



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

# **JATKUVAN SORTUMAN ANALYYSIMENETELMÄT**

Janne Kyngäs

Ohjaajat: TkL Matti Kangaspuoskari, DI Jukka Tuovila, DI Juha Vehkamäki

Tarkastaja: TkT, dosentti Antti Niemi

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIikka

Diplomityö

Marraskuu 2019

# TIIVISTELMÄ

Jatkuvan sortuman analyysimenetelmät

Janne Kyngäs

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2019, 82 s. + 16 s. liitettä

Työn ohjaaja(t) yliopistolla: TkL Matti Kangaspuoskari

Jatkuvaksi sortumaksi kutsutaan sortuman leviämistä paikallisen vaurion johdosta, kun tapahtuman seuraukset ovat alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman suuret. Jatkuvan sortuman estämisessä on kyse rakenteen vaurionsietokyvystä eli kyvystä luoda sortumaa vastustavia, stabiileja vaihtoehtoisia rakennejärjestelmiä. Näiden avulla rakenne voi kehittää vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin, jonka avulla kuormat voivat siirtyä perustuksille. Diplomityössä tutkitaan kuinka tätä tapahtumaa voidaan analysoida. Työn tavoitteena on saada selkeä kuva siitä, mitä eri menetelmiä analysointiin on käytettävissä ja miten ne voidaan suorittaa. Tarkoituksena on myös selvittää, miten menetelmät soveltuvat rakennesuunnittelijan jokapäiväiseen työhön ja käsiteltäväksi Robot Structural Analysis -ohjelmassa. Työ koostuu teoriaosuudessa kirjallisuuskatsauksesta ja soveltavassa osiossa epälineaarista FEM-laskennasta.

Kirjallisuuskatsauksessa käsitellään jatkuvan sortuman analysointiin käytettäviä menetelmiä, sekä mitä vaatimuksia ja ohjeita Eurokoodit antavat niiden suorittamiseen. Teoriaosio pohjautuu ristiriidattomasti myös muiden standardien käyttöön, koska itse analyysimenetelmien ohjeistus on Eurokoodeissa puutteellinen. Lisäksi työssä käydään läpi rakennuksen geometrian ja materiaalin epälineaarisia ominaisuuksia jatkuvassa sortumassa. Työssä perehdytään myös liitosten todellisen epälineaarisen käyttäytymisen laskentaan ja mallintamiseen.

Teoriaosuuden perusteella soveltavassa osiossa suoritetaan epälineaarinen staattinen FEM-laskenta tyypilliselle teräsrakenteiselle hallille. Laskenta suoritetaan Robot Structural Analysis -ohjelmalla. Soveltavassa osiossa tullaan samaan tulokseen kuin kirjallisuuskatsauksessa liitosten tärkeydestä jatkuvassa sortumassa. Mikäli liitokset eivät

ole kyvykkäitä välittämään kuormia jäljelle jääville rakenneosille, ei sortumaa vastustavia vaihtoehtoisia rakennejärjestelmiä voi syntyä. Liitosten kapasiteetit määritetään tässä työssä Idea Statica -ohjelmalla. Valitulle liitostyypille suoritetaan vertailulaskelmat Eurokoodin komponenttimenetelmällä. Liitosten käyttäytyminen sortumatilanteessa on kuitenkin hyvin monimutkaista ja todellisten kapasiteettien määrittäminen numeerisesti erittäin vaativaa.

Jatkuva sortuma on kaoottinen tilanne ja varsinkin teräsrakenteilla yleensä voimakkaasti epälineaarinen ja dynaaminen ilmiö. Tapahtuma on myös hyvin tilanneriippuvainen, joten yksittäisistä analyyseistä ei voida vetää yleisiä johtopäätöksiä. Tapahtuman tutkiminen monimutkaisissa rakennuksissa vaatii huomattavaa asiantuntevuutta rakenteiden mekaniikasta sekä laskentaohjelmien käytöstä. Tutkijat ovat kuitenkin viime vuosikymmeninä heränneet jatkuvan sortuman tutkimiseen ja uutta dataa on vuosi vuodelta enemmän saatavissa. Tällä hetkellä universaalia ohjetta jatkuvan sortuman tutkimiseen ei ole olemassa, mutta tämän työn periaatteita soveltamalla voidaan saada hyvä arvio rakennuksen jatkuvan sortuman potentiaalista.

*Asiasanat: Jatkuva sortuma, vaurionsietokyky, vaihtoehtoinen kuormansiirtymisreitti, epälineaarinen analyysi.*

# ABSTRACT

Analysis methods of progressive collapse

Janne Kyngäs

University of Oulu, Degree Programme of Mechanical Engineering

Master's thesis + 2019, 82 p. + 16 p. Appendixes

Supervisor(s) at the university: Matti Kangaspuoskari Lic.Sc. (Tech.)

Progressive collapse is the spread of local damage in building structures when the consequences of the initiating action are disproportionate to the original cause. In preventing progressive collapse, it is structural robustness that forms the ability to create stable alternative system configurations which lead to alternative load paths to structure foundations. This master's thesis investigates how this event can be analyzed. The main goal is to form a general understanding of the methods that are available and how they can be performed. The purpose is also to clarify how the methods fit to structural designer's day-to-day work and to Robot Structural Analysis software. The thesis consists of a literature review in the theory section and a nonlinear FEM-analysis in the applied section.

The literature review processes the methods of analysis in progressive collapse scenario and the kind of demands and guidelines which Eurocodes provide in terms of performing those methods. The theory section is consistently based on other standards because Eurocodes provide only a little information on how to perform the analyses. The thesis also undergoes a structure's geometrical and material nonlinear properties in a progressive collapse scenario. Realistic nonlinear behavior of structural joints in calculation and modeling is also considered.

Based on the theory section, the applied section performs a nonlinear static FEM-analysis to a typical steel-constructed hall. Calculations are performed with Robot Structural Analysis software. Regarding the importance of steel joints in a progressive collapse scenario, the applied section reaches the same conclusion as the literature review. If steel joints are incapable of transferring loads to remaining structures, alternative system configurations cannot be generated. The capacities of steel joints are assessed with Idea

Statica software. Eurocode's component method is used to determine capacities of the selected steel joint type for comparative values. However, the behavior of steel joints in a progressive collapse scenario is very complicated, and the actual capacities are extremely demanding to determine.

Progressive collapse is a chaotic condition, and especially in steel structures, an intensely nonlinear and dynamic phenomenon. General conclusions cannot be based on individual analysis as the event is highly dependent on the existing situation. Studying of the event in complex structural configurations demands high expertise of mechanics of structures and the use of structural analysis software solutions. Researchers have awakened to the study of progressive collapse and more new data is available year by year. Universal guidelines remain to be non-existent these days. However, good valuation of the progressive collapse potential can be achieved from adaptation of the principles presented in this master's thesis.

*Keywords: progressive collapse, robustness, alternative load path, nonlinear analysis.*

## ALKUSANAT

Diplomityön tarkoituksena oli tutustua jatkuvan sortuman analyysimenetelmiin teräsrakennuksissa. Työn aihe oli erittäin mielenkiintoinen. Ylimääräistä motivaatiota työn suorittamiseen aiheutti aihealueen kiinnostus myös muualla kuin rakennesuunnittelijoiden ja rakennusalan ammattilaisten keskuudessa. Aihe oli myös haastava, johtuen jatkuvaan sortumaan liittyvistä vielä ratkaisemattomista kysymyksistä ja Eurokoodien puutteellisesta ohjeistuksesta. Koen mielenkiintoisen ja laajan aiheen myös kehittäneen kykyjäni rakennesuunnittelijana usealla eri osa-alueella.

Työ suoritettiin syksyllä 2019 Pöyry Finland Oy:n toimeksiannosta, joka toimi myös työn rahoittajana. Aihe syntyi yrityksen halusta kehittää suunnitteluosaamista jatkuvan sortuman hallitsemisessa. Työ suoritettiin Oulun Yliopiston teknillisen tiedekunnan rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelmaan. Työn ohjaajana Oulun Yliopistolta toimi TkL Matti Kangaspuoskari ja tarkastajana TkT ja dosentti Antti Niemi. Pöyry Finland Oy:ltä ohjaajina toimivat DI Jukka Tuovila ja DI Juha Vehkamäki.

Kiitokset työn ohjaajille Pöyryllä aktiivisesta kommentoinnista ja asiantuntevuuden jakamisesta. Kiitos Antille suuntaviivoista työn alussa sekä työn tarkastuksesta. Erityiset kiitokset kohdistuvat Matille todella motivoivasta ohjaustavasta ja ammattitaitoisista vinkeistä työn rakenteen muodostamisessa. Lisäksi kiitokset kuuluvat kaikille työhön osallistuneille sekä Pöyrylle mahdollisuudesta panostaa työhön täysipäiväisesti.

Haluan kiittää myös avopuolisoani Nelliä kannustuksesta työn suorittamiseen. Suurimmat kiitokset haluan esittää vanhemmilleni opiskeluun innostamisesta sekä tuesta koko opiskelu-uran ajalta.

Oulu, 14.11.2019



Janne Kyngäs

# SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

MERKINNÄT JA LYHENTEET

1 JOHDANTO .....	10
2 Jatkuva sortuma .....	12
2.1 Jatkuvan sortuman luonne .....	12
2.2 Rakenteen vaurionsietokyky.....	13
2.3 Sortumatyypit.....	13
3 Rakenteellisen turvallisuuden varmistaminen sortumatilanteessa.....	17
3.1 Menetelmät .....	17
3.1.1 Sidevoimamenetelmä .....	18
3.1.2 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti .....	18
3.1.3 Avainasemassa mitoitus .....	19
3.1.4 Riskiarvio.....	19
3.1.5 Segmentointi .....	20
3.2 Sortuman rajaaminen.....	20
3.3 Eurokoodin onnettomuusrajatila .....	23
3.3.1 Seuraamusluokat .....	23
3.3.2 Kuormitusyhdistelmät .....	26
4 Teräsrakenteiden ominaisuudet sortumatilanteessa.....	27
4.1 Epälineaarisuuden muodot.....	27
4.1.1 Geometrinen epälineaarisuus .....	27
4.1.2 Materiaalin epälineaarisuus .....	28
4.2 Dynaaminen suurennuskerroin .....	30
4.3 Teräsrakenteiden liitokset.....	31
4.3.1 Taivutuskestävyys, kiertymisjäykkyys ja kiertymiskyky .....	33
4.3.2 Dynaaminen kuormitus liitoksissa .....	35
5 Analyysimenetelmät.....	37
5.1 Lineaarinen staattinen menetelmä.....	38
5.2 Epälineaarinen staattinen menetelmä .....	44
5.3 Pushover-analyysi .....	48

5.4 Lineaarinen dynaaminen menetelmä.....	50
5.5 Epälineaarinen dynaaminen menetelmä.....	52
5.6 Energiatasapainoon perustuva menetelmä.....	54
6 Menetelmän valinta.....	55
6.1 Valinnan perusteet ja tarkasteltava rakennus.....	55
6.2 Kuormat ja kuormitusyhdistelmät.....	56
6.3 Liitosten kapasiteetit ja mallintaminen.....	58
6.4 Rakennemallin analyysi.....	63
6.4.1 Lineaarinen staattinen analyysi.....	63
6.4.2 Epälineaarinen staattinen analyysi.....	65
7 Yhteenveto ja johtopäätökset .....	76
LÄHDELUETTELO.....	79
LIITTEET	

## MERKINNÄT JA LYHENTEET

ELDM	Epälineaarinen dynaaminen menetelmä
ELSM	Epälineaarinen staattinen menetelmä
FEM	Finite Element Method. Elementtimenetelmä
GSA	U.S. General Service Administration. Yhdysvaltain hallituksen itsenäinen toimielin, joka hallitsee ja tukee liittovaltion virastojen toimintaa.
LDM	Lineaarinen dynaaminen menetelmä
LSM	Lineaarinen staattinen menetelmä
UFC	Unified Facilities Criteria. Sarja Yhdysvaltalaisia julkaisuja mm. suunnittelusta, rakentamisesta ja modernisoinnista, sisältäen esimerkiksi Yhdysvaltain puolustusministeriön aihealueen julkaisut.
Robot	Robot Structural Analysis -ohjelma. Elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma
SFS-EN	Suomen standardoimisliitto ry:n eurooppalainen standardi.

# 1 JOHDANTO

Diplomityössä tutkitaan jatkuvan sortuman analysoinnissa käytettäviä menetelmiä. Jatkuva sortuma on ilmiönä noussut vasta viime vuosikymmeninä tutkijoiden huomioon. Syistä tunnetuimpana pidetään vuoden 2001 New Yorkin World Trade Centerin kaksoistornien sortumista. Myös aiemmin esimerkiksi vuonna 1995 Oklahomassa Alfred P. Murah Federal Building ja vuonna 1968 Lontoossa Ronan Point sortuivat, kun paikallinen vaurio rakenteissa johti sortuman leviämiseen. Ilmiöön liittyy aina merkittäviä menetyksiä materiaali- tai henkilövahinkojen suhteen. Varsinkin sairaalat ja koulut, mutta myös teollisuusrakennukset, ovat niiden tuotantokapasiteetin säilymisen takia kriittisiä jatkuvalla sortumalle. Jatkuvan sortuman estämiseksi ei kuitenkaan ole vielä kehitetty universaalia ohjetta (Adam. ym. 2018, s. 127).

Jatkuvaan sortumaan on pyritty viime vuosikymmeninä vastaamaan rakenteen vaurionsietokyvyllä (engl. robustness). Vaurionsietokyvyn käsitteessä pyritään vaikuttamaan vahingon syyn sijasta sen seurauksiin: kun kantava rakenneosa pettää onnettomuuden johdosta, rakenteella on kyky kehittää kuormia vastustava mekanismi estääkseen jatkuva sortuma. Tähän voidaan päästä vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelulla, jossa todetaan viereisten rakenneosien kyky kantaa pettäneen rakenneosan kuormat. Teräsrakenteiden liitokset ovat merkittävässä roolissa rakenteen kyvyssä kehittää vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti ja yleensä jatkuvan sortuman aiheuttava syy on voitukin johtaa liitosten vajaaseen kapasiteettiin. Työn tavoitteena on selvittää Eurokoodien vaatimukset täyttävät menetelmät vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnitteluun ja selvittää niiden soveltuvuus rakennesuunnittelijan jokapäiväiseen käyttöön. Tutkimuksessa pyritään myös selvittämään, miten Robot Structural Analysis 2018 -ohjelma (myöhemmin Robot) soveltuu analyysimenetelmien suorittamiseen.

