betonirakenteisiin, eivätkä kotelot välitä rasituksia toisilleen hitsien välityksellä, vaan pylonin betonirakenteiden kautta. Periaate on esitetty kuvassa 29.

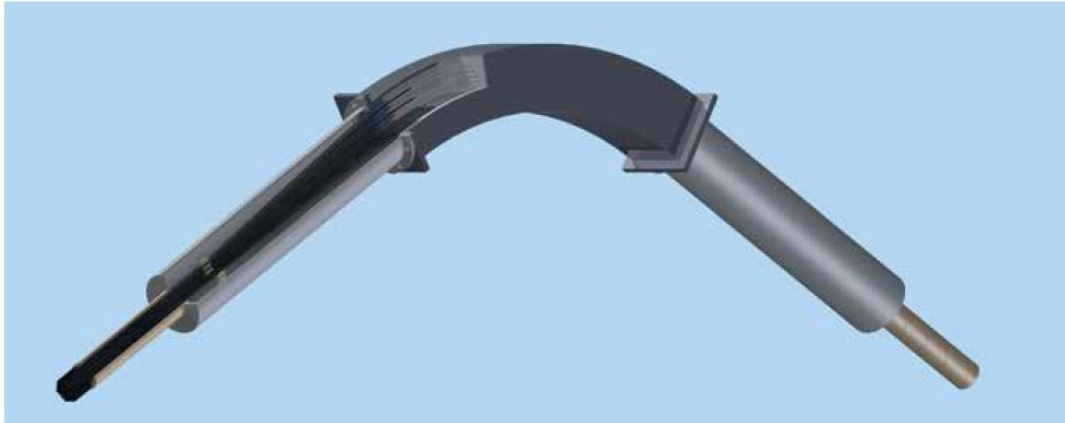


Kuva 29. Epäjatkuvat teräskotelot

Ratkaisun etuna voidaan pitää yksittäisen kotelon keveyttä ja suurta esivalmistusastetta sekä täyden ainevahvuuden hitsausten puuttumista työmaaoissa. Suurena haasteena oli suunnitella riittävän kevytrakenteinen tarvittavan kapasiteetin omaava rakenne, joka pystyy siirtämään kuormia köysiltä pylonille ja mahdollistaa pylonin toiminnan yhtenäisenä poikkileikkauksena. Kyseisen rakenteen detaljitason suunnitteluun palataan tämän opinnäytetyön alaluvuissa 4.3–4.8.

#### 4.2.4 Betonipyloni, satula-ankkuri

Matalapylonisissa vinoköysisilloissa ja extradosed-silloissa käytetään ajoittain satula-ankkuri. Satula-ankkuri saattaa kasvattaa pylonin dimensioita köysitason suunnassa, sillä ankkuria ei voi taittaa jyrkälle säteelle. Kuvassa 30 on esitetty periaatteellinen toteutustapa.



Kuva 30. Satula-ankkurin toteutustapa (Tensa)

Ankkuroinnin vahvuutena on rakenteen suoraviivaisuus ja yksinkertaisuus. Haasteeksi voi tulla tarve kasvattaa pylonia köysitason suunnassa.

#### 4.2.5 Teräspyloni, silmukkalevy

Vinoköysisilloissa voidaan käyttää köysistöä, jonka päässä on haarukka-ankkuri. Tällainen ankkuri (kuvissa 31 ja 32) voidaan kiinnittää pylonin ulkopuolelle sijoitettuun silmukkalevyyn.



Kuva 31. Köysistön ankkurointi silmukkalevyn välityksellä (Tensa America)



Kuva 32. Haarukka-ankkuri (Tensa)

Silmukkalevyn etuna on rakenteen visuaalinen ulkonäkö: joissain arkkitehtonisissa hankkeissa ankkurin ulkoasu täydentää sillan visuaalista ilmettä miellyttävästi. Toisena hyvänä puolena on ankkurin rakenteellisen toiminnan selkeys, kun köysi ei ala riippumaan omasta painostaan pylonin sisäpuolella. Haasteena on kiinnittää silmukkalevy pyloniin. Haarukka-ankkureita käytetään lähinnä kevyenliikenteensilloissa, sillä niiden väsytykestävyys ei yleensä riitä rata-/ ajoneuvoliikenteen syklimäärää.

### 4.3 Rakenneanalyysi

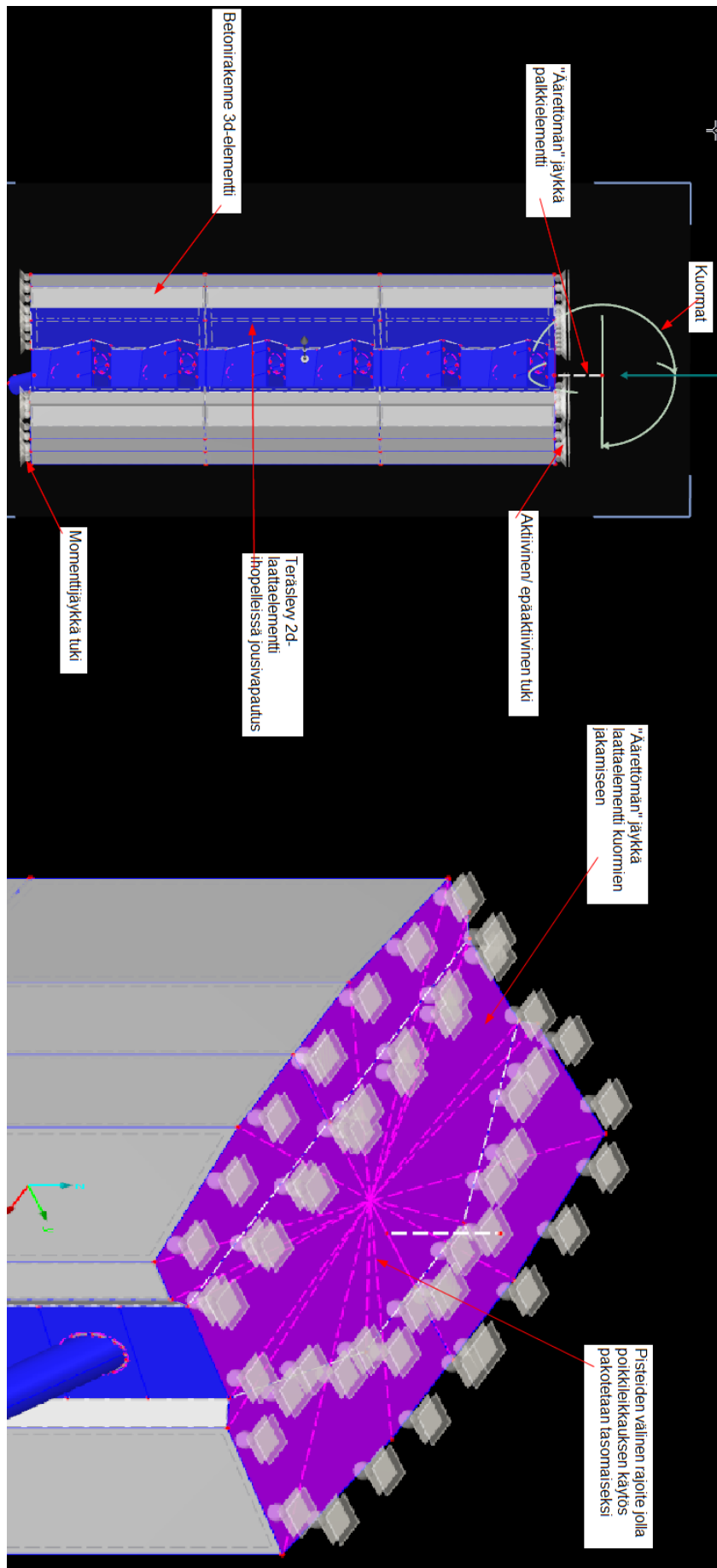
Kaikki rakenneosien voimasuureet määritettiin globaalilla Sofistik-mallilla, ja rakennemalli koostuu palkki- ja köysielementeistä, joille kullekin haetaan ääriarvotulokset niin voimasuureista kuin jännityksistä. Nämä ääriarvoyhdistelmät vietiin pylonin paikalliseen malliin, joka koostuu kolmesta identtisestä köysilaatikosta. Paikallista mallia tarvittiin vahvistamaan käsin laskennan olettamuksia sekä selvittämään todellisemmat jännitykset. Toisaalta palkkimallilla ei pystytty määrittämään pylonin poikkisuuntaisia ilmiöitä yhtä tarkasti.

Paikallinen malli on yhdistelmä yksi-, kaksi- ja kolmiulotteisia laskentaelementtejä. Kolmiulotteisia tilavuuselementtejä käytettiin betonipuoliskojen mallintamisessa, ja näihin kytkeytyvät teräslevyt mallinnettiin kaksiulotteisina laattoina. Teräslevyt kytkettiin tilavuuselementtiin lineaarisella jousielementillä, jolla saatiin kuvattua leikkausvaarujen käytöstä. Teräsrakennetta jäykistettiin taitoskohdistaan T:n muotoisella palkkielementillä. Paikallista mallia tehdessä on pidettävä huolta, että

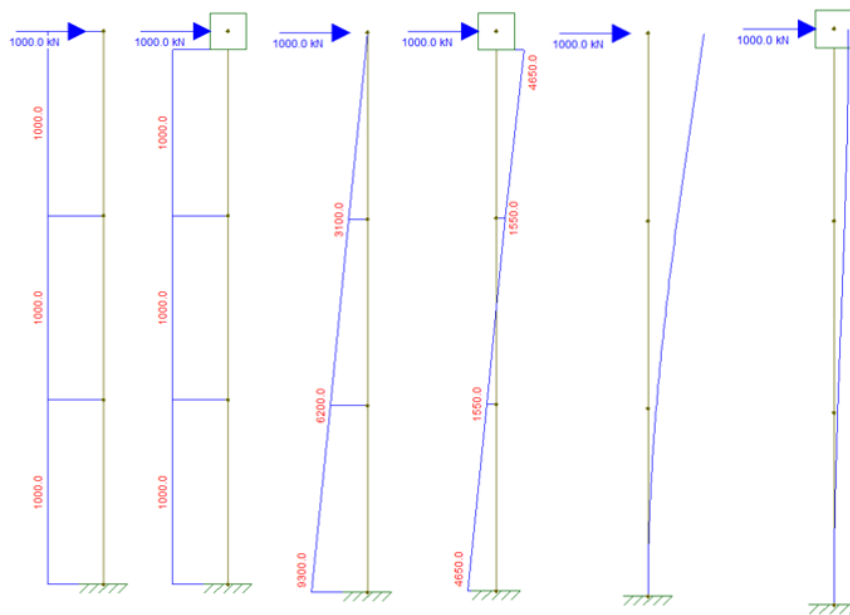
tukiehdot sallivat niiden rasiusten muodostumisen, joita malliin syötetään, mutta estävät ylimääräisten rasiusten liiallisen muodostumisen. Käytetyssä rakennemallissa erityisenä kuormituksena voidaan pitää leikkausvoimaa, joka väärin syötettynä aiheuttaa merkittävän taivutusrasituksen rakenteeseen. Rakennemallin eri elementtityypit ja käytetyt tuennat on kuvattu kaaviossa 1.

Rakennemalli koostuu kolmesta päällekkäisestä ankkurilaatikosta, joista keskimäistä käytetään tulosten lukemiseen. Ylä- ja alapuoliset laatikot ovat mallissa, jotta pistemäiset rasitukset ja siirtymättömien tukien aiheuttamat jännityssingulaariteetit eivät vääristä tuloksia.

Kaavio 1. FE-elementit ja tuennat.

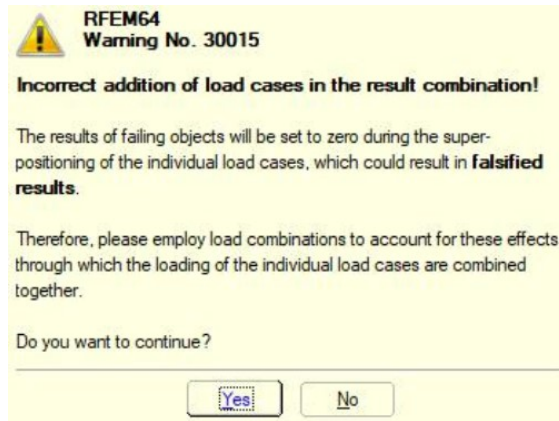


Kuvassa 33 on esitetty pareittain leikkausvoima, taivutusmomentti ja siirtymä kahdelle eriävällä rakenteelliselle systeemille. Vasemmanpuoleinen systeemi on tavanomainen mastopilari ja parin oikeanpuoleinen systeemi on mastopilari, jonka vapaan pään kiertymät on estetty. Keskimmäisestä kuvaparista nähdään, että taivutusmomentti on merkittävästi pienempi rakenteen keskivaiheilla verrattuna kiertymiltään vapaaseen mastoon.



Kuva 33. Rakennesysteemien vertailu

Muuttuvan rakennesysteemin tulosten superpositio ei ole yksiselitteisesti totta, ja paikallisen mallin analysoinnissa käytetty ohjelma RFEM antaa tästä myös sisäänrakennetun virheilmoituksen. Ohjelmisto yhdistää tulokset virheilmoituksesta huolimatta. Virheilmoitus on esitetty kuvassa 34. Ilmoituksessa mainittu puuttuva objekti on kiertymisen estävä tuki.



Kuva 34. Virheilmoitus

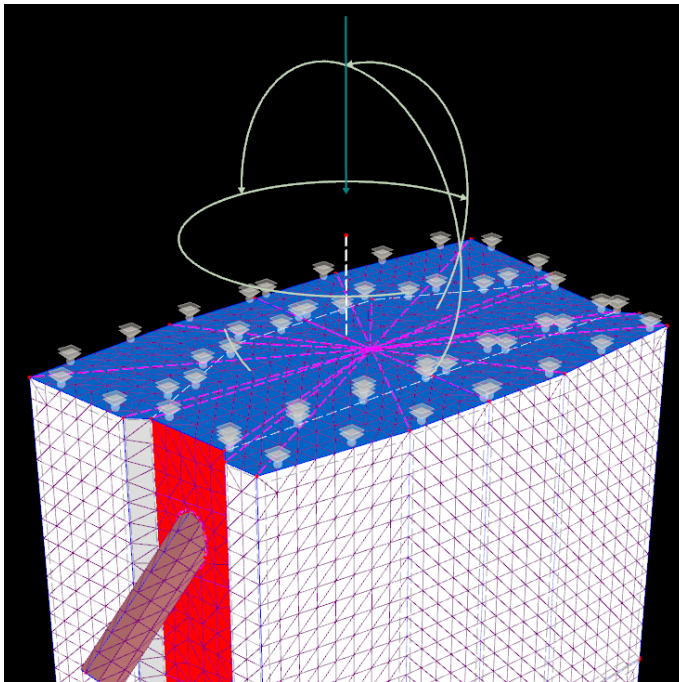
Kuormituksia ajateltiin kahtena erilaisena ilmiönä, pylonin globaaleina voimasuureina ja köysistön lokaaleina voimasuureina. Globaalit voimasuureet luettiin yhtä elementtisolmua ylempää kuin analysoitava rakenne. Tällä tavalla lokaalit voimasuureet eivät sisällyneet globaaleihin voimasuureisiin. Lokaalit köysivoimat luettiin vastaavista solmuista. Rakennemallista muodostui vaihtuvien tukiehtojensa ja jousielementtien vuoksi raskas kokonaisuus. Tästä syystä kaikki kuormitukset käytiin tarkasti läpi ja voimasuureita vertailemalla päädyttiin rajaamaan syötettyjen kuormitusyhdistelmien määrää. Alla olevassa taulukossa 1 on esitetty murtorajatilan voimasuureiden ääriarvoyhdistelmät. Yhdistelmät, jotka vietiin rakennemalliin, on merkitty oikeanpuoleisimmassa sarakkeessa x:llä. Kuormitustapaukset \*21...\*26 on yhdistetty kahdeksi kuvitteelliseksi tapaukseksi niiden samanlaisuuden vuoksi.

Taulukko 1. Murtorajatilan ääriarvoyhdistelmät

LC	Limit State	LC-title	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
			-55851,2	2835,83	-14892,77	-10873,06	-102713,15	18798,89 x
			-70740,2	3377,6	14035,81	10257,38	97056,84	25277,04 x
326021	ULS	MAX-MY BEAM ULS_Env_Variable_inc	-70740,2	3377,6	14024,76	10249,31	97056,84	25291,78
326022	ULS	MIN-MY BEAM ULS_Env_Variable_inc	-55859,8	2836,12	-14881,73	-10864,99	-102713,15	18798,89
326023	ULS	MAX-VZ BEAM ULS_Env_Variable_inc	-70711,6	3376,53	14035,81	10257,38	96991,16	25277,04
326024	ULS	MIN-VZ BEAM ULS_Env_Variable_inc	-55851,2	2835,83	-14892,77	-10873,06	-102648,59	18792,92
326025	ULS	MAX-MT BEAM ULS_Env_Variable_inc	-70711,6	3376,53	14035,81	10257,38	96991,16	25277,04
326026	ULS	MIN-MT BEAM ULS_Env_Variable_inc	-55851,2	2835,83	-14892,77	-10873,06	-102648,59	18792,92
326027	ULS	MAX-N BEAM ULS_Env_Variable_inc	-40247,8	2233,05	-1491,67	-1085,82	-8316,22	11667,84
326028	ULS	MIN-N BEAM ULS_Env_Variable_inc	-87645,7	3154,94	434,19	322,3	1728,49	38202,36 x
326029	ULS	MAX-MZ BEAM ULS_Env_Variable_inc	-80099,4	1714,01	2872,74	2101,01	20113,8	43560,16 x
326030	ULS	MIN-MZ BEAM ULS_Env_Variable_inc	-43987,3	2737,57	-1488,67	-1082,79	-8303,27	10769,31
326031	ULS	MAX-VY BEAM ULS_Env_Variable_inc	-79435	4071,18	707,34	523,37	4180,8	26782,35 x
326032	ULS	MIN-VY BEAM ULS_Env_Variable_inc	-44916,8	390,34	-1495,52	-1091,75	-8333,27	27685,18



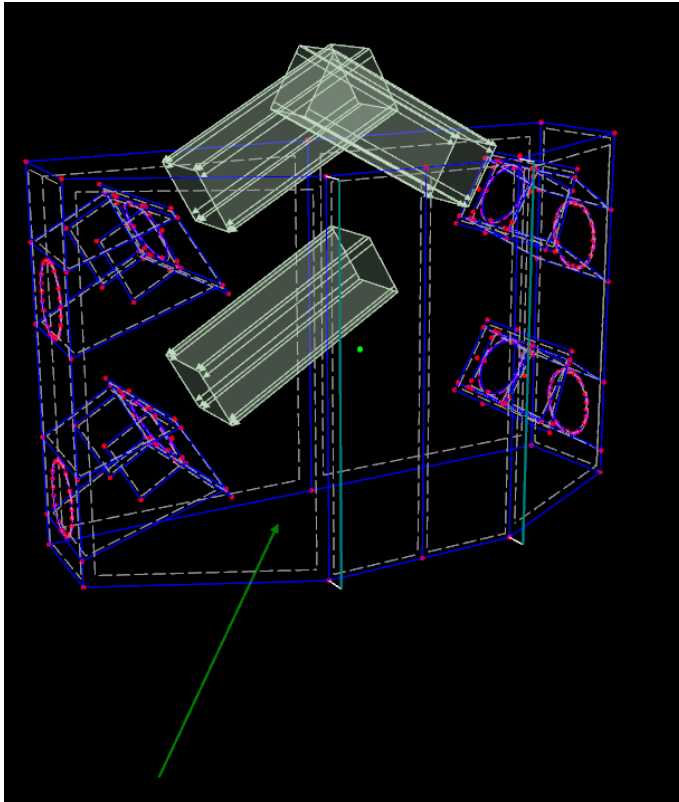
Kuormitukset syötettiin rakenteelle poikkileikkauksen painopisteeseen pistekuormana. Kuormien jakautuminen poikkileikkaukselle varmistettiin käyttämällä mallissa äärettömän jäykkää laattaa ja poikkileikkauksen nurkat pakotettiin pysymään keskenään tasossa. Tällä menetelmällä paikallisen mallin ja globaalin mallin voimasuureet vastaavat toisiaan hyvin. Kuvassa 35 on esitetty globaalien voimien syöttötapa rakenteelle.