Tutkimusongelma pyritään ratkaisemaan kirjallisuuskatsauksella, jossa selvitetään mitä jatkuva sortuma tarkoittaa, mitä ilmiöitä siihen liittyy ja miten rakenteellinen turvallisuus sortumatilanteessa voidaan varmistaa. Kirjallisuuskatsauksessa tutkitaan mitä analyysimenetelmiä on käytettävissä, sekä miten liitosten käyttäytyminen tulee huomioida. Merkittävimpiä käytettäviä tutkimuksia ovat Adamin ym. (2018) ajankohtainen katsaus jatkuvan sortuman tilanteesta 21. vuosisadalla, Marjanishvilin tutkimukset (2004; 2008) sekä General Service Administrationin (GSA 2016) ohjeistus liittovaltion korkean luokitustason rakennuksien jatkuvan sortuman laskentaan. Työ perustuu kuitenkin Eurokoodien vaatimusten todentamiseen, joten muiden standardien ohjeita sovelletaan ristiriidattomasti. Jatkuvan sortuman analyysimenetelmiä on käsitelty myös kattavasti aiemmin esimerkiksi Luckin (2016) ja Heinosen (2017) diplomitoissa, joissa tapaustutkimukset on suoritettu lineaarisilla rakennemalleilla ja teräslitosten toimintaa jatkuvassa sortumassa ei ole korostettu laskennassa.

Kirjallisuuskatsauksen jälkeen suoritetaan tapaustutkimuksena epälineaarinen FEM-analyysi Robotilla tyypilliselle terärakenteiselle hallille. Tutkimuksessa perehdytään teräsrakenteisiin, mutta käsiteltävät analyysimenetelmät soveltuvat periaatteiltaan myös betonirakenteille. Liitosten kapasiteetit lasketaan Idea Statica -ohjelmalla. Tulosten oikeudenmukaisuutta arvioidaan Eurokoodin komponenttimenetelmällä valitulle liitostyyppille. Laskentaosiossa pohditaan Robotin soveltuvuutta analyysimenetelmiin, mallinnuksen tarkkuuden tärkeyttä sekä esitellään mikro- ja makrotason mallien mallinnusstrategiaa.

## 2 JATKUVA SORTUMA

### 2.1 Jatkuvan sortuman luonne

Inhimillinen erhe tai onnettomuus, kuten tulipalo, törmäys tai räjähdys voi aiheuttaa paikallisen vaurion rakennuksen kantaviin rakenteisiin. Tällöin vahingoittuneen rakenneosan kyky kantaa rakennuksen kuormia heikkenee tai häviää kokonaan ja kuormat pyrkivät reitittymään uudelleen jäljelle jääville rakenneosille. Mikäli nämä jäljelle jäävät rakenneosat eivät pysty kantamaan pettäneen rakenneosan kuormia, voi paikallinen vaurio aiheuttaa tapahtumaketjun, joka johtaa koko rakennuksen tai sen suuren osan sortumiseen. Tätä kutsutaan jatkuvaksi sortumaksi. (Adam ym. 2018.)

Termit jatkuva sortuma (engl. progressive collapse) ja suhteettoman suuri sortuma (engl. disproportionate collapse) ovat helposti sekoitettavissa, ja niitä käytetään kansainvälisestikin tietyssä määrin ristiin. Jatkuva sortuma tarkoittaa rakenteiden sortuman leviämistä alkusortuman johdosta, täten määrittäen rakenteen vastustuskyvyn sortumalle. Suhteettoman suuri sortuma on taas määritelty sortuman aiheuttaman ilmiön ja sortuman lopputuloksen epäsuhteena, eikä määritelmä ota kantaa rakenteen käyttäytymiseen. Jatkuva sortuma ei välttämättä johda suhteettoman suureen sortumaan. Tässä työssä termiä jatkuva sortuma käytetään kuitenkin vasta, kun tapahtuman seuraukset ovat alkuperäiseen syyhyn nähden kohtuuttoman tai suhteettoman suuret. (Adam ym. 2018, s. 123.)

Marjanishvilin (2004, s. 80) mukaan jatkuva sortuma sisältää kahdentyyppisiä kuormituksia. Ensimmäinen eli primäärikuormitus on se, joka aiheuttaa rakenneosan pettämisen. Toissijaiset eli sekundäärikuormitukset ovat niitä, jotka syntyvät rakenteessa tapahtuvista liikkeistä rakenneosan pettäessä. Edellä mainitut tulipalo, törmäys, räjähdys ym. ovat primäärikuormituksia ja sekundäärikuormitukset syntyvät rakenneosien sisäisten staattisten ja dynaamisten kuormien uudelleenreitittymisestä. Rakenneosan pettäminen muuttaa rakennuksen geometriaa välittömästi vapauttaen varastoitunutta potentiaalienergiaa ja sisäiset staattiset voimat muuttuvat hetkessä dynaamiseksi kuormituksiksi. Tämä voidaan matemaattisesti esittää rakennuksen jäykkyyssmatriisin äkillisenä muuttumisena.

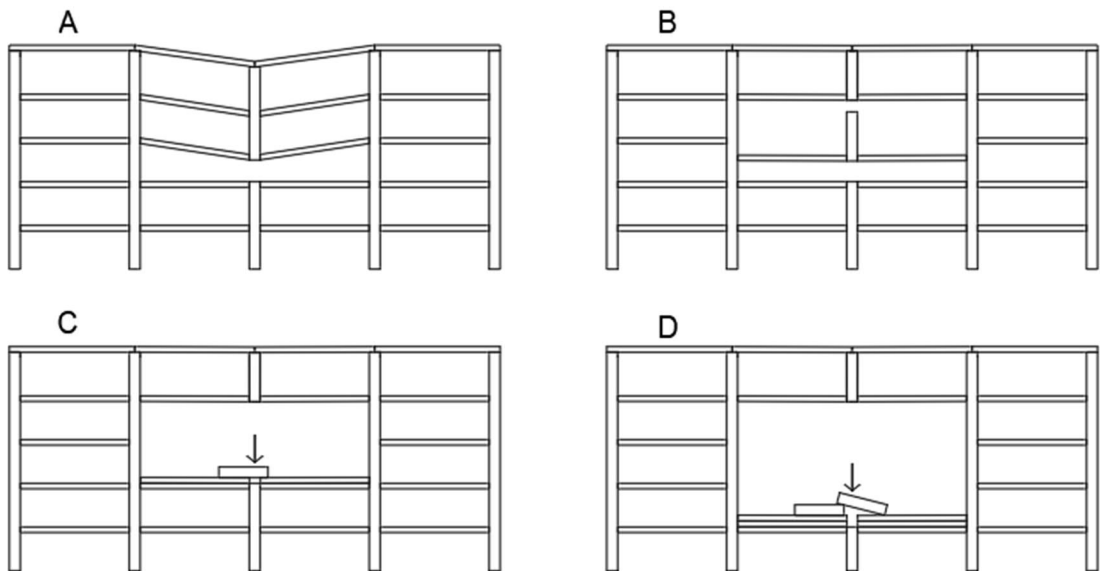
## 2.2 Rakenteen vaurionsietokyky

Eurokoodit määrittelevät vaurionsietokyvyn rakenteen kykyä vastustaa tapahtumia kuten tulipaloa, räjähdystä, törmäystä tai ihmisen virheen seurauksia ilman, että tapahtuman seuraukset ovat sen syyhyn verrattuna kohtuuttoman suuria (SFS-EN 1991-1-7, s. 20). Eli termi vaurionsietokyky on vahvasti kytköksissä jatkuvan sortuman määritelmään. Yleensä vaurionsietokykyä kuvataan termeillä sitkeys (engl. ductility), lujuus, kestävyys, jyrkyys ja luotettavuus. Määritelmästä voidaan johtaa, että riittävän vaurionsietokyvyn omaava rakennus ei päädy kärsimään suhteettoman suuresta sortumasta. (The Steel Construction Institute 2011, s. 12.)

Vaurionsietokyvyn käsitteen avulla on tarkoitus luoda mahdollisimman toimiva rakenne, joka voi vastustaa kaiken tyyppisiä kuormituksia. Käsitteessä ei ole kyse rakenteen ylirajoituksesta, vaan rakenteen kyvystä luoda epätavallisia kuormia kantava vaihtoehtoinen rakennejärjestelmä, joka on stabiili. Epätavalliset kuormat voivat olla mitä vain, eikä niiden esiintymisen mahdollisuutta voida poistaa. Kirjallisuudessa tätä vaihtoehtoista rakennejärjestelmää kutsutaan mekanismiksi. Eniten tutkittu mekanismi on köysi- ja kalvorakenteiden muodostuminen, jonka katsotaan olevan rakennuksen viimeinen keino vastustaa jatkuvaa sortumaa. Vaurionsietokyky voidaan määrittellä rakenteen kykyä vastustaa kuormia, joita ei ole suunnittelussa otettu huomioon. (Adam ym. 2018, s. 123-125.)

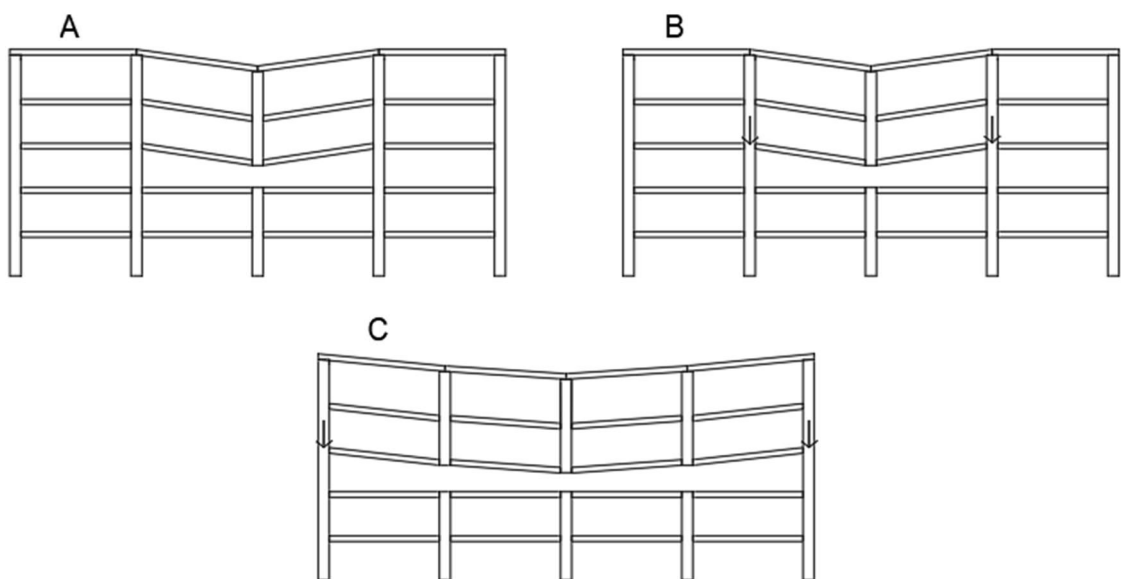
## 2.3 Sortumatyypit

Starossekkin (2007, s. 2302) mukaan Kuvassa 1 esitetyn pannukakkusortuman esimerkkinä voidaan pitää World Trade Centerin tornien romahdusta. Lentokoneiden törmäys ja siitä seuranneet tulipalot aiheuttivat rakennuksen pystysuunnassa kantaviin rakenneosiin paikallisia vaurioita. Paikalliset vauriot yltivät koko tornin poikkileikkauksen laajuudelle. Vaurioituneiden rakenneosien yläpuolella olevien rakenteiden tippuessa niiden potentiaalienergia muuttui liike-energiaksi ja aiheutti alapuolisiin rakenteisiin niiden kantokykyä suurempia dynaamisia kuormia. Tämä johti ketjureaktioon, joka lopulta romahdutti koko tornin.



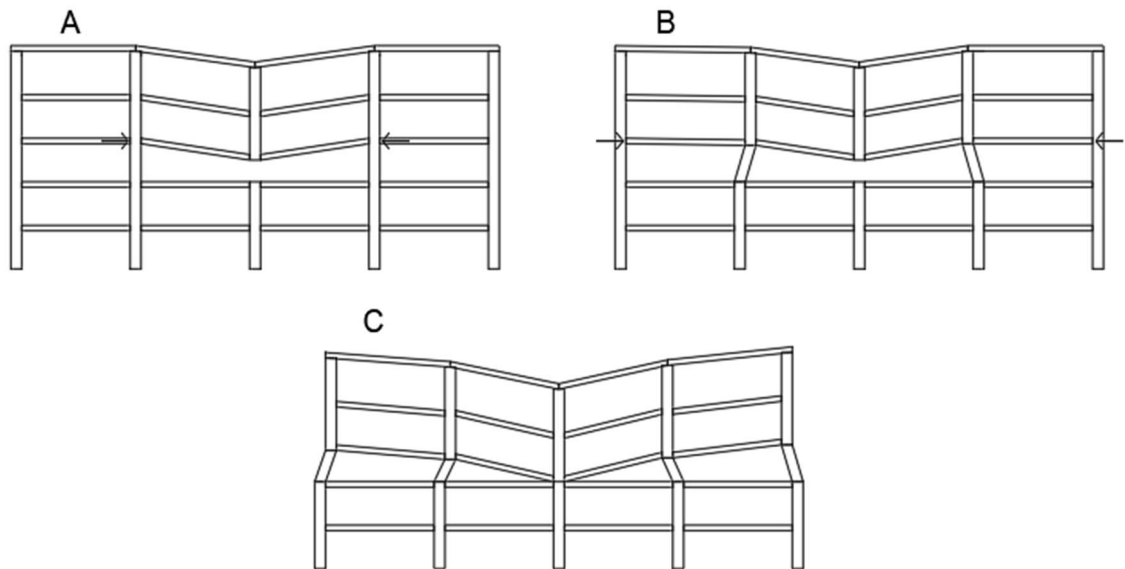
Kuva 1. Pannukakkusortuman eteneminen (Luck 2016, Rädyn mukaan).