Kuva 35. Globaalien voimasuureiden syöttäminen

Paikalliset voimasuureet syötettiin köysien suuntaisesti ankkurilaatikon sisäisille köysipalkeille. Rajatilasta riippuen kuormia varioitiin siten, että rakenteelle saatiin pahimmat mahdolliset rasitukset: murtorajatilassa köysivoimia kolmella tapauksella maksimi+maksimi, minimi+maksimi ja maksimi+minimi. Toisin sanoen oletettiin, että kaikilla köysillä voi olla maksimivoima yhtä aikaa tai että maksimivoima on vain toisella puolella laatikkoa. Muissa rajatiloissa, kuten köyden vaihdossa, käytettiin vain maksimiköysivoimia ja vaihdettava köysi jätettiin kuormista pois. Köysivoimien syöttäminen on esitetty kuvassa 36, jossa kuormat on esitetty vaakaleina laatikoina ja vihreällä nuolella kuvataan voimia vastaavan tukireaktion suun-

taa. Kuormitukset yhdisteltiin siten että, kullekin rakenteelle saatiin aikaan maksimirasitus, toisin sanoen kuormitustapaukset eivät välttämättä vaikuta yhtä aikaa.



Kuva 36. Köysivoimien syöttäminen

#### 4.3.1 Kuormitusyhdistelmät ja yhdistelmien verifiointi

Kuormitusyhdistelmillä pyritään maksimoimaan rakenteille tulevia rasituksia. Alkeiskuormia kyseisellä sillalla on tuhansia, kun huomioidaan kaikki mahdolliset kombinaatiot, miten ylittävä liikenne ja vallitsevat ympäristöolosuhteet siltaa kuormittavat. Jotta geometrialtaan monimuotoisen paikallisen rakennemallin laskeutusaika saatiin pidettyä järkevissä mittasuhteissa, käytettiin kuormituksena sisäisten rasitusten ääriarvoyhdistelmiä sekä ääriarvoa vastaavia voimasuureita. Luvussa 4.3 mainittiinkin, että osa kuormitusyhdistelmistä tuotti samankaltaisia sisäisiä voimasuureita, joten kuormitustapausten määrää voitiin vähentää merkittävästi. Alla olevassa taulukossa 2 on esitetty kuormitustapaukset, jotka malliin

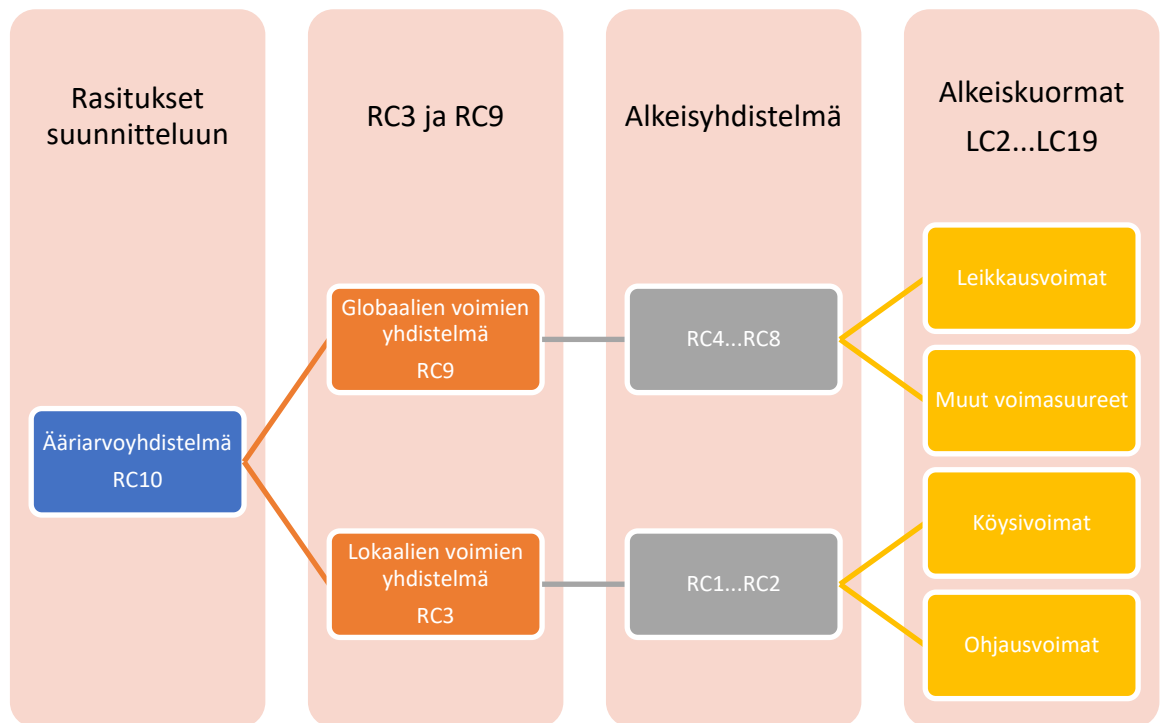
luotiin. Merkittävimmät rasitukset ankkurilaatikoille tulevat paikallisista köysivoimista. Paikalliset voimat yhdisteltiin globaalien rasitusten kanssa, siten, että rakenteille saatiin määräävät rasitukset. Voimasuureet eivät välttämättä vaikuta yhtä aikaa, joten käytetyn tavan voidaan olettaa olevan varmallalla puolella.

Taulukko 2. Kuormitustapaukset

Load Case	Load Case Description	Comment
LC1	SW	SelfWeight, Not used in calculation
LC2	uls cable MAX-MAX	Maximum north + Maximum South
LC3	uls cable MIN-MAX	Minimum north + Maximum South
LC4	uls cable MAX-MIN	Maximum north + Minimum South
LC5	uls cable MIN-MIN	Minimum north + Minimum South
LC6	uls_cable_pipe_Y+	Load from cable deviator in global y direction
LC7	uls_cable_pipe_Y-	Load from cable deviator against global y direction
LC8	uls_cable_pipe_Z+	Load from cable deviator in global z direction
LC9	uls_cable_pipe_Z-	Load from cable deviator against global z direction
LC10	326021_MAX-MY Vz+Vy	Shear forces 326021
LC11	326021_MAX-MY My+Mx+Mz+N	Other forces 326021
LC12	326022_MIN-MY Vz+Vy	Shear forces 326022
LC13	326022_MIN-MY My+Mx+Mz+N	Other forces 326022
LC14	326028_MIN-N Vz+Vy	Shear forces 326208
LC15	326028_MIN-N My+Mx+Mz+N	Other forces 326028
LC16	326029_MAX-MZ Vz+Vy	Shear forces 326029
LC17	326029_MAX-MZ My+Mx+Mz+N	Other forces 326029
LC18	326031_MAX-VY Vz+Vy	Shear forces 326031
LC19	326031_MAX-VY My+Mx+Mz+N	Other forces 326031

Määrävän kuormituksen löytäminen on työläs prosessi, kun voimia yhdistellään kahden eri rakennesysteemin välillä. Yhdistelyjen monikerroksellisuutta on havainnollistettu kuviossa 1.

Kuvio 1. Kuormitusten yhdistely



Lokaalien ja globaalien voimien yhdistämiset eroavat toisistaan alkeisyhdistelmien tasolla merkittävästi, sillä paikalliset alkeiskuormat eivät voi vaikuttaa toisensa kanssa samanaikaisesti, vaan ovat toisilleen vaihtoehtoisia kuormituksia. Globaalit alkeiskuormat taas vaikuttavat yhtä aikaa ja ne yhdistellään pysyviä kuormina. Termit pysyvä ja vaihteleva ovat tässä tapauksessa ohjelmiston terminologian vapaita käännöksiä.

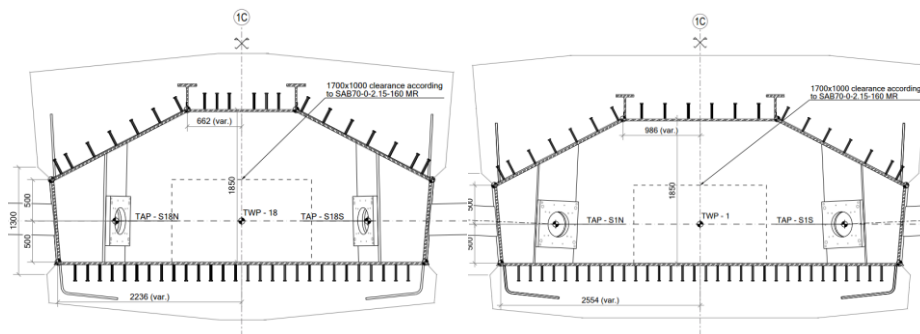
Kun rakenteelle määritetään voimasuureita numeerisiin menetelmiin perustuvalla analyysillä, on tulosten oikeellisuus aina syytä tarkistaa. Kyseisessä hankkeessa eräänä tarkastustoimenpiteenä pidettiin tukireaktioiden ja syötettyjen voimien eroavaisuuksien vertausta. 3D- ja 2D-elementtien välinen jousijäykkyys aiheuttaa malliin pientä epätarkkuutta, eivätkä kaikki kuormat eivät siirry rakenteen lävitse. Eroavaisuus on kuitenkin suurimmillaan 3,7 %, eikä kyseisellä epätarkkuudella ole merkittävää vaikutusta rakenteen kokonaisvarmuuteen. Prosentuaaliset eroavaisuudet on taulukoitu taulukkoon 3.

Taulukko 3. Rakennemallin tukireaktioiden vertaus voimasuureisiin

Description	Comment	Description	Comment	Description	Comment	Description	Comment	Description	Comment
<b>LC2 - uis cable MAX-MAX</b>	Sum of support forces in X Deviation: -3.68 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.60 %	<b>LC6 - uis cable_pjpe_Y+</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %	<b>LC10 - 326021_MAX-MV_Vz+Vy</b>	Sum of support forces in X Deviation: 1.52 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %	<b>LC14 - 326028_MIN-N_Vz+Vy</b>	Sum of support forces in X Deviation: 1.51 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.01 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %	<b>LC18 - 326031_MAX-VY_Vz+Vy</b>	Sum of support forces in X Deviation: 1.52 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %
<b>LC3 - uis cable MIN-MAX</b>	Sum of support forces in X Deviation: 2.02 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.59 %	<b>LC7 - uis cable_pjpe_Y-</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %	<b>LC11 - 326021_MAX-MV_My+Hx+Hz+N</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.37 %	<b>LC15 - 326028_MIN-N_My+Hx+Hz+N</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.35 %	<b>LC19 - 326031_MAX-VY_My+Hx+Hz+N</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.37 %
<b>LC4 - uis cable MAX-MIN</b>	Sum of support forces in X Deviation: 2.03 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.61 %	<b>LC8 - uis cable_pjpe_Z+</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.67 %	<b>LC12 - 326022_MIN-MV_Vz+Vy</b>	Sum of support forces in X Deviation: 1.52 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.01 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %	<b>LC16 - 326029_MAX-MZ_Vz+Vy</b>	Sum of support forces in X Deviation: 1.52 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.01 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.00 %		
<b>LC5 - uis cable MIN-MIN</b>	Sum of support forces in X Deviation: -2.83 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.60 %	<b>LC9 - uis cable_pjpe_Z-</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.67 %	<b>LC13 - 326022_MIN-MV_My+Hx+Hz+N</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.36 %	<b>LC17 - 326029_MAX-MZ_My+Hx+Hz+N</b>	Sum of support forces in X Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Y Deviation: 0.00 % Sum of support forces in Z Deviation: 0.34 %		

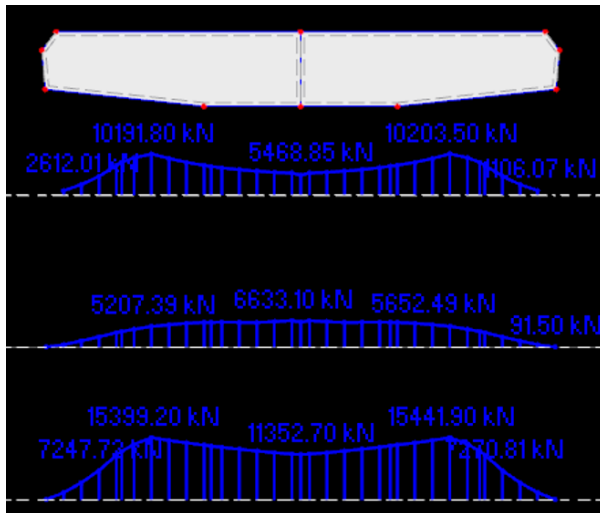
#### 4.4 Betonirakenteet

Pylonin betonirakenteet ovat monikulmion muotoisia poikkileikkauksia, joiden nurkkien paikat muuttuvat arkkitehtisuunnitelman mukaisesti korkeuden funktiona. Kuvassa 37 on esitetty pylonin poikkileikkaus ylimmän ja alimman köyden kohdalta.



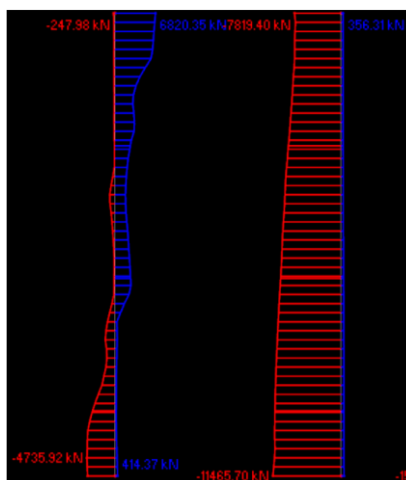
Kuva 37. Poikkileikkaus ylimmän ja alimman köyden kohdalla

Betonirakenteen on kestävä sille tulevien voimien aiheuttamat rasitukset. Betonirakenteeseen kohdistuu ympäristörasituksia, kuten rakenneosien välinen lämpötilaeroa, tuulta sekä köysien symmetrisiä ja epäsymmetrisiä rasituksia sekä rakenteen omaa painoa, virumaa ja kutistumaa. Betonin lujuusluokaksi rakenteiden rasiustason vuoksi on valittu hankkeessa c60/75. Ankkurilaatikko välittää betonirakenteelle myös poikittaisia vetovoimia. Kuvassa 38 on esitetty köysivoimien vaakasuuntaisen komponentin jakauma ankkurilaatikon suorassa teräslevyssä ja betonipoikkileikkauksessa sekä näiden summa. Vaakakomponentti jakautuu teräslevyn ja betonin välillä noin 45 % / 55 % -suhteella.



Kuva 38. Köysivoimien jakautuminen teräksen ja betonin välillä vaakasuuntaan

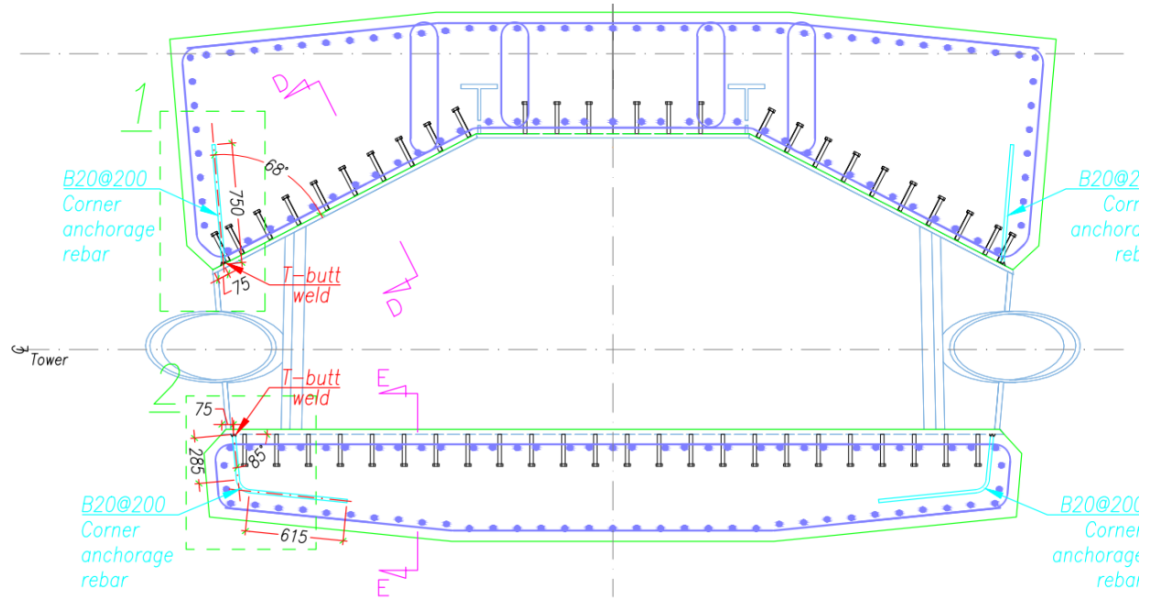
Pystysuuntaan köysivoimat jakautuvat betonin ja teräksen välillä kuvan 39 mukaisesti, vasemmalla teräs ja oikealla betoni.



Kuva 39. Köysivoimien jakautuminen teräksen ja betonin välillä pystysuuntaan

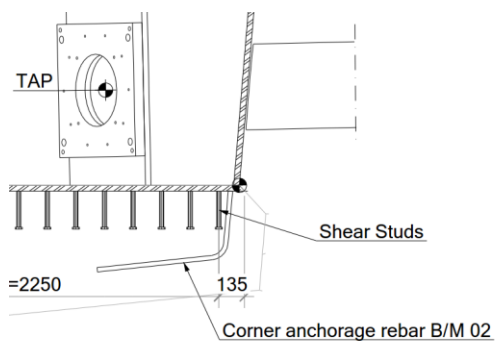
Betonirakenteet mitoitettiin poikkileikkauspohjaisesti globaalin rakennemallin voimasuureille ja detaljointi tehtiin paikallisen mallin rasitusten mukaisesti. Sillan geometria aiheuttaa epäsymmetrisissä kuormitusilanteissa pyloniin vääntöä ja symmetrisissä tilanteissa sillan poikkisuuntaista taivutusta. Nämä kuormitukset yrittävät saada teräsrakenteen irtoamaan betonista, ja tästä syystä levyn reunat

on ankkuroitu erillisellä raudoituksella poikkileikkaukseen. Kuvassa 40 on näytetty pylonin rauditusperiaate.