Kuvan 2 mukainen vetoketjusortuma voi alkaa, kun yhteen tai useampaan rakenneosaan syntyy paikallinen vaurio ja ainakin yksi rakenneosa menettää kantokykynsä. Vaurion johdosta kuormat jakautuvat uudelleen aiheuttaen viereisille rakenteille staattisia ja dynaamisia kuormituksia. Jos rakenteet eivät kestä näitä impulsiivisia kuormia, ne pettävät ja sortuma etenee. Tyypillisesti vetoketjusortuma etenee kohtisuoraan pannukakkusortuman sortumasuuntaan nähden. (Starossek 2007, s. 2303.)



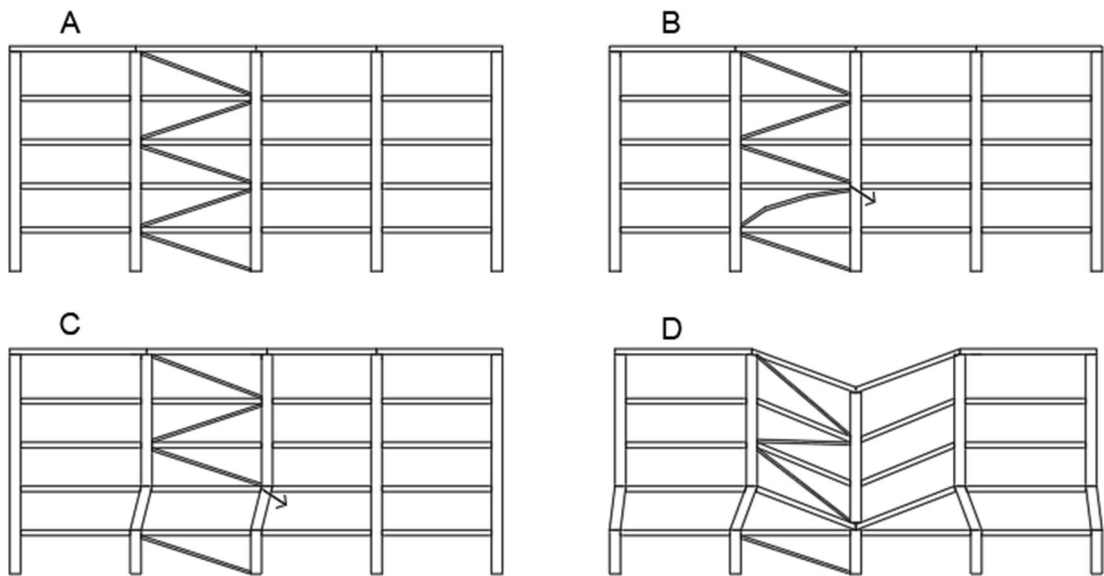
Kuva 2. Vetoketjusortuman eteneminen (Luck 2016, Rädyn mukaan).

Kuvan 3 mukaisessa dominosortumassa rakenneosan kaatuminen aiheuttaa viereiselle rakenneosalle staattisia ja dynaamisia kuormituksia kaatumisen suunnassa. Tässä sortumatyypissä on samankaltaisuutta pannukakkusortumaan verrattuna, mutta törmäyksen suunta on kohtisuora. (Starossek 2007, s. 2303.)



Kuva 3. Dominosortuma (Luck 2016, Rädyn mukaan).

Kuvassa 4 esitetyssä epästabiliussortumassa puristetut ja taivutetut rakenneosat ovat tuettu jäykistysjärjestelmällä, joka sisältää nurjahdus- ja kiepahdustuet. Kun jäykistysjärjestelmän yhteenkin siteeseen tulee paikallinen vaurio ja kuormilla ei ole mahdollisuutta reitittyä uudelleen, voi puristettu rakenne pettää. Tällöin tuenta menetetään ja rakenteesta tulee epästabili. (Starossek 2007, s. 2304-2305.)



Kuva 4. Epästabiiliussortuma (Luck 2016, Rädyn mukaan).

Edellä esitetyt neljä sortumatyyppiä ovat perinteisimmät sortumatyypit. Starossek in mukaan viides sortumatyyppi on poikkileikkaussortuma, jota ei yleensä kutsuta jatkuvaksi sortumaksi, vaan nopeaksi murtumaksi. Siinä taivutusmomentin alaisen palkin tai puristetun sauvan poikkileikkaukseen tulleen paikallisen vaurion seurauksena kuormat jakautuvat poikkileikkauksessa pienemmälle alalle. Tämä voi johtaa koko poikkileikkauksen murtumaan. Usean edellä mainitun sortumatyyppin ominaisia piirteitä sisältävää sortumaa kutsutaan yhteissortumaksi. (Starossek 2007, s. 2304-2305.)

### 3 RAKENTEELLISEN TURVALLISUUDEN VARMISTAMINEN SORTUMATILANTEESSA

#### 3.1 Menetelmät

Jatkuvan sortuman estämiseksi ei ole olemassa universaalia ohjetta. Kuitenkin kolme menetelmää on laajasti tunnustettu toimiviksi eri maiden kansallisissa standardeissa. Ne ovat sidevoimamenetelmä, vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin menetelmä ja avainasemassa mitoitus. Neljäs, tuore ja vähemmän käytetty menetelmä on riskiarvioanalyysi. Lisäksi on vielä segmentointi, joka on toistaiseksi suhteellisen tutkimaton ja harvoin käytetty menetelmä. Taulukossa 1 on esitetty neljän päämenetelmän käyttö eri maiden kansallisissa standardeissa. Taulukosta voidaan huomata, että Eurokoodit ovat ainoa kansallinen standardi, joka kattaa kaikki neljä menetelmää täysmittaisena. (Adam ym. 2018, s. 127.)

Taulukko 1. Eri kansallisten standardien hyväksymät menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi (Mukaillen Adam ym. 2018, s. 126).

Alue	Standardi	Sidevoima- menetelmä	Vaihto- ehtoinen kuorman -siirto- reitti	Avain- asemassa mitoitus	Riski- arvio
Iso-Britannia	Building reg. 2010	✓	✓	✓	~
Eurooppa	EN 1991-1-7	✓	✓	✓	✓
Yhdysv. (Civil)	ASCE/SEI 7-16	✓	✓	✓	~
Yhdysv. (Civil)	NYC BC 2014	X	✓	✓	~
Yhdysv. (Civil)	IBC 2009	✓	X	X	X
Yhdysv. (Gov.)	UFC 4-023-03	✓	✓	✓	~
Yhdysv. (Fed.)	GSA 2013	X	✓	X	~
Kiina	CECS 2013	✓	✓	✓	X
Kanada	NBCC 1995	✓	✓	✓	~
Australia	NCC 2016	X	✓	✓	✓
✓	Metodia käytetään				
X	Metodia ei käytetä				
~	Metodia on käytetty valikoivasti				

### 3.1.1 Sidevoimamenetelmä

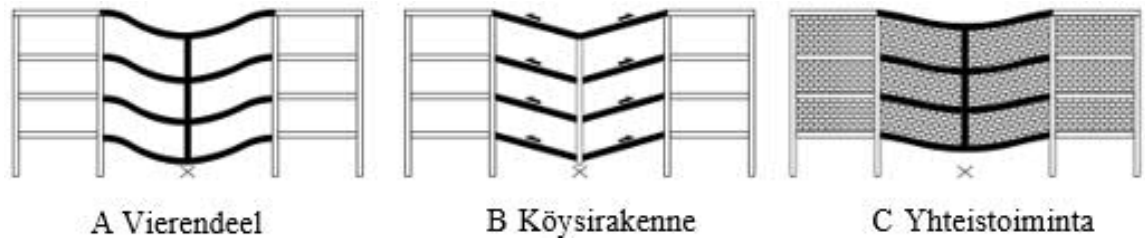
Monikerroksisten rakennuksien riittävä vaurionsietokyky voidaan varmistaa sidejärjestelmien avulla. Sidejärjestelmien suunnittelussa pyritään parantamaan rakennuksen sitkeyttä. Sidevoimamenetelmässä annetaan minimikapasiteetit siteille ja niiden täyttyessä katsotaan, ettei jatkuvaa sortumaa tapahdu. (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 38.)

### 3.1.2 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Riittävän vaurionsietokyvyn varmistamiseksi monikerroksisissa ja hallimaisissa rakennuksissa voidaan käyttää myös vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelua. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelussa on kyse siitä, että kuormilla on mahdollisuus siirtyä toista reittiä perustuksille rakennuksen rungon pysyessä stabiilina (RIL 201-4-2017, s. 45).

Suunnittelussa käytetään onnettomuustilanteen mitoituskuormia. Rakenneosa, kuten pilari, pilaria tukeva palkki tai pilarin ja palkin välinen liitos ajatellaan poistetuksi. Rakenteella katsotaan olevan riittävä vaurionsietokyky, mikäli rakenneosan poistosta aiheutuva paikallinen vaurio ei ylitä kohdassa 3.2 esitettyjä vaatimuksia. Määriteltävän tai määrittelemättömässä olevan onnettomuuskuorman huomioinnilla ei ole merkitystä. Tämä on vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin merkittävä etu, koska rakenneosan murtumiseen johtavalla alkuperäisellä syyllä ei ole merkitystä. (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 28, 38, 44; Marjanishvili 2004, s. 80.)

Adam ym. (2018, s. 123) esittävät esimerkkejä vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnitteluun. Esimerkit on havainnollistettu Kuvassa 5, jossa poistettu pilari on esitetty kirjaimella X. Yksinkertaisin keino on suunnitella vaurioituneen pilarin yläpuolinen palkki kantamaan kaiken kuorman. Tämä on kuitenkin harvemmin käytetty menetelmä, koska palkin täytyisi olla voimakkaasti ylimitoitettu. Kuvan A-kohdassa esitetty Vierendeel-tyyppinen vaihtoehtoinen rakennejärjestelmä saadaan aikaan momenttijäykillä liitoksilla. Momenttijäykkiä kehiä on tyyppillistä käyttää alueilla, joissa esiintyy maanjäristyksiä. B-kohdan köysirakenne johtaa suuriin siirtymiin ja suuriin rotaatioihin nivelliitoksissa. Kantavien rakenneosien ja esimerkiksi kuorirakenteiden yhteistoiminta on esitetty kohdassa C. Myös holvirakennetta voidaan käyttää, kun vierekkäisten pilarien horisontaalinen siirtymä on pieni.



Kuva 5. Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti (Mukaiillen Adam ym. 2018, s.123).

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu perustuu yleensä yhden rakenneosan poistamiseen kerrallaan. Tätä voidaan pitää menetelmän rajoituksena. Esimerkiksi Alfred Murrah Federal Building-rakennuksen sortuminen terrori-iskun seurauksena olisi tapahtunut siitä huolimatta, että vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti olisi suunniteltu yhden rakenneosan poistolle. Terrori-isku vaurioitti kolmea kantavaa pilaria samanaikaisesti. (Byfield 2014, s. 5.)

Vaikka Eurokoodit sallivat vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmän käytön, ei standardeissa ole ohjeistusta, kuinka analyysi tulisi suorittaa. Tästä syystä tässä työssä nojaututaan muihin kansallisiin ja kansainvälisiin standardeihin. GSA (2016) ja UFC (2016) esittävät yksityiskohtaiset proseduurit vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnitteluun. Näiden muiden standardien ohjeita sovelletaan kuitenkin ristiriidattomasti Eurokoodien kanssa.

### 3.1.3 Avainasemassa mitoitus

Mikäli vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei ole löydettävissä tai menettelyn käyttö ei rakenneratkaisujen kohtuuttomuuden vuoksi ole kannattavaa, voidaan rakenneosa suunnitella avainasemassa olevana. Tällöin käytetään standardin suositusarvoa tai riskiarvion perusteella määritettyä onnettomuuskuormaa  $A_d$ . Avainasemassa oleva rakenneosa sidotaan vaakarakenteeseen siten, että onnettomuuskuorma voi välittyä jäykistäville rakenteille. Rakennuksen kaikkia pystyrakenteita ei tule mitoittaa avainasemassa. (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 38, 44.)

### 3.1.4 Riskiarvio

Kohdassa 3.3.1 esitetyille CC3b-seuraamusluokan rakennuksille on tehtävä järjestelmällinen riskiarviointi, jossa huomioidaan mahdolliset vaaratilanteet. Ennakoitavat ja ennakoimattomat onnettomuuskuormat voivat olla viivakuormia,

pistekuormia ja pakkomuodonmuutoksia tai -voimia. Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 Liite B opastaa riskiarvion suorittamisen maa- ja vesirakennuskohteisiin. (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 38.)

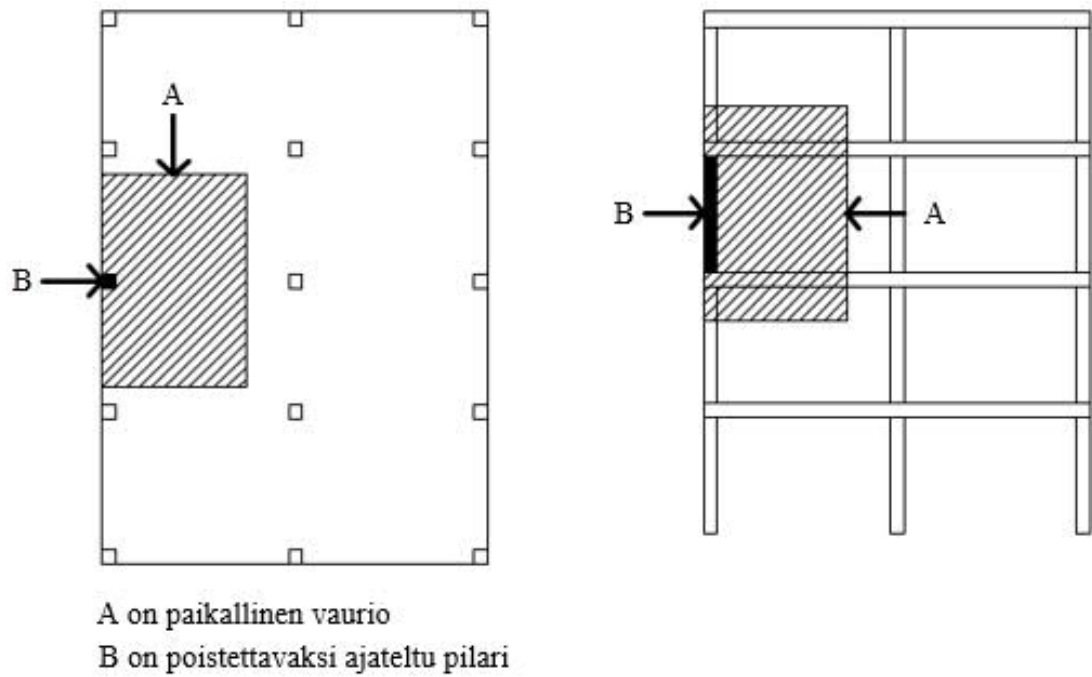
### **3.1.5 Segmentointi**

Segmentoinnissa on kyse rakennuksen jakamisesta osiin, jolloin yhden osan sortuma ei vaikuta koko rakenteeseen. Segmentoinnista voi olla hyötyä, kun vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei ole löydettävissä. Adamin ym. (2018 s. 144) mukaan kirjallisuudessa ei ole tutkimuksia tai selvityksiä rakennusten segmentoinnista jatkuvassa sortumassa. Eurokoodit eivät käsittele segmentointia.