Kuva 40. Pylonin rauditusperiaate

Nurkkien ankkurointiraudoitus on esitetty kuvassa 41. Ankkurointiraudoitus kytkettiin teräsrakenteeseen hitsaamalla.

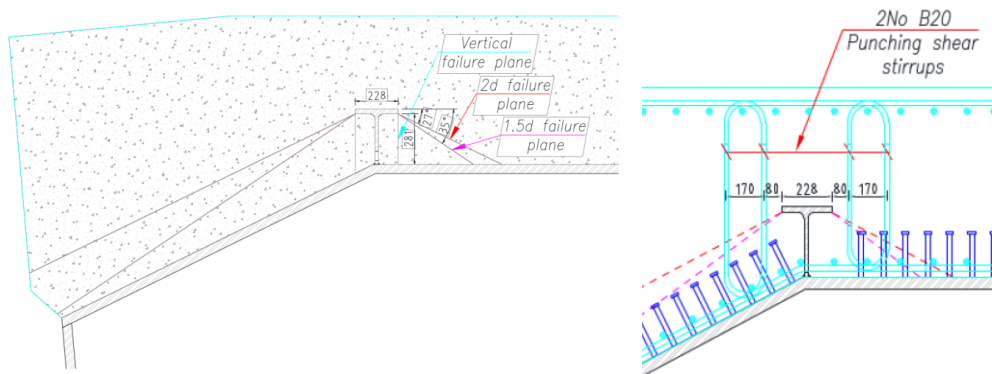


Kuva 41. Ankkurointiraudoitus

Ankkurilaatikko on toiselta sivultaan taitteellinen. Köysivoimat pyrkivät suoristamaan ankkurilaatikkoa, ja tästä syystä taitekohtiin syntyy merkittäviä poikittaisia



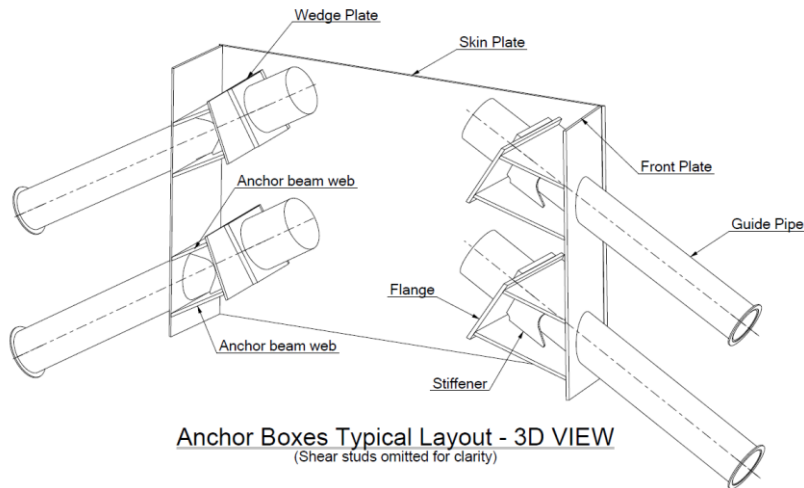
vetorasituksia, jotka yrittävät saada laatikon irtoamaan betonista. Ilmiötä vastaan laatikon taite vahvistettiin T-jäykisteellä. T-jäykiste kiinnitettiin lävistystä vastaan betonipoikkileikkauksen vastakkaiselle puolelle hakaraidoituksella, jotta vältetään betonikartion lävistyminen rakenteesta. Tarkastelussa huomioitiin lävistys laskettuna 1,5d:n päästä ja 2,0d:n päästä. Vauriopinnat ja hakaraidoituksen periaate kuvassa 42.



Kuva 42. T-jäykisteen lävistyminen

#### 4.5 Teräsrakenteet

Teräsrakenne koostuu kolmesta päärakenteesta sekä niiden toiminnallisista osista. Päärakenteita ovat ankkuripalkit, ohjausputket ja ihopellit. Termistö ei ole teknistä, vaan hankkeen läpivientiä palvelevaa. Jäljempänä olevissa kuvissa on rakenteista käytetty niiden englanninkielisiä vastinpareja suunnitteluhankkeen asiointikielestä johtuen. Alla olevassa kuvassa 43 näkyy myös palkkien sisäiset rakenteet ja palkkien vedettynä laippana toimivat etupellit.



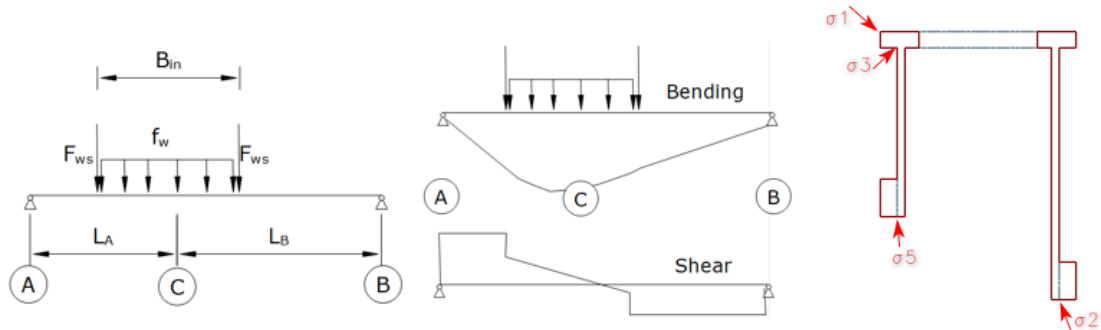
Kuva 43. Ankkurilaatikon rakenneosat

#### 4.5.1 Ankkuripalkit

Ankkuripalkki tarvitaan ankkurilaatikon sisälle, jotta köysivoimat saadaan siirrettyä köysiankkurista ihopelleille, jotka siirtävät köysivoimia pylonin betonirakenteelle. Ankkuripalkkien levydimensiot valittiin siten, että niistä löytyi riittävä kestävyys niihin muodostuville jännityksille. Koko rakenteen tavoitteena on olla mahdollisimman kevyt, jotta ankkurilaatikoiden asennus on mahdollista paikalla olevalla nostokalustolla. Jotta rakenteen paino saatiin pidettyä alhaisena, päädyttiin käyttämään teräslaatua S460. Ankkuripalkkien toiminta on yksinkertaistettu yksiaukkoisen palkin toimintaa muistuttavaksi. Ratkaisuun päädyttiin, seuraavista syistä. Palkit kytkeytyvät päistään levyihin, jotka on kiinnitetty betoniin liittovaaroin. Eurokoodin mukaan liittovaarojen normaalivoimakestävyys on todella pieni, joten voidaan olettaa, että levy irtaana betonista ja palkin pää pääsee kiertymään. Toisena syynä oli laskennan yksinkertaisuus ja tulosten konservatiivisuus.

Alla olevassa kuvassa 44 on esitetty rakenteen vapaakappalekuvat M- ja V-kuvaajineen sekä homogeenisen poikkileikkauksen jännityspisteet, joissa rakenteen jännitys tarkastettiin. Tulosten yhtenevääsyyttä verrattiin 2D-kuorimallin kanssa. Tulokset olivat yhteneviä, jolloin voitiin olettaa, että monimutkaisemman solidimallin avulla määritetyt tulokset ovat paikkaansa pitäviä. Käsin laskennalla voitiin määrittää ankkuripalkin kestävyys köysivoimia vastaan, mutta globaalien

ilmiöiden, kuten pylönin leikkausvoiman ja väännön, siirtyminen köysipalkille ei ole mahdollista ilman laskentamallia.



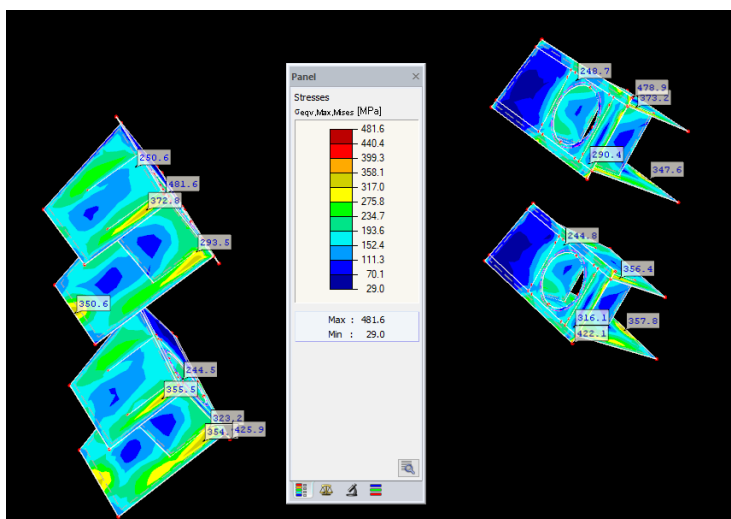
Kuva 44. Vapaakappalekuva

Vapaakappalekuvassa (44) esitetyt linjat A, B ja C ovat sijainteja, joissa poikkileikkauksen kestävyys tarkasteltiin. Leikkausvoiman maksimi löytyy pisteestä A ja taivutuksen maksimi pisteestä C. Yhden suunnan taivutusmitoituksen lisäksi tarkastettiin puristettujen levyjen lommahduskestävyys, ylälaipan paikallinen taivutuskestävyys, jäykisteiden ja laippojen paikallinen puristuskestävyys, epäkeskisyydestä aiheutuva jäykisteiden taivutus sekä tietysti hitsien kestävyys. Poikkileikkauksimitoituksen tulokset on kerätty taulukkoon 4.