## **3.2 Sortuman rajaaminen**

EN1990 + A1 + AC (2006, s. 44) standardin mukaan rakennus tulee suunnitella siten, ettei räjähdys, törmäys tai inhimillinen erehdys vaurioita sitä alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman paljon. Tämä paikallisen vaurion laajuus täytyy vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmässä todeta (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 38).

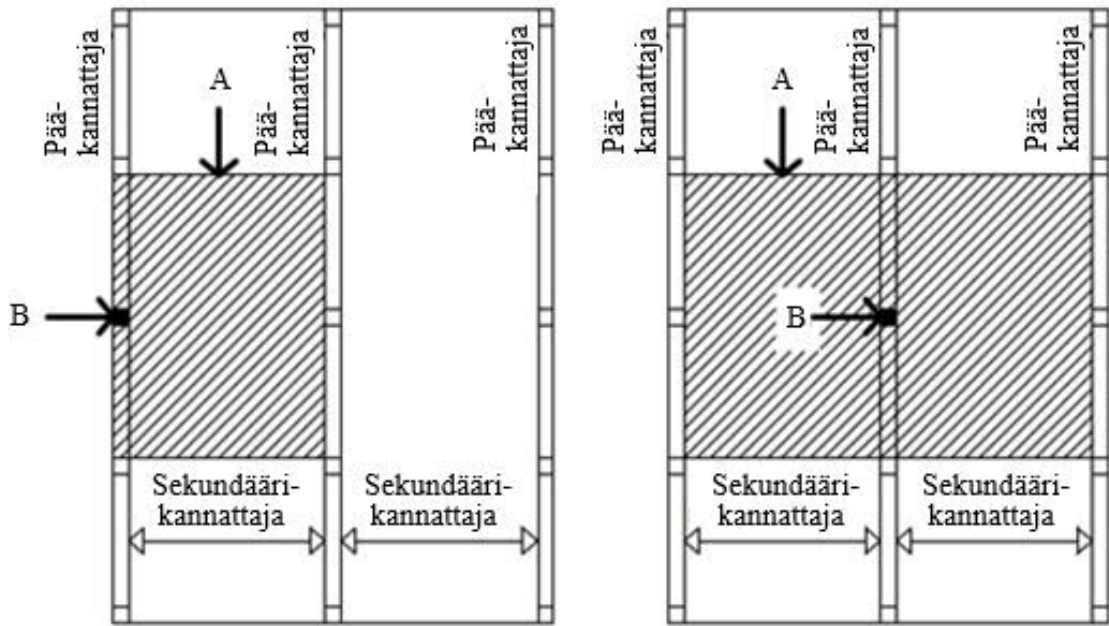
Paikallisen vaurion hyväksyttävä laajuus on rajattu erikseen hallimaisille ja monikerroksisille rakennuksille. Monikerroksisessa rakennuksessa paikallisen vaurion laajuus voi olla enintään 15 % kerroksen lattiapinta-alasta, kuitenkin enintään 100 m<sup>2</sup>/kerros. Vaurio voi olla kahdessa päällekkäisessä kerroksessa yhtä aikaa. Monikerroksisen rakennuksen paikallisen vaurion hyväksyttävä laajuus on esitetty Kuvassa 6. (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 36.)



Kuva 6. Monikerroksisen rakennuksen hyväksyttävä paikallisen vaurion laajuus (Mukaillen SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 36).

Hallimaisten rakennuksien paikallisen vaurion laajuus on esitetty Kuvassa 7. Hallimaisissa rakennuksissa vaurion laajuus voi olla enintään:

- Vaurioituneeseen pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaan pääkannattajien väli kerrottuna kahdella.
- Vaurioituneeseen pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaan pääkannattajien väli, jos pääkannattajat sijaitsevat ulkoseinälinjalla. (SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 36.)



A on paikallinen vaurio

B on poistettavaksi ajateltu pilari

Kuva 7. Hallimaisen rakennuksen paikallisen vaurion hyväksyttävä laajuus. Kuvassa esimerkkinä kaksilaivainen halli (Mukaiillen SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 37.)

### **3.3 Eurokoodin onnettomusrajatila**

Rakennus tulee onnettomusrajatilassa suunnitella rakenteeseen kohdistuvien poikkeuksellisten olosuhteiden, kuten tulipalon, räjähdysten, törmäyksen tai paikallisen vaurion seurausten mukaan (SFS-EN-1990 2006, s. 52).

#### **3.3.1 Seuraamusluokat**

Rakennuksen ja rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistamiseksi onnettomusrajatilassa käytetään seuraamusluokkajakoa. Seuraamusluokkia on kolme, joista kaksi jaetaan kansallisessa liitteessä alaluokkiin a ja b. (SFS-EN-1991-1-7 NA 2009, s. 36-37.)

Eurokoodit antavat ohjeellisen seuraamusluokkajaon ja toimintaperiaatteet suunnitteluun, joita kansallinen standardi voi ristiriidattomasti täydentää. Seuraamusluokkajako onnettomusrajatilassa on esitetty Taulukossa 2 Eurokoodin ja sen kansallisen liitteen täydennysten mukaan. Seuraamusluokan valinta vaikuttaa suunnittelun toimintaperiaatteisiin jatkuvan sortuman estämiseksi. Suositeltavat toimintaperiaatteet ovat esitetty Taulukossa 3.

Taulukko 2. Rakennusten jako seuraamusluokkiin onnettomuusrajatilassa (Mukaillen SFS-EN-1991-1-7 NA 2009, s. 36-37).

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyyppin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
CC1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa oleskelee ihmisiä vain tilapäisesti, esim. varastot.
CC2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa korkeintaan 4 kerrosta ja korkeus maanpinnasta enintään 16 m. Huom. Asuinrakennukset, joissa korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaan.
CC2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3.
CC3a	9-15 kerroksiset, asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut rungoltaan ja käyttötarkoitukseltaan saman tyyppiset rakennukset. Kerrosten lukumäärään luetaan kellarikerrokset mukaan.
CC3b	a) Muut yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan lukien. b) Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot. c) Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa on usein suuri joukko ihmisiä. d) Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan.

Taulukko 3. Toimintaperiaatteet jatkuvan sortuman estämiseksi eri seuraamusluokissa (SFS-EN 1991-1-7 2014, s. 28; SFS-EN 1991-1-7 NA 2009, s. 38).

Seuraamusluokka	Toimintaperiaatteet suunnittelussa
CC1 Vähäiset vaurion seuraukset	Vaurionsietokykyä ja stabiiliutta koskevat säännöt. EN 1990 ... EN 1999 mukaan täytyy täyttää. Muuta erityistarkastelu ei onnettomuuskuormien vuoksi vaadita. Kansallinen liite: ei lisättävää.
CC2 Keskisuuret vaurion seuraamukset	Staattisesti ekvivalentteihin kuormitusmalleihin perustettu yksinkertaistettu analyysi ja yksityiskohtien suunnittelun säännöt rakenteen erityisolosuhteista riippuen. Kansallinen liite: CC2a Rakennus varustetaan tehokkailla vaakasiteillä. CC2b Seuraamusluokan 1 vaatimusten lisäksi rakennus varustetaan tehokkailla vaakasiteillä ja pystysiteillä joka pilarin kohdalta. Rakennuksen tulee myös pysyä vakaana, eikä paikallinen vaurio saa ylittää vaadittuja rajoja, kun rakennuksesta ajatellaan poistettavaksi mikä tahansa pilari tai pilaria tukeva palkki.
CC3 Suuret vaurion seuraamukset	Suoritetaan erityistapauksen tarkastelu, jotta voidaan määrittää luotettavuustaso ja tarvittavien rakenneanalyysien perusteellisuuden määrittäminen. Voi edellyttää riskianalyysiä ja kehittyneiden menetelmien, kuten dynaamisten analyysien, epälineaaristen mallien sekä kuorman ja rakenteen välisen yhteisvaikutuksen käyttöä. Kansallinen liite: CC3a: CC2b vaatimukset. CC3b: CC3a vaatimusten lisäksi rakennukseen tehdään järjestelmällinen riskinarviointi ennakoitavia ja ennakoimattomia vaaratilanteita varten.

Taulukon 3 mukaan seuraamusluokan CC2 alaluokassa a voidaan jatkuva sortuma huomioida sidevoimamenetelmällä. Seuraamusluokissa CC2b ja CC3 täytyy rakennus suunnitella vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä ja lisäksi seuraamusluokassa CC3 vaaditaan riskiarvion suorittaminen. CC3-seuraamusluokalle voidaan tapauskohtaisesti edellyttää kehittyneiden menetelmien, kuten dynaamisten ja epälineaaristen mallien käyttöä.

### 3.3.2 Kuormitusyhdistelmät

Onnettomuusmitoitustilanteen kuormien yhdistelmät ovat esitetty Taulukossa 4. Onnettomuusmitoitustilanteen kuormitusyhdistelmä riippuu pääasiallisesta muuttuvasta kuormasta. Kuormien yhdistelykertoimen arvo on eri tilanteissa, joissa lumi-, jää- tai tuulikuorma on pääasiallinen kuorma tai kun pääasiallinen kuorma on jokin muu. Määräävä onnettomuusmitoituskuorma voi olla esimerkiksi törmäyskuorma SFS-EN-1991-1-7 mukaan. Kaikki kuormitusyhdistelmät eri olosuhteissa, joissa rakenteen edellytetään täyttävän tehtävänsä, tulee ottaa huomioon.

Taulukko 4. Onnettomuuskuormien tai maanjäristyskuormien yhdistelmissä käytettävät kuormien mitoitusarvot (SFS-EN 1990 NA 2016, s. 21).

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määräävä onnettomuuskuorma tai maanjäristyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_d$	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$ (**)	$\psi_{2,1}$
Maanjäristys(***) (Yht. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_I A_{ek}$ tai $A_{Ed}$	$\psi_{2,1}Q_{k,i}$	

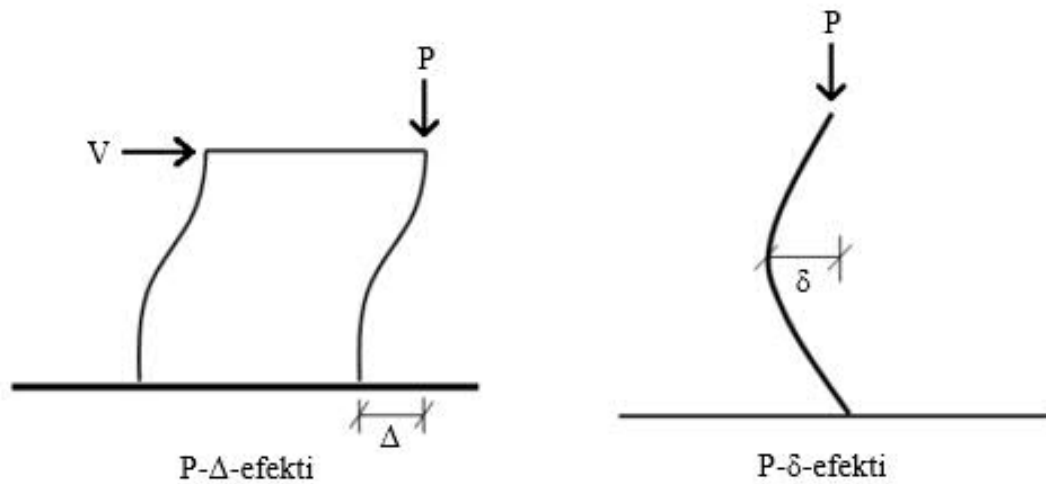
(\*) Taulukon A.1.1. mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.  
(\*\*) Pääasiallisen kuorman ollessa jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma käytetään kuitenkin arvoa  $\psi_{2,1}$ .  
(\*\*\*) Maanjäristysmitoitusta sovelletaan vain tilaajan niin edellyttäessä. Katso myös standardia SFS-EN 1998-1.

## 4 TERÄSRAKENTEIDEN OMINAISUUDET SORTUMATILANTEESSA

### 4.1 Epälineaarisuuden muodot

#### 4.1.1 Geometrinen epälineaarisuus

Rakenteen altistuessa sivuttaissiirtymälle syntyy toisen kertaluvun momentteja. Näitä momentteja ei normaalisti esiinny lineaarisissa staattisissa ja dynaamisissa analyyseissä, koska rakenteen siirtymämatriisi muodostetaan alkuperäisen geometrian mukaan. Epälineaariset laskennat sen sijaan päivittävät siirtymämatriisia kuorman kasvaessa, mikä mahdollistaa toisen kertaluvun momenttien synnyn. Toisen kertaluvun vaikutusta kutsutaan P- $\Delta$ -efektiksi, koska syntyneiden momenttien summa on kerroksen painon P ja sivuttaissiirtymän  $\Delta$  kertoma Kuvan 8 mukaisesti. P- $\Delta$ -efektin vaikutus on suurilta osin riippuvainen kuormituksen suuruudesta ja rakenneratkaisuista. Esimerkiksi tuuli- tai maanjäristyskuormat voivat aiheuttaa sivuttaissiirtymän, jolloin painovoimasta aiheutuvat pystykuormat synnyttävät momentteja rakenteisiin. Kuvassa 8 esitetty P- $\delta$ -efekti syntyy samassa tilanteessa yksittäisen rakenneosan aksiaalikuormituksen vuoksi sen käyristyessä pääty pisteiden välillä. P- $\delta$ -efektin vaikutus tulee merkitseväksi, kun rakenneosissa esiintyy suuria taipumia pääty pisteiden välillä. Koska molemmilla efekteillä on rakennuksen muodonmuutoksen kannalta merkitystä, on syytä tutkia niiden yhteisvaikutusta. Yhteisvaikutus aiheuttaa lisäjännityksiä, joista aiheutuu lujuuden ja jäykkyyden muutoksia. Sopusuhtaisessa rakennuksessa P- $\Delta$ -efektin vaikutukset ovat n. 10-25 % suuremmat kuin ensimmäisen kertaluvun vaikutukset, ja niihin voi vaikuttaa raskaammilla rakenneosilla sekä esimerkiksi jäykemmällä kehillä. (Mangukiya ym. 2016, s. 453.)



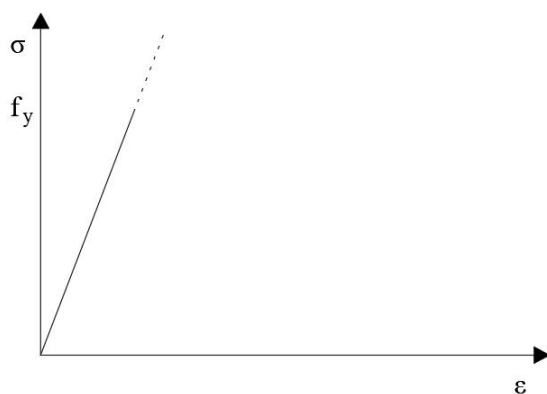
Kuva 8. P- $\Delta$  ja P- $\delta$ -efektit (Mangukiya ym. 2016, s. 453).

GSA (2016, s. 20, 26, 29) ei vaadi P- $\Delta$ -analyysiä lineaarisen staattisen menetelmän käytössä pienten siirtymien vuoksi, kun taas epälineaariset staattiset ja dynaamiset menetelmät vaativat P- $\Delta$ -efektin huomioimisen. Eurokoodi SFS-EN 1991-1-7 (2014) ei ota kantaa toisen kertaluvun vaikutusten huomioimiseen onnettomuuskuormien tarkastelussa.

Eurokoodin SFS-EN 1993-1-1 mukaan toisen kertaluvun vaikutukset siirtymätilassa otetaan huomioon, mikäli ne kasvattavat merkittävästi rasiitusten vaikutuksia tai niillä on merkittävästi vaikutusta rakenteen käyttäytymiseen. Merkittävä vaikutus teräsrakenteille tarkoittaa kimmoteorian mukaisessa analyysissä, että kokonaisstabiliteetin suhteen rakenteen kestävyuden menetyksen ja mitoituskuorman suhde on suurempi tai yhtä suuri kuin 10. Plastisuusteorian mukaisessa analyysissä vastaava luku on suurempi tai yhtä suuri kuin 15. (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 30.)

#### 4.1.2 Materiaalin epälineaarisuus

Rakennesuunnittelussa on yleistä käyttää Kuvan 9 mukaista lineaarisesti kimmoista materiaalimallia suunnittelussa ja tutkia jännityksiä rakenneosissa ja liitoksissa. Tämä lähestymistapa pitää paikkansa jopa pieniin plastisuuksiin asti. Oletus muuttuu kuitenkin nopeasti epäpäteväksi, kun suuria kuormia vaihtoehtoisen kuormansiirtymisreitien muodostamiseen esiintyy. (DCLG 2011, s. 83-84.)



Kuva 9. Lineaarinen kimmoinen materiaalimalli (Mukaiillen DCLG 2011, s. 83-84).

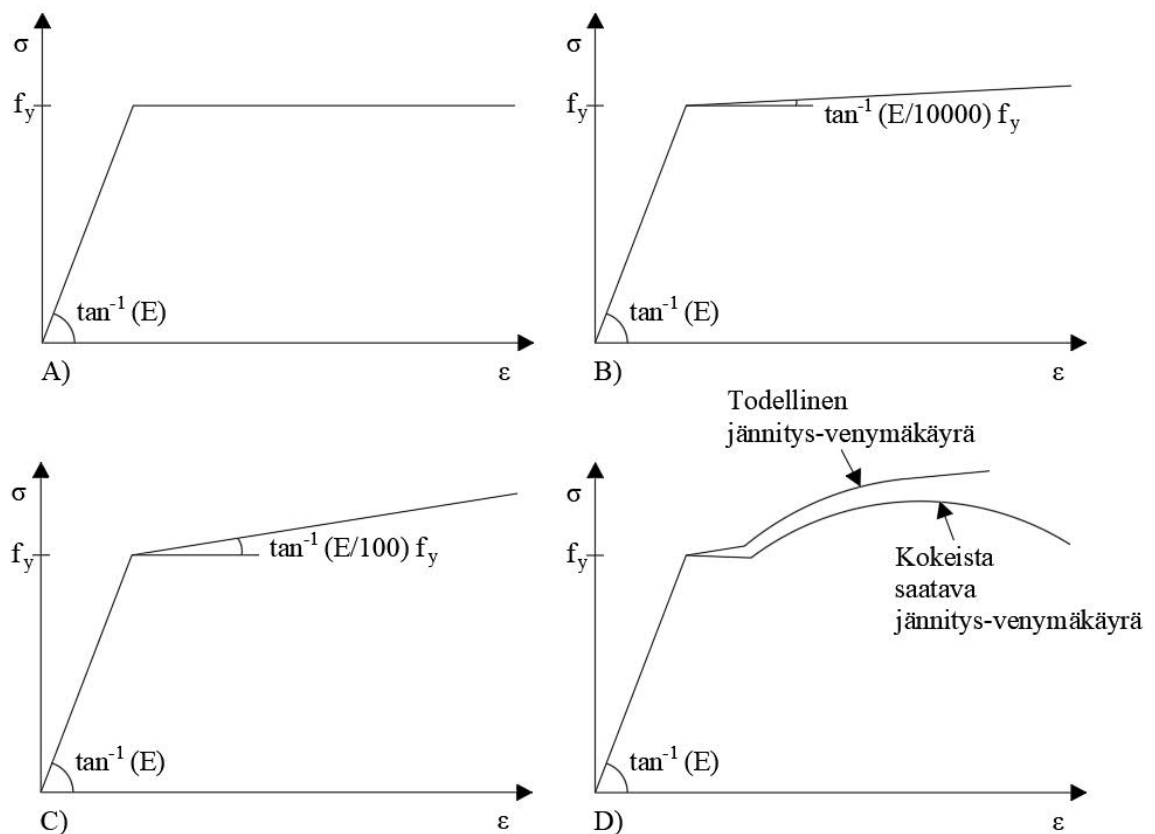
Jos plastisuuden oletetaan olevan merkittävää, voidaan käyttää yksinkertaistavaa kimmoplastista materiaalimallia ilman myötölujittumista. Kyseinen materiaalimalli on esitetty Kuvan 10 kohdassa A. Tämä ideaalisesti kimmoplastinen materiaalimalli sallii voimien kasaantumisen uudelleenreitittymistä varten ja mallintaa rakenteen vasteen riittävän tarkasti, mitä pidetään vaurionsietokyvyn tehokkaan suunnittelun tavoitteena. (DCLG 2011, s. 83-84.)

Materiaalin myötölujittuminen plastisella alueella voidaan mallintaa tietyissä olosuhteissa Kuvan 10 kohdan C mukaisesti. Tämä materiaalimalli kuvaa rakenteen todellista käyttäytymistä tarkemmin kuin A-kohdan ideaalisesti kimmoplastinen materiaalimalli. Rakenneseosien myötölujittuminen kasvattaa rakenteen vastustuskykyä, mikä johtaa siihen, että kuormia siirtyy vähemmän vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin muodostumiseen. Vaikka myötölujittuminen voi olla merkittävää, ideaalisesti kimmoplastinen materiaalimalli on tyypillisesti riittävän tarkka oletamaan materiaalin epälineaarista vastetta. (DCLG 2011, s. 83-84.)

Numeeristen ongelmien vuoksi voi kimmoplastiselle materiaalimallille olla tarpeen mallintaa keinotekoinen myötölujittuminen. Tämä on esitetty Kuvan 10 kohdassa B. Mikäli kokeellisia arvoja on saatavilla, voidaan Eurokoodien ohjeiden mukaisesti määrittää kokeellisesta jännitys-venymäkäyrästä materiaalin C-kohdassa esitelty todellinen jännitys-venymäkäyrä. (SFS-EN 1993-1-5, s. 52).

Rakenneteräksen epälinearisessa käyttäytymisessä on myös huomioitavaa, että materiaalin myötääminen viivästyy nopeilla kuormituksilla. Nopeudella 45,7 m/s

vetokokeissa kuormitetun rakenneteräksen myötöraja voi nousta yli kolminkertaiseksi verrattuna staattiseen mitoitukseen. Vetolujuuden kasvu on vastaavalla nopeudella lähes 50 % kokonaisvenymän pysyessä lähes vakiona. Jos kuormitusnopeus on yli 1,5 m/s, viivästynyt myötö voi kohottaa teräksen myötörajan lopullista murtorajaa korkeammalle. Lämpökäsitellyllä teräksellä venymä- ja energiansitomiskyky ovat huomattavasti suuremmat kuin kylmävalssatulla teräksellä. (Pihlaja 1976.)



Kuva 10. FEM-laskennassa käytettävät kimmoplastiset materiaaialimmit (Mukaiillen SFS-EN 1993-1-5, s. 52).

## 4.2 Dynaaminen suurennuskerroin

Dynaaminen suurennuskerroin määritellään staattisen ja dynaamisen voiman suhteena samalle siirtymälle tai vastaavasti staattisen ja dynaamisen siirtymän suhteena samalle voimalle. Sekä GSA (2016, s. 22), että UFC (2016, s. 103-104) esittää dynaamiseksi suurennuskertoimeksi arvoa 2,0 staattisissa laskennoissa. UFC:n mukaan dynaamisen

suurennuskertoimen käytössä on tiettyjä epäkohtia, jotka on myös tunnistettu. Suurennuskertoimen tarkoitus on korvata dynaamisten vaikutusten lisäksi myös epälineaarinen käyttäytyminen jatkuvan sortuman tilanteessa staattisessa ja lineaarisessa laskennassa. Arvo on kuitenkin sama sekä lineaarisessa että epälinearisessa staattisessa analyysissä, jolloin jälkimmäisessä epälineaarinen vaikutus täten kertaantuu. UFC pitää suurennuskertoimen arvoa 2,0 sopivana, mikäli rakenne on suunniteltu pysymään staattisena. Kun suurennuskerroin epälinearisessa staattisessa laskennassa mallintaa epälineaarista dynaamista laskentaa, voi suurennuskertoimen arvo olla alle 2,0. Linearisessa staattisessa laskennassa suurennuskertoimen arvo pitäisi kuitenkin olla yli 2,0, koska kuormitustilanteessa on sekä dynaamisia että epälineaarisia vaikutuksia. UFC ja GSA kuitenkin suosittelee käyttämään dynaamisen suurennuskertoimen arvoa 2,0, riippumatta haluaako suunnittelija sallia merkittäviä vai pieniä vahinkoja rakenteeseen.

Naji ja Irani (2012) tutkivat jäykästi molemmista päistään tuetun teräspalkin dynaamista suurennuskerrointa momenttijäykässä kehässä kolmessa 2D-rakennemallissa usealle eri kerros- ja tukivälille. Mikäli köysirakenteiden muodostuminen otetaan huomioon, dynaamisen suurennuskertoimen arvon 2,0 ei todettu olevan konservatiivinen. Marjanishvili (2006 s. 366, 374-375) analysoi 9-kerroksisen teräksisen momenttikehäisen rakennuksen vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä jatkuvassa sortumassa. Tuloksista huomattiin, että lineaarisen staattisen menetelmän ja lineaarisen dynaamisen menetelmän maksimisiirtymäarvot olivat 165 mm ja 153 mm, dynaamisen suurennuskertoimen ollessa 2,0. Epälineaarisen dynaamisen menetelmän vastaava siirtymä oli 281 mm. Cai ym. (2012) toteavat vinoköysisillan jatkuvan sortuman tutkimisessa, että lineaarisen staattisen ja lineaarisen dynaamisen menetelmän vertailussa saavutettiin vastaavat pystysuorat taipumat, kun käytettiin dynaamista suurennuskerrointa 2. Marjanishvili ja Cai toteavat tutkimuksissaan arvon 2,0 olevan riittävän tarkka arvio ja laajalti hyväksytty kirjallisuudessa.

### **4.3 Teräsrakenteiden liitokset**

On yleisessä tiedossa, että teräsrakenteiden liitokset ovat rakenteen vaurioaltteimmat osat. Suurin osa rakennuksien vaurioitumisista voidaan johtaa liitosten vajaaseen kapasiteettiin. Jatkuvan sortuman tilanteessa liitosten käyttäytyminen on suhteellisen monimutkaista suurten aksiaalikuormien ja dynaamisten venymien vuoksi (Byfield 2014, s. 10-12).

Liitokset ovat tavanomaisesti suunniteltuja välittämään leikkausvoiman ja mahdollisesti taivutusmomentin. Sortumatilanteessa liitoksiin syntyy uudenlaisia kuormitusilanteita, joita ei yleensä normaalissa murtorajatilamitoituksessa olla huomioitu. Esimerkiksi suoraan poistettavan pilarin yläpuolisessa liitoksessa momentit vaihtavat suuntaa. (Jaspart & Demonceau 2015 s. 28.)

Liitosten käyttäytymisen vaikutukset rakennemalliin otetaan huomioon, ellei vaikutukset ole niin pieniä, että niitä ei tarvitse huomioida. Liitosten käyttäytymisellä on vaikutus rakenteen sisäisten voimien ja momenttien jakautumiseen, sekä rakenteen kokonaisuudonmuutoksiin. Eurokoodi jakaa liitokset jäykkyyden perusteella kolmeen eri tyyppiin: nivelliitos, jäykkä liitos sekä osittain jäykkä liitos. Kaikkien liitosten momentti-kiertymäyhteyden mitoitusarvossa on kolme rakenteellista pääominaisuutta: taivutuskestävyys, kiertymisjäykkyys ja kiertymiskyky. (SFS EN 1993-1-8, s. 54-56.)