Taulukko 4. Poikkileikkausmitoitus

Section forces and stresses at location C										
Stay Cable no. [-]		Section forces				Stresses				Max UR [-]
		$M_{c,y}$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$V_z$ [MN]	$V_y$ [MN]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	$\sigma_3$ [MPa]	$\sigma_5$ [MPa]	
S18N	S18S	2743	18	0	0,04	-233	224	-217	109	0,60
S17N	S17S	2658	18	0	0,04	-224	216	-208	103	0,57
S16N	S16S	2574	17	0	0,03	-216	213	-201	100	0,55
S15N	S15S	3407	23	0	0,05	-252	258	-234	113	0,66
S14N	S14S	3618	24	0	0,05	-270	283	-251	121	0,72
S13N	S13S	3492	24	0	0,05	-256	266	-237	110	0,68
S12N	S12S	4254	28	0	0,06	-262	300	-240	122	0,77
S11N	S11S	4339	29	0	0,06	-266	304	-243	117	0,78
S10N	S10S	4283	30	0	0,06	-254	305	-230	109	0,78
S9N	S9S	4365	30	0	0,06	-238	277	-216	90	0,71
S8N	S8S	4296	29	0	0,06	-235	278	-216	96	0,71
S7N	S7S	4296	29	0	0,06	-226	268	-207	87	0,69
S6N	S6S	2901	20	0	0,04	-184	208	-172	64	0,53
S5N	S5S	2827	19	0	0,04	-173	190	-162	60	0,49
S4N	S4S	2532	17	0	0,03	-140	162	-131	48	0,41
S3N	S3S	2532	17	0	0,03	-127	145	-119	37	0,37
S2N	S2S	2532	17	0	0,03	-109	128	-102	30	0,33
S1N	S1S	2532	17	0	0,03	-85	102	-81	19	0,26

Alla olevassa kuvassa 45 on esitetty globaalin rakennemallin jännityskuvaaja ankkuripalkeista. FEM-ohjelmille tyypillisiä jännityskeskittymiä, eli singulariteetteja, tutkittiin väsytyksimitoituksen yhteydessä käyttäen paikallisia elementtiverkon tihennyksiä paikoissa, joihin muodostui suuria jännityskertymiä.

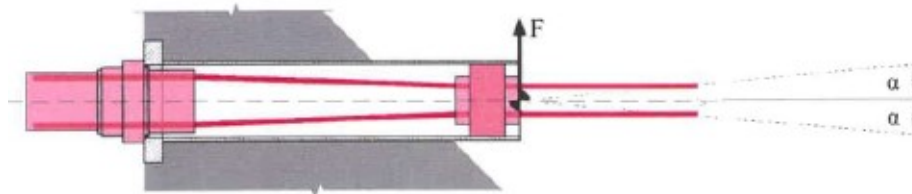


Kuva 45. Jännityskuvaaja rakennemallista

Käsin laskenta ja FEM-malli eivät huomioi ankkurissa olevan paksun renkaan ja renkaan alle tulevan kiilalevyn jäykkyyttä. Todellisuudessa näillä on oma taivutusjäykkyytensä ja ankkuripalkin rasiustaso on hieman pienempi.

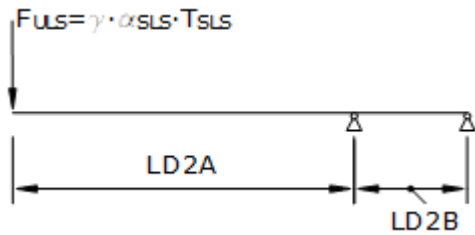
#### 4.5.2 Ohjausputket

Ohjausputkien tehtävänä on tukea köysiohjainta pylonin ulkopuolella. Paikallisen ohjeistuksen mukaan ohjausputken tulee kestää köysien kulmanvaihtelun aiheuttamat voimat ohjaimen päässä. Suunnittelussa oletettiin kulman voivan muuttua 25 milliradiaania. Putki ei kuitenkaan saa olla liian jäykkä, eli toisin sanoen putki ei saa estää köyden kulmanmuutosta 10 milliradiaania enempää. Lisäehtoina ohjausputkelle oli sisähalkaisija, jonka täytyy täsmätä köysitoimittajan köysiohjaimeen. Lisäksi yleinen ehto rakenteen keveydelle, jotta koko ankkurilaatikon massa ei kasva liian suureksi. Edellä mainituista syistä johtuen valmisprofiilien käyttö ei ole mahdollista, vaan putket täytyy valssata hanketta varten. Kulmanmuutoksen periaate ja siitä syntyvä voima on esitetty kuvassa 46.



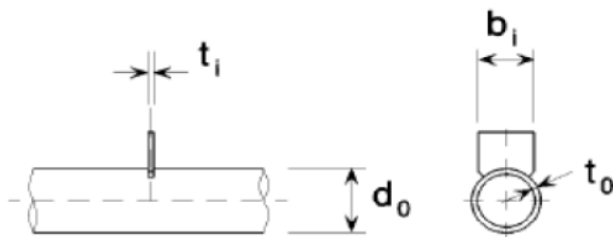
Kuva 46. Ohjausputkeen kohdistuvat voimat

Ohjausputken vapaakappalekuva on esitetty kuvassa 47. Putken oletetaan olevan ulokkeellinen yksiaukkoinen palkki, jolloin ulokkeen puoleisen tuen kohdalle muodostuu poikkileikkaukseen huomattava taivutusrasitus. Pyöreän poikkileikkauksen taivutuskestävyys tarkastettiin kimmoisten poikkileikkauksominaisuuksien mukaan. Putket ovat massiivisia, joten ne voisi suunnitella myös käyttäen plastisia arvoja.



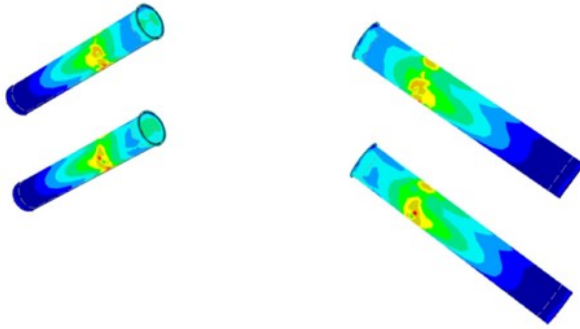
Kuva 47. Vapaakappalekuva putkesta

Ohjausputken kiinnitys etupeltiin aiheuttaa putkeen paikallisen viivamaisen poikkittaisen kuormituksen. Putkipoikkileikkauksen paikallinen kestävyys tarkastettiin olettamalla, että ulokkeenpuoleinen tukireaktio kuormittaa poikkileikkausta kuvan 48 mukaisesti.



Kuva 48. Putken paikallinen viivamainen kuorma

Putkien rasitukset syntyvät pääasiassa ohjainten tasossa olevista kuormituksista. Käsin laskien putken jännitystila taivutuksesta on 390 MPa, FEM-ohjelmalla arvoksi saatiin 371 MPa. Käsin laskenta ei huomioi putken liittymistä etupeltiin vinoisti, jolloin rasitusjakauma on hieman erilainen. Pylonin globaalit voimasuureet aiheuttavat putkeen noin 120 MPa jännityksen, mutta globaalien ilmiöiden jännityshuippu ei sijaitse samassa sijainnissa kuin ohjausvoiman aiheuttama jännityspiikki, jolloin lokaalien ja globaalien voimien yhteisvaikutus aiheuttaa putkeen vain 378 MPa ekvivalentin jännityksen. Putken jännityskuvaaja esitetty alla kuvassa 49.



Kuva 49. Ohjausputkien jännityskuvaajat

#### 4.6 Liittovaarnat

Liittovaarnan leikkauskapasiteetti voidaan laskea eurokoodin EN 1994-2 kohdan 6.6.3 mukaisesti kaavalla x, sillä olettamuksella, että vaarnan kestävyys on pienempi kuin betonin kestävyys. Kun osavarmuuslukuna käytetään 1,0 saadaan karakteristiseksi arvoksi 22 mm halkaisijaltaan olevalle 150 mm pitkälle vaarnalle kestävyudeksi 152 kN.

$$P_{Rk} = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}$$

Liittovaarnan leikkauskestävyyden ominaisarvon avulla voidaan laskea yksittäiselle vaarnalle jousivakio, jonka mukaisesti vaarna vastustaa eri rakenneosien välistä liikettä. D. J. Oehlers ja C. G. Coughlan esittävät julkaisussaan ”The Shear stiffness of stud shear connections in composite beams” laskukaavan jousivakion määrittämiseen. Alla esitettyä kaavaa käyttäen saadaan yksittäisen vaarnan jousivakioksi  $1,19 \cdot 10^5$  kN/m.

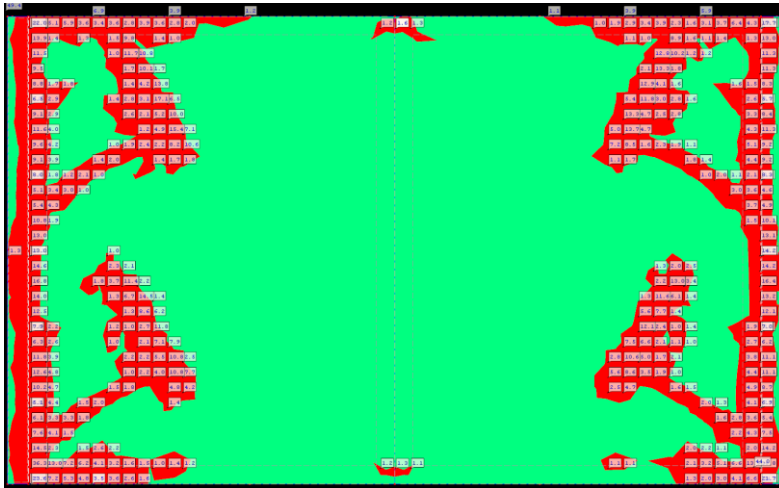
$$k_{stud} = \frac{P_{Rk}}{(0.16 - 0.0017 f_{ck}) d}$$

Jotta laskettu jousivakio voidaan syöttää rakennemalliin kaksiulotteiselle pinnalle, on se kerrottava vaarnojen kappalemäärällä pinta-alayksikköä kohden. Tällöin esimerkiksi k/k 150 mm jaolla olevalle vaarnaryhmälle saadaan jousivakioksi noin  $5,3 \cdot 10^6$  kN/m<sup>3</sup>.