Eurokoodit luokittelevat liitokset myös lujuuden perusteella täysin lujaksi, nimellisesti niveleksi ja osittain lujaksi liitoksen taivutuskestävyyden ja liittyvien sauvojen taivutuskestävyyden mitoitusarvoja vertaamalla. Liitokset luokitellaan lujuuden perusteella, kun siirtymätilaa ei tarvitse ottaa huomioon ja jäykkäplastista materiaalimallia voidaan käyttää. (SFS-EN 1993-1-1 2005, s. 42; SFS EN 1993-1-8, s. 60.)

Jäykkien liitosten mallintaminen on yksinkertaisempaa verrattuna osittain jäykkiin liitoksiin. Jäykkien liitosten suunniteltu kapasiteetti on vähintään yhtä suuri kuin plastisuusteorian mukainen momenttikestävyys kiinnitetyssä rakenneosassa. Tällöin plastinen nivel muodostuu rakenneosaan liitoksen sijasta. Osittain jäykkien liitosten rakenneosaa pienempi kapasiteetti johtaa plastisen nivelen muodostumiseen liitoksessa. Rakenneosa säilyy kimmoisella alueella ja kaikki kiertymisvaatimus on liitoksessa. Tällöin liitoksen kiertymiskapasiteetti on merkittävässä roolissa vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin muodostumisessa köysirakenteiden avulla. Osittain jäykkien liitosten mallintaminen laskentamalliin on tästä syystä tärkeää. Myös kampeamisefekti (engl. prying effect) tai toisin sanottuna vipuvoimat, jossa esimerkiksi palkin laippa osuu pilariin, täytyy ottaa huomioon, koska se kasvattaa kuormitusta liitoksessa. Paras keino on käyttää kokeellista dataa liitostesteistä. Kuitenkin eri tyyppisten liitosten lukumäärän takia on selvää, ettei kaikille tilanteille dataa ole saatavilla. (Byfield 2014, s. 10-12.)

Eräs vaihtoehto on mallintaa liitokset epälineaaristen jousien avulla. Epälineaaristen jousien momentti-kiertymä- tai voima-siirtymäarvot sekä kiertymien maksimi-arvot täytyy usein saada erillisistä laskelmista. Laskentamallin tulee tukea epälineaarista laskentaa ja materiaalin epälineaarisuutta. Oikeaoppinen suorittaminen vaatii suunnittelijalta huomioitavan määrän kokemusta. (NIST 2007 s. 50-51; Byfield 2014 s. 10-12).

#### **4.3.1 Taivutuskestävyys, kiertymisjäykkyys ja kiertymiskyky**

Eurokoodin komponenttimenetelmä jakaa liitoksen osat komponentteihin, joiden kapasiteettien oletetaan olevan samoja kuin komponenttia vastaavan ekvivalentin T-osan kapasiteetti. T-osien kapasiteettien perusteella saadaan jäykkyystekijät, jotka yhdistämällä saadaan laskettua liitoksen taivutuskestävyys ja kiertymisjäykkyys.

Teräsrakenteissa liitokset mitoitetaan yleensä normaalitilanteessa vallitseville kuormille. Jatkuvassa sortumassa toisen kertaluvun vaikutuksista johtuen liitoksiin syntyy sisäisiä voimia, joiden suunta ja suuruus poikkeavat normaalitilanteesta. Tyypillisin voima on liitettävään rakenneosaan syntyvä vetävä normaalivoima, jota ei yleensä normaalitilanteessa ole lainkaan. Taivutuskestävyyden ja kiertymisjäykkyyden kaavat eivät enää päde, kun liitettävän palkin aksiaalinen kuorma ylittää 5 % sen poikkileikkauksen plastisuusteorian mukaisesta poikkileikkauksesta. (SFS-EN 1993-1-8 s. 92, 100.)

Liitoksen taivutuskestävyys määräytyy liitoksen sisäisten voimien jakaumasta ja näitä voimia vastaavista liitoksen peruskomponenttien kestävyysmitoitusravoista. Taivutuskestävyyden mitoitusravo määräytyy aina liitoksen muiden peruskomponenttien kuin hitsin perusteella. Liitoksen hitsien tulee täten kestää suuremmat kuormat. Liitoksen kiertymisjäykkyys määritetään liitoksen yksittäisten peruskomponenttien joustavuuden perusteella. Peruskomponentteja kuvataan kimmoteorian mukaisilla jäykkyystekijöillä  $k_i$ . Jäykkyystekijöiden laskenta on esitetty standardissa SFS-EN 1993-1-8 taulukoissa 6.6-11.

Liitoksen osien murtumismallit jaetaan ekvivalentin T-osan laipan kestävyysmitoituksen mukaan. Murtumismallin 1 mukaan ekvivalentin T-osan laippaan voi syntyä täysi mekanismi, jolloin kestävyysmitoituksen arvo on suurimmillaan. Murtumismallissa 3 ruuvien murtuminen määrää kestävyysmitoituksen arvon, mikä on haurain murtomuoto Eurokoodin murtumismalleista.

Ruuvien murtuessa samalla, kun laippa myötää, puhutaan murtumismallin 2 mukaisesta käyttäytymisestä. (SFS EN 1993-1-8, s. 74.)

Liitoksella tulee olla riittävä kiertymiskyky kun liitos sijaitsee plastisessa nivelessä. Tämä perustuu plastisuusteoriaan ja jäykkäplastiseen materiaalmalliin. Liitoksilla voidaan olettaa olevan riittävä kiertymiskyky plastisuusteorian mukaisessa tarkastelussa, mikäli kunkin liitostyyppin Eurokoodin 1993-1-8 kohdan 6.4.2 mukaiset ehdot täyttyvät. Liitoksen kiertymiskykyä ei tarvitse tarkastaa, mikäli liitoksen taivutuskestävyyden  $M_{j,Rd}$  arvo on vähintään 1,2 kertaa liitettävän sauvan poikkileikkauksen plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden mitoitusarvon  $M_{pl,Rd}$  suuruinen. Tällöin myöskään plastista niveltä ei voi muodostua liitokseen. Mikäli ruuvien leikkaus määrää taivutuskestävyyden mitoitusarvon, plastista niveltä ei voi syntyä liitokseen. (SFS-EN 1993-1-8 s. 108-109.)

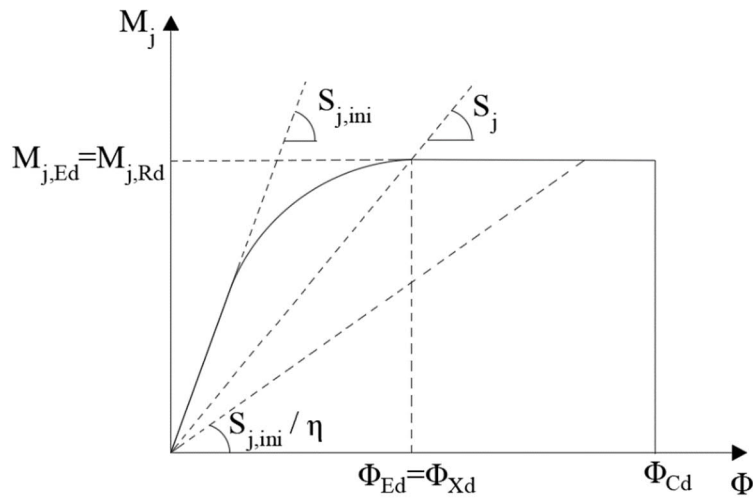
Kimmooplastiseen materiaalmalliin perustuvassa analyysissä liitokset luokitellaan sekä jäykkyyden että lujuuden perusteella. Tällöin I- ja H-profiilien välisten liitosten momentti-kiertymäyhteys tulee mallintaa todenmukaisesti. Momentti-kiertymäyhteyttä käytetään rakenneosien sisäisten voimien ja momenttien määrittämiseksi. Kuva 11 esittää liitoksen momentti-kiertymäyhteyden mitoitusarvon sekä kimmoisella, että plastisella alueella. Kimmoisella alueella liitoksen kiertymisjäykkyyden arvoa esittää kiertymisjäykkyyden alkuarvo  $S_{j,ini}$ . Kiertymisjäykkyys  $S_j$  vastaa liitoksen sekanttijäykkyyttä. Sekanttijäykkyys voidaan komponenttimenetelmän mukaan määrittää kaavalla

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (1)$$

missä  $z$  on momenttivarsi,  
 $k_i$  on liitoksen peruskomponentin  $i$  jäykkyystekijä ja  
 $\mu$  on jäykkyyssuhde  $S_{j,ini} / S_j$ .

Sekanttijäykkyys määrittää liitoksen kiertymisjäykkyyden kulmakertoimen arvon vallitsevalle mitoituskuormalle. Yksinkertaistuksen vuoksi voidaan käyttää konservatiivista bilineaarista momentti-kiertymäyhteyden mitoitusarvoa, jolloin kulmakertoimen arvon määrittää  $S_{j,ini}/\eta$ , siihen asti, kun liitokseen kohdistuva momentti  $M_{j,Ed}$  saavuttaa taivutuskestävyyden  $M_{j,Rd}$  raja-arvon.  $\eta$  arvot ovat esitetty standardin

SFS-EN-1993-1-8 taulukossa 5.2. Approksimoiva käyrä on tässä tapauksessa kokonaan momentti-kiertymäyhteyden mitoitusarvon alapuolella. (SFS-EN 1993-1-8, s. 54-56, 65-66, 100.)



Kuva 11. Liitoksen momentti-kiertymäyhteyden mitoitusarvo (Mukaiillen SFS-EN 1993-1-8, s. 54, 65-66, 100).

#### 4.3.2 Dynaaminen kuormitus liitoksissa

Esimerkkinä Grimsno ym. (2015 s. 145) tutkivat kaksipuolista palkki-pilari-liitosta iskevän ja staattisen kuormituksen alaisuudessa. Liitoksessa HEA-palkit liitettiin HEB-pilariin päätylevyillä, joissa käytettiin kolmea ruuviriviä. Yksi ruuvirivi oli avoprofiilin ulkopuolella. Tuloksista huomattiin, että molemmissa kuormitustapauksissa liitoksen muodonmuutokset olivat vastaavia. Kuitenkin dynaamisen impaktin alaisessa liitoksessa ruuviin syntyi leikkausvoimasta muodonmuutoksia ennen kuin ruuvi murtui vetovoimasta. Tämä johtui päätylevyn liukumisesta pilarin laippaan nähden. Johtopäätöksenä Grimsno ym. toteaa, että impaktin alaisessa kuormituksessa voi liitokseen syntyä erilaisia murtumismekanismeja, kuin staattisessa kuormituksessa.

Teräksen myötö- ja murtolujuuden arvo voi äkillisessä dynaamisessa kuormituksessa kasvaa venymän kasvaessa suureksi (Health & Safety executive 1999). Ribeiro ym. käytti tämän efektin mallintamiseen dynaamista suurennuskerrointa ruuvien ja teräksen lujuudelle. Laskenta suoritettiin Eurokoodin komponenttimenetelmällä ja tuloksia verrattiin sekä ABAQUS-ohjelmasta että kokeellisista testeistä saatuihin arvoihin.

Tuloksena saatiin dynaamisen kuormituksen alaisena hauraampia murtomuotoja kuin staattisista laskennoista. (Ribeiro ym., 2017.)

## 5 ANALYYSIMENETELMÄT

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin tutkimisessa käytettävät analyysimenetelmät vaihtelevat laajasti kaksiulotteisesta lineaarisesta ja staattisesta menetelmästä monimutkaiseen kolmiulotteiseen epälineaariseen dynaamiseen aika-historia-analyysiin. Vaurioitunut rakenneosa mallinnetaan yleensä poistetuksi rakennemallista. Koska rakenneosan pettäminen on voimakkaasti dynaaminen ilmiö, tarkimmat laskelmat vaativat rakenneosan poistamisen tarkastelun dynaamisesti. Toisin kuin tavanomaisissa dynaamisissa laskelmissa, jatkuvassa sortumassa ei ole ulkoista herätetaajuutta. Sen sijaan tasapainotilassa olevan ehjän rakenteen sisäiset voimat toimivat heräteimpulsseina, kun ”vaurioitunut” rakenneosa poistetaan. Tästä syystä kuormitusjärjestys on avain rakenteen vasteen tallentamiseen kyseisellä hetkellä. Jatkuvan sortuman tarkka tutkiminen vaatii hyvin kehittyneitä laskentamalleja ja asiantuntevuutta. (Marjanishvili 2004, s. 80.)

Nykyiset ohjelmistot toimivat kuitenkin hyvin myös vaativammassa laskennassa. Elementtimenetelmä on yleisesti käytetyin numeerinen simulointimenetelmä jatkuvan sortuman tutkimisessa. Kokonaiset rakenteet ratkaistaan usein makrotason malleilla, mutta myös korkeampaa tietokoneen vaatimustasoa vaativat mikrotason mallit ovat käytettävissä rakennuksen osien tarkasteluun. Mikrotason malleja voidaan käyttää esimerkiksi liitosten tarkempaan analysointiin. Rakennemallin jakaminen pienempiin osiin vaatii kuitenkin mallinnusstrategiaa, jotta vuorovaikutus eri mallien välillä säilyy todenmukaisena. (Adam ym. 2018, s. 141)

Jatkuvan sortuman tarkastelussa tietokonemalleilla tulee kuitenkin ottaa huomioon, että tapahtuma on kaaottinen ilmiö. Vähäinenkin lähtötietojen muutos aiheuttaa merkittäviä muutoksia lopputuloksiin. Tällöin myöskään yksittäisistä analyyseistä ei voi johtaa yleisiä johtopäätöksiä. Ongelmana analyyseissä on pettevien rakenneosien irtoaminen ja sen välivaiheet, joita ei tunneta. Esimerkiksi rakenneosien tippuminen ja siitä aiheutuvan dynaamisen kuormituksen mallintaminen on hyvin sattumanvaraista, jolloin rakenteelle tulee eri kuorma/aika -malleja kokeilemalla selvittää määräävä lisärasitus. (RIL 201-4-2017, s. 46-47.)