Eurokoodin EN 1994-2 kohdassa 6.6.3.2 käsitellään liittovaarnan vetovoiman vaikutusta liittimen leikkauskestävyyteen. Jos liittimeen kohdistuu pienempi tai yhtä suuri veto kuin  $0,1P_{Rk}$  ei vetovoimaa tarvitse eurokoodin mukaisesti ottaa huomioon. Toisaalta jos veto on suurempi kuin  $0,1P_{Rk}$  ei liitos kuulu eurokoodin soveltamisalaan. Eurokoodin EN 1994-2 kohdassa 6.6.1 asetetaan yleisiä lisäehtoja liittovaarnojen suunnittelulle. Liittovaarnojen mitoitus tehdään ideaaliplastisesti eli liittovaarnoilla otaksutaan olevan riittävä muodonmuutoskyky, jolloin liittimien välillä tapahtuu ei-kimmoinen voimien uudelleen jakautuminen. Lisäksi kyseisessä kohdassa annetaan lisäohjeet tilanteisiin, joissa liittovaarnoihin kohdistuu standardinmukaista vetovoimakestävyyttä suurempi vetovoima, tällöin rakennetta tulee täydentää ankkurointilaitteilla. Storströmmen siltahankkeessa toimittiin juuri näin.

Liittovaarnoille tulevaa vetovoimaa arvioitiin 3D-elementtien poikittaisen vetojännityksen perusteella. Kun tiedetään vaarnan leikkauskestävyys ja vaarnojen kapalemäärä pinta-alayksiköllä, voidaan tästä laskea jännitys, jonka oletetaan voivan siirtyä teräsrakenteen ja betonin välillä vaarnojen välityksellä. Edellä mainittuja arvoja käyttäen saadaan poikittaisen vetojännityksen arvoksi  $0,7 \text{ MPa}$ . Vetojännitys ylittyy ankkurilaatikossa ankkuripalkkien päissä ja etupellin reunassa. Tilannetta on visualisoitu punaisella värillä kuvassa 50. Ankkuripalkin ylälaipan kohdan veto tukee hyvin ankkuripalkin mitoitusotaksumaa, jonka mukaisesti palkki käyttäytyy yksiaukkoisesti. Etupellin läheisyydessä oleva vetovoima syntyy pylonin poikittaisesta leikkauksesta, poikittaisesta taivutuksesta sekä pylonissa olevasta väännöstä.





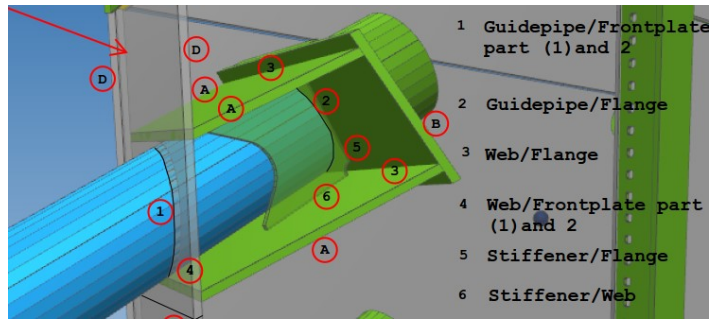
Kuva 50. Vetojäännitykset betonissa

Teräsrakenteen ja betonirakenteiden liitospinnan jousiliitoksen vaikutusta tutkittiin hankkeen aikana yksinkertaistetuilla malleilla. Ilman jousijäykkyyttä teräsrakenteen rasitukset ovat suuremmat ja iholevyihin syntyy merkittävät jännityspiikit ylä- ja alareunoihin. Kuormien jakautumista teräksen ja betonin välillä on esitetty liitteessä 1.

Vaarnojen kappalemäärä valittiin laskemalla, kuinka paljon köysivoimaa tarvitsee siirtää ankkurilaatikosta betoniin ja kuinka paljon pylonin globaaleja voimia tarvitsee siirtää ankkurilaatikkoon. Tarkastelu tehtiin sekä pysty että vaaka suunnassa ja kappalemäärät lisättiin toisiinsa, tämän jälkeen vaarnat jaettiin tasajaolla iholevyjen pinta-alalle.

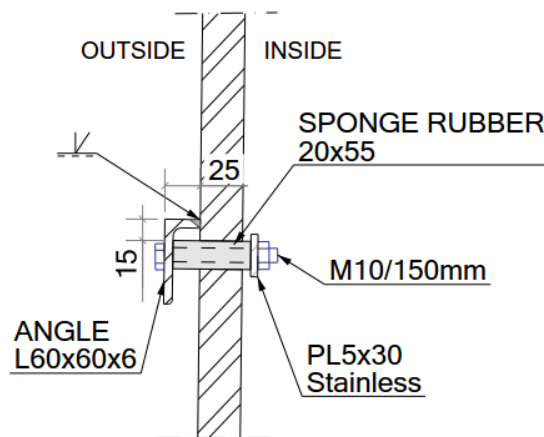
#### 4.7 Kokoamisjärjestys ja ympäristöolosuhteet

Silta ylittää meren, joten meri-ilma-aste tulee huomioida teräsrakenteiden detaljoinnissa, jotta teräs ei ruostu. Erityistä huomiota tuli kiinnittää ankkuripalkkeihin, sillä niiden sisäpuolen uudelleen maalaaminen on käytännössä mahdotonta. Tästä syystä ankkuripalkit päätettiin valmistaa niin, että ne ovat ilmatiiviitä ja kaikki hitsisaumat ovat silmämääräisesti tarkastettavissa vuosien ajan. Ilmatiiviyys asetti myös vaatimuksen saada etupellin ja ohjausputken liitos ilmatiiviiksi, sillä tavanomaisesti ohjausputket ovat pylonin etupinnan mahdollisista teräsrakenteista irti. Hitsausjärjestystä on esitetty kuvassa 51.



Kuva 51. Kasaamisen vaiheita

Ankkurilaatikoiden epäjatkuuusvyöhykkeen rako osoittautui myös pyörteilevän tuulen ja sateen osalta haastavaksi rakenteeksi, sillä tuuli saattaa ohjata vesipisaroita ankkurilaatikoiden välistä pylonin sisälle. Vesi saattaa jäädä seisomaan ankkuripalkkien päälle tai kulkeutua pylonin sisällä muihin järjestelmiin, mistä syystä laatikoiden saumaan asennetaan suojakumi, joka saadaan kiristettyä ruuviliitoksella riittävän tiiviiksi. Sauman tiivistysdetalji näytetty kuvassa 52.

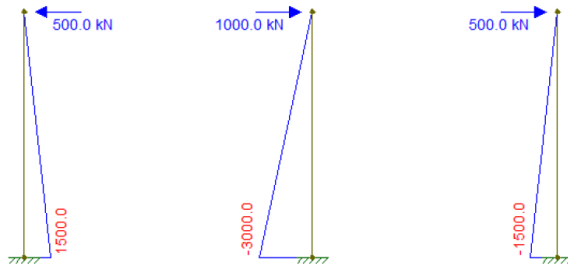


Kuva 52. Sauman tiivistysdetalji

#### 4.8 Kuormitusten syklistyys ja väsytytys

Sillan yli kulkee rautatie ja ajoneuvoliikenteen väylä, minkä takia kuormituksen voidaan otaksua olevan syklistä ja rakenteiden väsytykestävyys on tarkastet-

tava. Väsytystarkastelu tehtiin tarkastamalla kumulatiivinen vauriosumma kullekin rakenneosalle. Lokaalit köysivoimien vaihteluvälit saatiin köysien väsytylaskelmasta, jonka köysivoimaksi syötettiin yksikkökuorma 10 MN, jonka aiheuttamia rasituksia skaalattiin kunkin väsyttävän kuormitustapauksen köysien jännitysvaihteluvälin mukaisesti. Globaalit pylonin sisäiset rasitukset syötettiin malliin siten, että voiman suurus puolitettiin ja kuormat syötettiin molempiin suuntiin. Tällöin tulokset yhdistelemällä saatiin kaikki mahdolliset jännitysvaihtelut. Kuorman puolittamisen taustana on oletttamus, että esimerkiksi sillan ylittävä juna on kerhallaan vain toisella köysisillan jänteistä. Tästä syystä esimerkiksi taivutusmomentti vaihtaa pylonissa merkkiään. Ilmiötä on esitetty yksinkertaistetussa kuvassa 53.