Käytännössä rakenteen analysointiin on käytetty kahta menetelmää. Ensimmäinen on todellinen ajasta riippuva dynaaminen analyysi, jossa rakenne ja vaurion vaiheet kuvataan tapahtumasarjana, mikä vastaa mahdollisimman realistisesti rakenteen ajasta riippuvaa vastetta. Toinen käytetty menetelmä on stepped-analyysi, jossa analysoidaan ehjä rakenne staattisesti. Tämän jälkeen rakenteesta poistetaan mielivaltainen rakenneosia ja analyysiä jatketaan iteratiivisesti, kunnes rakenne saavuttaa tasapainotilan. Molemmat näistä analyyseistä voidaan tehdä sekä lineaarisesti kimmoisella että kimmo- tai ideaaliplastisilla materiaalimalleilla. (RIL 201-4-2017, s. 46-47.)

Edellä kappaleessa esitetyt dynaamiset ja staattiset rakennemallit voidaan jakaa eri menetelmiin sen mukaan, mitä materiaalimallia käytetään ja mitä geometrisen epälineaarisuuden ominaisuuksia rakennemallin analysoinnissa huomioidaan. Tämän jaon perusteella seuraavaksi esitellään jatkuvan sortuman analysointiin käytettävät menetelmät kohdissa 5.1-5.5.

## **5.1 Lineaarinen staattinen menetelmä**

Kimmainen eli lineaarinen staattinen menetelmä (LSM) on vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin analyysimenetelmistä suoraviivaisin, mutta myös likimääräisin. Menetelmää on verrattain yksinkertaista käyttää, laskutoimitukset ovat nopeita ja tulokset helposti tulkittavissa. LSM ei kuitenkaan huomioi dynaamisia vaikutuksia, kuten värähtelyä tai massahitauten vaikutuksia. Dynaamiset vaikutukset huomioidaan dynaamisella suurennuskertoimella, mikä on esitelty kohdassa 4.2. ja jonka arvo on yleensä 2,0. Kertoimen katsotaan mallintavan myös epälineaarisia ominaisuuksia. Geometrisen ja materiaalin epälineaarisuuden puuttuessa menetelmä ei pysty huomioimaan toisen kertaluvun vaikutuksia. Täten menetelmä ei huomioi sortumaa vastustavien vaihtoehdoisten rakennejärjestelmien syntyä. (NIST 2007, s. 50-51.)

LSM:ssä suurten ja monimutkaisten rakennusten laskentaa ei voida suorittaa riittäväällä varmuudella. Täten LSM soveltuu vain yksinkertaisiin rakennuksiin, joiden käyttäytymistä voidaan hyvin ennakoida (Marjanishvili 2004, s. 82; 2006, s. 368). Yksinkertaistenkin rakennusten kohdalla tulokset voivat olla äärimmäisen konservatiivisia, koska rakenteet täytyy menetelmässä suunnitella pysymään kimmoisella alueella (CPNI 2011, s. 88).

Lineaariseen staattiseen menetelmään liittyy kolme oletusta:

1. Materiaali käyttäytyy lineaarisesti kimmoisesti, eli Hooken laki  $\sigma = E\varepsilon$  pätee, jossa E on muodonmuutoksista riippumaton kimmomatriisi.
2. Venymät  $\varepsilon$  on lineaarisia funktiota siirtymistä.
3. Rakenteen siirtymät ja rotaatiot eli deformaatiot ovat niin pieniä, että tasapainoyhtälöt voidaan kirjoittaa deformatumattomassa alkutilassa. (OYY 2014, s. 397.)

Menetelmässä primäärirakenneosa poistetaan staattisesti. Analyysi koostuu yhdestä askeleesta, jossa siirtymät ja rakenneosien sisäiset voimat ratkaistaan kuormien, geometrian ja materiaalien perusteella (UFC 2016, s. 80). Laskentaan voidaan käyttää huomattavasti aikaa, mutta menetelmä ei kuitenkaan välttämättä tuo lisäarvoa jatkuvan sortuman tutkimiseen esimerkiksi sidevoimamenetelmään verrattuna. (NIST 2007, s. 51).

GSA (2016, s. 19-26) määrittelee ohjeet LSM:n käyttöön. Menetelmää voidaan käyttää enintään 10-kerroksisille rakennuksille, kunhan rakennus ei täytä epäsäännöllisyyden kriteerejä ja samaan aikaan ei ylitä vaadittua kestävyysuhteen DCR-arvoa (engl. Demand-Capacity Ratio). Kestävyysuhteen laskenta on esitelty yhtälössä (2). Rakennus katsotaan epäsäännölliseksi, mikäli seuraavista ehdoista yksikin täyttyy:

1. Rakenteessa on merkittäviä epäjatkuvuuksia pysty- tai vaakakuormia kantavissa rakenteissa.
2. Ulkoiseen pilariin (paitsi nurkkapilariin) liittyvän rakenneosan voima- tai kestävyysuhde on alle 50 % liitoksen toiseen puoleen verrattuna. Kolme esimerkkiä tästä ovat:
  - a. Rakenteen jännevälit vaihtelevat merkittävästi.
  - b. Liittyvien palkkien jäykkyys tai sijoittelu vaihtelee merkittävästi.
  - c. Liittyvien rakenneosien liitoslujuudet tai -jäykkyydet vaihtelevat merkittävästi liitoksen toiseen puoleen verrattuna.
3. Ulkoisten, toisiinsa liittyvien kantavien seinien (paitsi nurkat) jäykkyys- tai lujuussuhde on alle 50 %.
4. Horisontaalinen vaakavoimia kantava rakenne ei ole samansuuntainen rakennuksen pääakselien suhteen, kuten esimerkiksi kaarevien kehien tapauksessa.

Mikäli epäsäännöllisyyden kriteerit täyttyvät, täytyy DCR-arvo laskea jokaiselle rakenneosalle erikseen kaavalla

$$DCR = Q_{UDLim} / Q_{CE} \quad (2)$$

missä  $Q_{UDLim}$  on rakenneosaan kohdistuva voima tai taivutusmomentti ja  $Q_{CE}$  on rakenneosan murtorajatilan kapasiteetti.

Jotta jatkuva sortuma voidaan laskea LSM:llä, minkään rakenneosan DCR-arvo ei saa ylittää arvoa 2,0. Mikäli rakennus todetaan säännölliseksi, DCR-arvoja ei tarvitse laskea. (GSA 2016, s. 19).

DCR-arvon laskemiseksi täytyy luoda lineaarinen rakennemalli, jossa kaikki kantavat primäärirakenteet on mallinnettu lukuun ottamatta poistetuksi ajateltua rakenneosaa. Primäärirakenteiden jäykkyys ja lujuusominaisuudet tulee mallintaa todenmukaisesti. Sekundäärirakenteita ei mallinnetta. Rakennemallin analysoimiseksi suoritetaan kaksi kuormitustapausta. Siirtymäperusteisessa kuormitustapauksessa rakenteen muodonmuutokset on hallittu ja voimaperusteinen kuormitustapaus on voiman hallitsemille kuormille. Molemmissa kuormitustapauksissa rakenneosien omaa painoa ja hyötykuormia kerrotaan dynaamisella suurennuskertoimella  $\Omega$ . Dynaamisen suurennuskertoimen arvo teräsrakenteissa on voimaperusteisessa laskennassa 2,0 ja siirtymäperusteisessa Taulukon 5 mukainen.

Taulukko 5. Kuormien suurennuskertoimen siirtymäperusteisessa jatkuvan sortuman laskennassa, jossa  $m_{LIF}$  on pienin m-kerroin poistetun pystyrakenteen yläpuolella sijaitsevistä tai suoraan poistettuun pilariin kiinnitetyistä rakenneosista (Mukaillen GSA 2016, s. 22).

<b>Materiaali</b>	<b>Rakenteen tyyppi</b>	<b><math>\Omega_{LD}</math> siirtymäperusteinen</b>
Teräs	Kehä	$0,9m_{LIF} + 1,1$
Kylmävalssattu teräs	Kantava seinä	$2,0m_{LIF}$

GSA taulukoi arvot m-kertoimelle rakenneosan tyyppin mukaan, eli onko kyseessä palkki, pilari tai esimerkiksi niiden välinen liitos. Taulukoituja m-arvoja teräsrakenteille on esitetty GSA:n ohjeessa.

Kaavassa (3) on esitetty siirtymä- ja voimaperusteisen kuormitustapauksen laskenta poistetun rakenneosan läheisyydessä. Kuormitustapaukset ovat muotoa

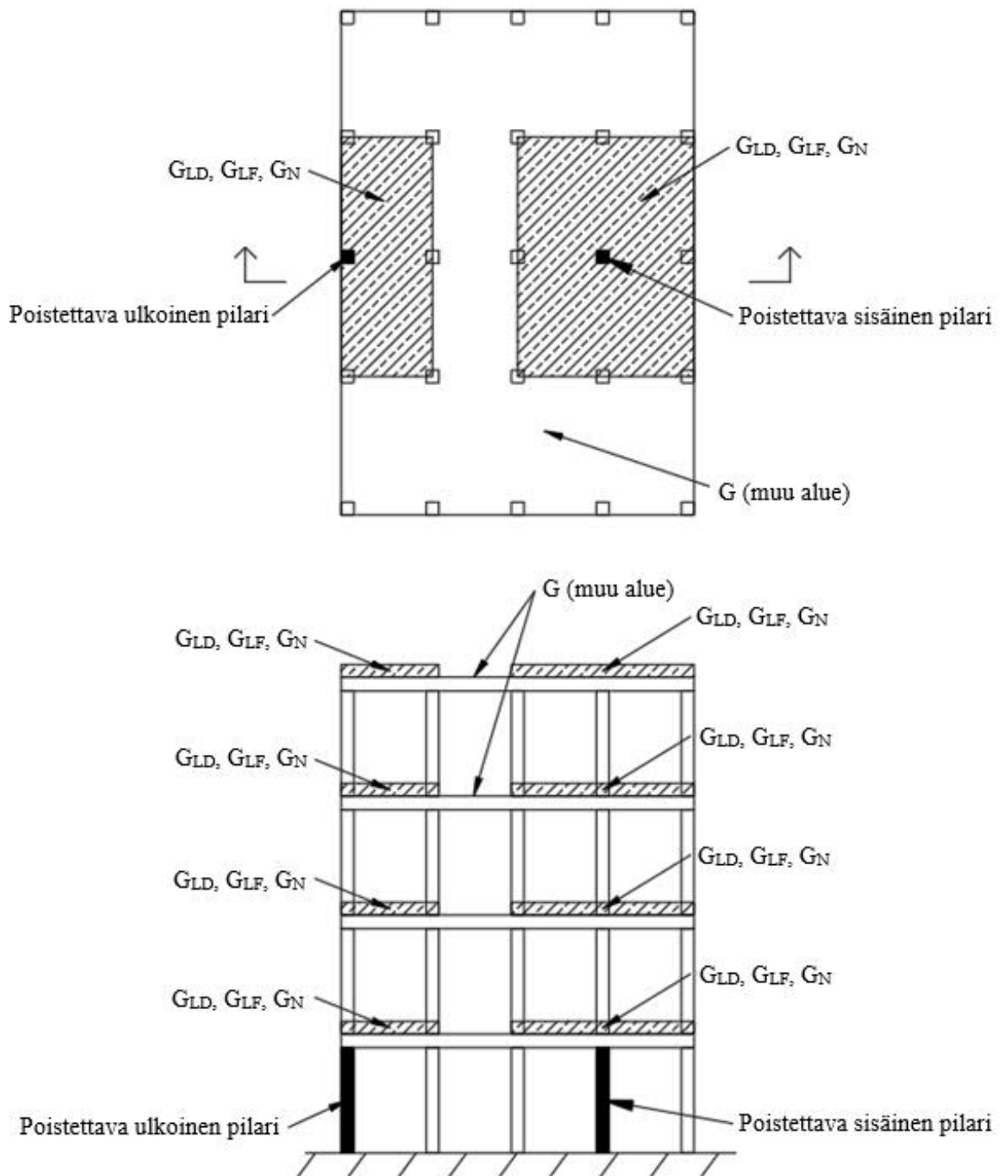
$$(G_{LD} \text{ tai } G_{LF}) = (\Omega_{LD} \text{ tai } \Omega_{LF}) [1,2D + (0,5L \text{ tai } 0,2S)] \quad (3)$$

missä  $G_{LD} \text{ tai } G_{LF}$  on kuormituksen suuruus (\*),  
 $\Omega_{LD} \text{ tai } \Omega_{LF}$  on dyn. vaikutukset huomioiva suurennuskerroin (\*),  
 $D$  on pysyvät kuormat,  
 $L$  on hyötykuormat (\*\*),  
 $S$  on lumikuormat (\*\*),

(\*) Alaviite LD viittaa siirtymäperusteiseen ja LF voimaperusteiseen kuormitustapaukseen

(\*\*) 0,5L tai 0,2S valitaan sillä perusteella, kumpi on suurempi.

Kuormitus mallintaa dynaamisia vaikutuksia ja se sijoitetaan vaikuttamaan vain alueilla, joissa dynaamisia vaikutuksia pilarin poistosta katsotaan tapahtuvan. Muualla kuormana käytetään vastaavaa kaavaa ilman suurennuskerrointa. Kuva 12 esittää kuormien sijoittelun. (GSA 2016, s. 20-22.)



Kuva 12. Kuormat ja kuormien sijainnit, kun sisäinen tai ulkoinen pilari poistetaan lineaarisessa ja epälineaarisisessa staattisessa menetelmässä, missä vasen puoli demonstroi ulkoisen ja oikea puoli sisäisen pilarin poiston (Mukaiillen GSA 2016, s. 23).