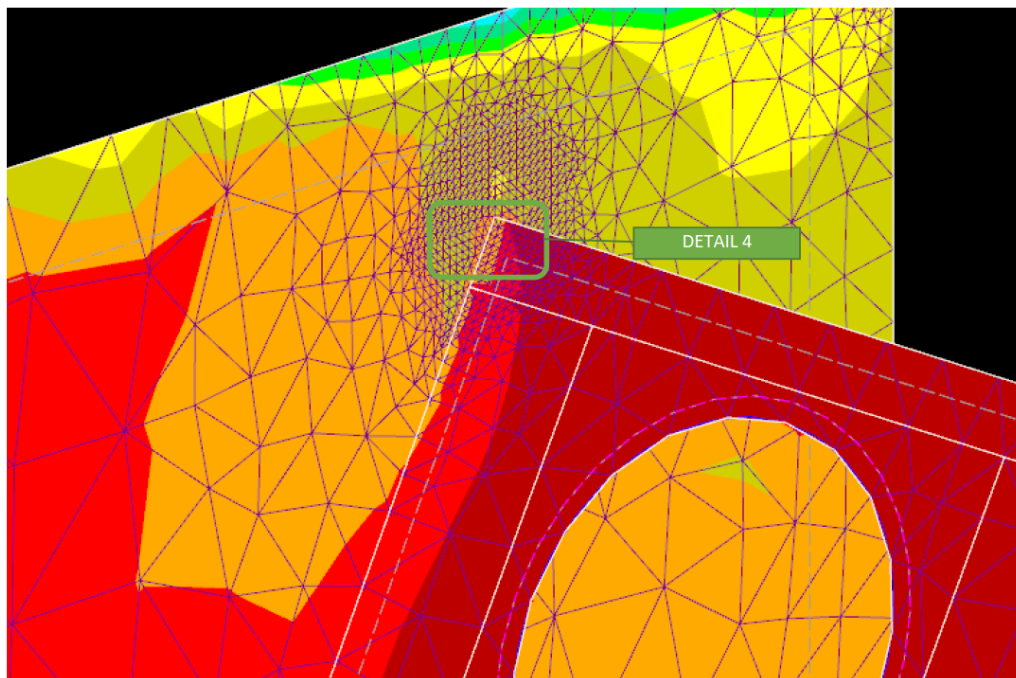


Kuva 53. Globaalien voimien vaihteluväli

Alle on listattu teräsrakenteen väsytylaskennan vaiheet:

1. alustavat jännityskuvaajat karkealla elementtiverkolla  
→ jännityspiikkien tunnistus
2. elementtiverkon tihennys piikkien alueella
3. toinen laskentakierros  
→ uudet jännityskuvaajat
4. globaalien jännityslukeman valinta "hot spot"-menetelmää mukailien
5. köysien yksikkökuorman skaalaus
6. detaljin kategorisointi  
→ detaljia vastaava osavarmuusluku
7. vauriosumman laskenta

Edellä olevan vaiheistuksen mukaisesti rakenteet kategorisoitiin viiteen eri detalji kategoriaan. Jokaisesta väsytytkuormituksesta tulostettiin kustakin detaljista 4 jännityskuvaajaa, jotta saatiin ymmärrys liitoksen suuntaisista ja liitosta kohtisuoraan olevista jännityksistä levyjen molemmissa pinnoissa. Näitä jännityksiä käytettiin myös hitsien mitoituksessa. Erään detaljin tarkennettu elementtiverkko on esitetty kuvassa 54.



Kuva 54. Erään detaljin elementtiverkon tihennys

Väsytytkuormituskaavioina käytettiin seuraavia kuormitusmalleja:

- FLM3
- RT5
- RT6
- RT11
- RT12

Kumulatiivinen vaurio oli konservatiivisiin olettamuksiin perustuen suurimmillaan 70 %, joten teräsrakenteiden pitäisi kestää käytössä tavoitellun ajan.

## 5 POHDINTA

Lähtöolettamuksena oli, että vinoköysien ankkurointi pyloniin voidaan mallintaa FEM-ohjelmalla riittävän tarkasti, jotta laskentaohjelmasta saadut voimasuureet korreloivat riittävällä tasolla yksinkertaisemman käsin laskennan kanssa. Opin­näytteen tekijän mielestä olettamus pitää paikkansa, vaikkakin tulosten vertaami­nen oli ajoittain hankalaa mallien monimutkaisuuden vuoksi. Riittävällä yksinker­taistuksella tulokset saatiin vastaamaan toisiaan erinomaisesti. Yksinkertaista mallia kehitettiin eteenpäin kukin välivaihe verifioiden, jolloin voitiin olettaa, että lopullinen rakennemalli antaa tuloksia, joiden mukaisesti valitut rakenteiden di­mensiot voitiin todeta riittäviksi.

Opinnäytetyö kirjoitettiin projektityön ohessa rinnakkain toteutettavan kohteen suunnittelun kanssa. Kohteeseen valittu toteutustapa on poikkeuksellinen te­räskotelon epäjatkuvuuden vuoksi, mikä vaati laaja-alaista suunnitteluohjeiden tuntemusta ja ajoittain myös ohjeiden tulkintaa. Vahvan ammattitaidon omaavan suunnittelijaryhmän kanssa yhdessä työskentely kasvatti kirjoittajan kriittistä ajat­telua sekä ohjelmistojen käyttötaitoa. Alan kirjallisuudesta oli suuri apu syventä­mään eri-ilmiöihin liittyvien asioiden tuntemusta.

Kirjoittajan valitsema lähestymistapa, jossa kirjoista opittua teoriaa kokeiltiin las­kentaohjelmilla, toimi tehokkaana tapana sisäistää uutta oppia nopeasti. Tapa vaatii kuitenkin merkittävän määrän itsenäisyyttä ja hyvän perustan ohjelmistojen käytölle. Teoriaan syvennyttiin kuitenkin riittävällä tasolla, jotta ymmärrys raken­teista ja niiden toiminnasta muodostui työn tekijälle. Työn tavoitteena oli lisätä yrityksessä olevaa tietoutta ja osaamista vinoköysien ankkurointiin liittyen, ja kir­joittajan mielestä näihin tavoitteisiin päästiin hyvin. Vinoköysisiltojen vähäisyys Suomessa aiheuttaa kuitenkin haasteita ylläpitää ja soveltaa osaamista jatkossa. Mahdollisten hankkeiden ilmetessä on mielekäästä palata tämän opinnäytteen ai­heisiin uudestaan.

## LÄHTEET

Ojala I. Ramboll. Henkilöhaastattelu 14.9.2021.

Tiehallinto. 2000. Siltojen suunnitelmat (TIEL 2172067-2000). Tiehallinto

Liikennevirasto. 2012. Siltojen rakennelaskelmat (LO12/2012). Liikennevirasto

Väylävirasto. 2021. [https://julkaisut.vayla.fi/pdf7/lo\\_julkaisuluettelo\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf7/lo_julkaisuluettelo_web.pdf)  
14.8.2021

Wikipedia. 2021. [https://en.wikipedia.org/wiki/Cable-stayed\\_bridge](https://en.wikipedia.org/wiki/Cable-stayed_bridge)  
14.8.2021

Menn, C. 1990. Prestressed Concrete Bridges. Birkhäuser

Walther R. et al. 1999 Cable stayed bridges. Thomas Telford Publishing

Deroubaix B., Virlogeux, M. 1991. Design and construction of the Normandie bridge. IABSE report

Svensson, Ho. 2012. Cable-Stayed Bridges : 40 Years of Experience Worldwide. ProQuest Ebook Central

Setra. 2007. Prestressed concrete bridges built using the cantilever method. Setra

RIL 179-2018. SILLAT -suunnittelu, toteutus ja ylläpito. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 2018. Jyväskylä. Kirjakaari Oy

Liikennevirasto. NCCI 4 (25.8.2016) Liikennevirasto

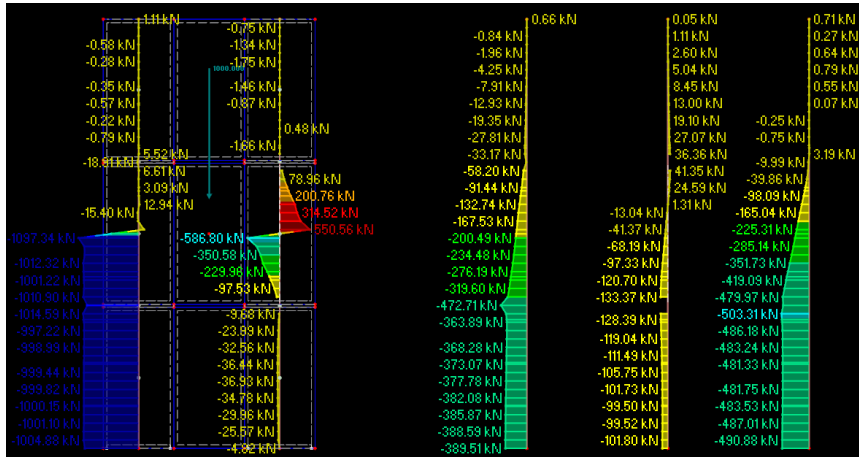
D. J. Oehlers ja C. G. Coughlan. 1986. The Shear stiffness of stud shear connections in composite beams

Suomen standardoimisliitto. 2009. SFS-EN 1994-2 + AC.

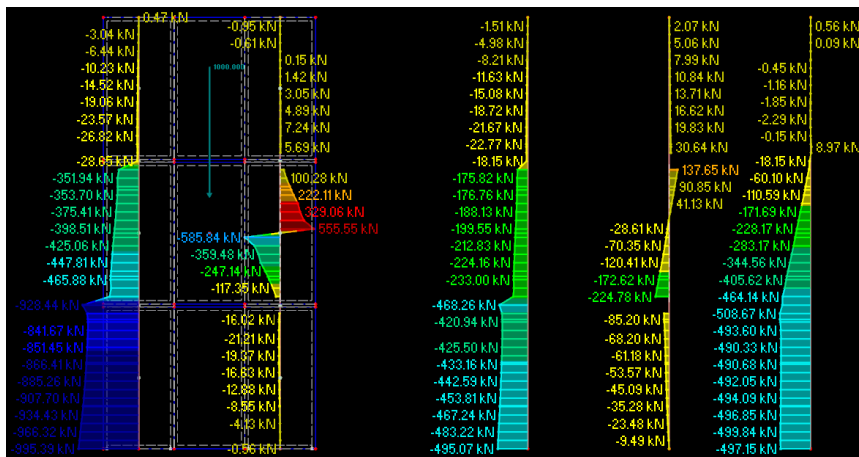
## LIITTEET

Liite 1. Jousivapautuksen vaikutus kuormien jakautumiseen materiaalien välillä

Täysi kontakti



Materiaalit vapautettu jousijäykkyydellä



Pystysuuntainen kuormitusjakauma köysivoimasta max-max