Lopuksi verrataan kaavojen (5) ja (4) avulla siirtymäperusteisen  $Q_{UD}$ - ja voimaperusteisen  $Q_{UF}$ -arvoa vastaavan kuormitustyyppin kestävyuden arvoon  $Q_{CE}$  tai  $Q_{CL}$ . Tarkastus suoritetaan kaikille rakenneosille kaavoilla

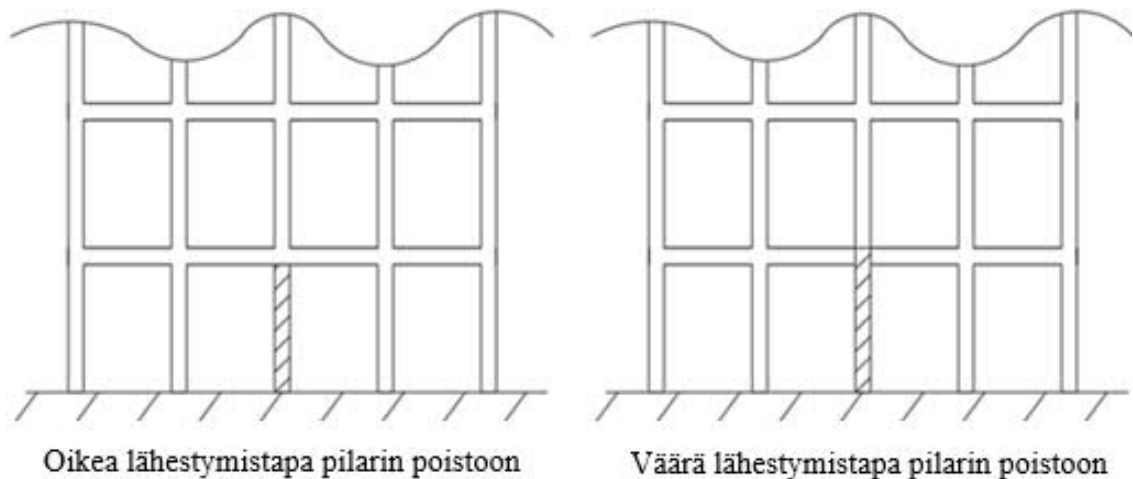
$$\Phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (4)$$

$$\Phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (5)$$

missä  $Q_{UF}$  tai  $Q_{UD}$  on rakenneosaan kohdistuva voima tai taivutusmomentti,  
 $Q_{CL}$  tai  $Q_{CE}$  on rakenneosan murtorajatilan kapasiteetti,  
 $\Phi$  on materiaalin lujuuden pienennyskerroin ja  
 $m$  on m-arvo.

Molemmissa kuormitustapauksissa käytetään materiaalin lujuuden pienennyskerrointa  $\Phi$ , minkä arvo valitaan soveltuvasta standardista. Jos kaavojen (4) ja (5) ehdot täyttyvät kaikille rakenneosille sekä siirtymä- että voimaperusteisissa kuormitustapauksissa, voidaan katsoa, ettei jatkuva sortuma ole todennäköinen. (GSA 2016, s. 25, 43.)

GSA suosittelee pilarin poiston tapahtuvan maantasokerroksessa keskellä pitkää sivua, keskellä lyhyttä sivua ja nurkassa. Pilarin oikeaoppinen poistaminen tapahtuu Kuvan 13 mukaisesti siten, että palkki yläpuolella on jatkuva. UFC (2016, s. 95) ohjeistaa pilarin poiston tapahtuvan joka kerroksessa erikseen.



Kuva 13. Oikeaoppinen tapa poistaa pilari, jolloin palkki poistettavan pilarin yläpuolella on jatkuva (Mukaillen GSA 2016, s. 12).

## 5.2 Epälineaarinen staattinen menetelmä

Epälineaarinen staattinen menetelmä (ELSM) ottaa huomioon materiaalin ja geometrian epälineaarisuuden, mutta ei sisällä luonnostaan dynaamisia vaikutuksia. Dynaamiset vaikutukset tulee huomioida dynaamisella suurennuskertoimella. Jatkuvan sortuman tilanteessa esimerkiksi pilarin pettäminen voi johtaa paikallisesti jännevälin kaksinkertaistumiseen. Tämä uusi kuormitustilanne voi olla huomattavasti suurempi kuin edellinen, joten useimmiten rakenteen vaste uuteen tilanteeseen ei ole kimmoisella alueella. ELSM pystyy tässä tapauksessa huomioimaan plastisten nivelten muodostumisen, jolloin yksittäiset rakenneosat voivat ottaa vastaan hyvin suuria määriä energiaa. Epälineaarisuus voi täten mahdollistaa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostumisen suurten taipumien avulla. (NIST 2007, s. 51.)

Rakenteen vaurionsietokyvyssä on usein kyse rakenteen dimensioihin nähden suurista siirtymistä, jolloin geometrisesti lineaarisen analyysin oletukset ovat pian epäpäteviä. Geometrisen epälineaarisuuden avulla suunnittelija voi ottaa huomioon sortumaa vastustavia mekanismeja, joita on:

- köysirakenteiden muodostuminen palkeissa,
- leikkauslujittuminen korkeissa palkeissa,
- kalvorakenteet laatoissa, sekä
- puristetut holvirakenteet. (DCLG 2011, s. 89-90.)

Epälineaarista analyysiä siis tarvitaan, jos rakenteen siirtymät ovat niin suuria, ettei deformatumattoman alkutilan tasapainotilayhtälöt päde enää tyydyttävästi. Tällöin tasapainoyhtälöt muodostetaan deformatuneessa tilanteessa. Rakenteen jäykkyys, kuormitukset ja reunaehdot riippuvat rakenteen geometriasta ja sen muutoksista. Geometrinen ja materiaalin epälineaarisuus johtaa siihen, ettei superpositioperiaate ole enää voimassa. Tällöin esimerkiksi eri kuormitusten aiheuttamia yksittäisiä siirtymiä ja jännityksiä ei voida summata yhdistetyn kuormituksen aiheuttamiksi siirtymiksi ja jännityksiksi. (OYY 2010, s. 390-391.)

Materiaalin plastisuus voidaan mallintaa käyttämällä kimmoplastista materiaalimallia (DCLG 2011, s. 89). Erityistä huomiota tulee kiinnittää liitosten ominaisuuksien mallintamiseen, jotta voimien siirtyminen esimerkiksi köysi- ja kalvorakenteiden muodostumiseen on todenmukainen (NIST 2007, s. 51). Epälineaarisuuden

mallintaminen voi kuitenkin konvergenssin vaikean saavuttamisen vuoksi olla hyvin aikaa vievää. On hankalaa, jos ei mahdotonta, löytää ratkaisu ELSM:ään vain yhdellä laskennalla. Usein laskennallisesti ja fysikaalisesti tasapainoisen tuloksen saavuttamiseen vaaditaan useita erilaisia epälineaarisen integraalin parametreja. ELSM on kuitenkin hyödyllinen työkalu löytämään rakenneosien kimmoiset rajat sekä toimimaan yhdessä esimerkiksi epälineaarisen dynaamisen analyysin kanssa. (Marjanishvili 2006, s. 369-370.)

GSA:n (2016, s. 26-29) epälineaarisen staattisen menetelmän laskentaohjeessa ei ole rajoituksia rakenneosien kestävyysuhteen DCR-arvolle tai rakenteen epäsäännöllisyydelle. Rakennemalli täytyy mallintaa kolmiulotteisena, jossa primäärirakenneosien jäykkyydet ja lujuudet vastaavat todellisia arvoja. Sekundäärirakenteiden mallintaminen on valinnaista. Mikäli sekundäärirakenneosat mallinnetaan, niiden siirtymäperusteisen laskennan kriteerit tulee tarkastaa analyysin jälkeen. Sekä primääri- että sekundäärirakenneosien lujuuksille käytetään pienennyskerroimia. Kaikkien rakenneosien ja liitosten voima-siirtymä- ja momentti-kiertymäyhteys tulee mallintaa todenmukaisesti, mukaan lukien lujuuden heikentyminen ja jäännöslujuus. Liitosten lujuus täytyy mallintaa erityisen tarkasti, mikäli liitos on heikompi kuin kiinnitettävä rakenneosa.

Yhtälön (6) kuorma asetetaan vaikuttamaan poistetun rakenneosan läheisyyteen, kuten LSM:n yhteydessä on esitetty Kuvassa 12. Kuorma lasketaan käyttämällä kaavaa

$$G_N = \Omega_N [1,2D + (0,5L \text{ tai } 0,2S)] \quad (6)$$

missä	$G_N$	on kuormituksen suuruus,
	$\Omega_N$	on dynaamiset vaikutukset huomioiva suurennuskerroin,
	$D$	on pysyvät kuormat,
	$L$	on hyötykuormat (*),
	$S$	on lumikuormat (*),

(\*) = 0,5L tai 0,2S valitaan sillä perusteella, kumpi on suurempi.

Muulla rakennuksessa käytetään kuormien laskentaan vastaavaa kaavaa, mutta ilman dynaamista suurennuskerrointa  $\Omega_N$ .

Rakennemallia analysoivan ohjelmiston pitää kyetä laskemaan askeleittain, saavuttaen tasapainotilan aina ennen seuraavan askeleen suorittamista. Tällöin epälineaariset ominaisuudet voidaan ottaa huomioon. GSA vaatii, että kuorma asetetaan alkamaan nollassa kasvattaen sitä vähintään kymmenen askeleen verran lopulliseen maksimiarvoonsa. Kaavassa (6) esitetty dynaamiset vaikutukset huomioiva suurennuskerroin  $\Omega_N$  on teräkselle esitetty Taulukko 6.

Taulukko 6. Dynaamiset vaikutukset huomioiva suurennuskerroin ELSM:ssä (Mukailleen GSA 2016, s. 28).

Materiaali	Rakenteen tyyppi	Dyn. suurennuskerroin $\Omega_N$
Teräs	Kehä	$1,08 + 0,76 / (\theta_{pra} / \theta_y + 0,83)$
Kylmävalssattu teräs	Kantava seinä	2

$\theta_{pra}$  on rakenneosan tai liitoksen plastinen kiertymä, joiden esimerkkiarvoja on esitetty GSA:n ohjeessa. Liitoksen tai rakenneosan myötökiertymä  $\theta_y$  voidaan laskea palkeille kaavalla (7) ja pilareille kaavalla (8), jotka ovat

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (7)$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (8)$$

missä	$Z$	on profiilin taivutusvastus,
	$F_{ye}$	on myötölujuus,
	$l_b$ tai $l_c$	on profiilin pituus,
	$E$	on kimmomoduuli,
	$I_b$ tai $I_c$	on profiilin neliömomentti,
	$P$	on vaikuttava voima,
	$P_{ye}$	on profiilin puristuskestävyys,

kun oletetaan, että momentin nollassa on pilarin tai palkin puolivälissä. Dynaamista suurennuskerrointa määritettäessä täytyy valita pienin  $\theta_{pra} / \theta_y$  -suhde kaikista

rakenneosista, jotka ovat korotetun kuormituksen alueella tai suoraan kosketuksissa korotetun kuormituksen alueella oleviin rakenneosiin. Tällöin suurennuskertoimen arvosta tulee mahdollisimman suuri. Arvo voi kaavan mukaan olla kuitenkin maksimissaan 2,0. Eli mitä pienempi kiertymien suhde on, sitä lähempänä suurennuskertoimen arvo on lukua 2,0. (GSA 2016, s. 27-28; UFC 2016, s. 84.)

Primääri- ja sekundäärirakenneosien sekä liitosten muodonmuutuskapasiteettien tulee olla siirtymäperusteisessa laskennassa suurempia kuin laskettujen arvojen. Voiman hallitsemalle kuormitustapaukselle täytyy kestävyys tarkastaa kaavan (4) mukaisesti, käyttäen mitoitusarvoja epälinearisesta mallista. Mikäli ehdot täyttyvät, voidaan katsoa, ettei jatkuva sortuma ole todennäköinen.

### 5.3 Pushover-analyysi

Tuorin (2015, s. 33-34) mukaan pushover-analyysissä monen vapausasteen mallista tehdään ekvivalentti yhden vapausasteen malli, josta ratkaistaan maanjäristyksen aiheuttama siirtymä. Tämä siirtymä muutetaan monen vapausasteen malliin maanjäristyksen vaikutuksia kuvaavaksi siirtymätilaksi. Menetelmä on kehitetty kuvaamaan rakenteen epälineaarista käyttäytymistä maanjäristyksessä. Sen tavoitteena on saada riittävän hyvä arvio rakenteen sitkeydestä, sekä toimia riittävän yksinkertaisena menetelmänä huomioiden maanjäristystilanteen epävarmuuden.

Kun pushover-analyysiä käytetään jatkuvan sortuman arviointiin, rakennukselle asetetaan kuormat, joita askelittain kasvatetaan, kunnes ne ovat saavuttaneet maksimiarvonsa tai rakennus sortuu. Jatkuvan sortuman tilanteessa nämä kuormat ovat yleensä normaaleja hyötykuormia. Pushover-analyysin hyöty on, että se huomioi materiaalin epälineaarisuuden plastisten nivelten avulla. Kuitenkaan analyysi ei huomioi dynaamisia vaikutuksia. Analyysi on myös suhteellisen hankala, se voi olla aikaa vievä ja johtaa ylikonservatiivisiin tuloksiin. (Marjanishvili 2004.)

Pushover-analyysi voidaan suorittaa horisontaalisilla kuormilla, joiden jakaumaa varioidaan halutun maanjäristyskuorman mallintamiseksi. Pushover-analyysi voidaan tehdä myös painovoimasta aiheutuvien kuormien lisäksi käytettävänä vertikaalisina kuormina, jolloin kyseessä on vertikaalinen pushover-analyysi. Vertikaalista pushover-analyysiä ei Marjanishvilin mukaan voida käyttää jatkuvan sortuman analysointiin. (Marjanishvili 2004.)

Pushover-analyysistä saadaan tuloksena pushover-käyrä, josta voidaan johtaa rakenteen jäykkyys rakenteen vaurionsietokyvyn määrittelyä varten. Pushover-käyrän voidaan katsoa olevan voima-siirtymädiagrammi yhden vapausasteen systeemille ja jäykkyysmatriisi sen lineaarisen osan kulmakerroin. Kaavan (9) mukaan vaurionsietokykyindeksi saadaan jakamalla vaurioituneen rakenteen jäykkyysmatriisin determinantti ehjän rakenteen vastaavalla arvolla. Kaava on muotoa

$$R_s = \min \frac{\det k_j}{\det k_0} \quad (9)$$

missä	$R_s$	on vaurionsietokykyindeksi,
	$k_j$	on vaurioituneen rakenteen jäykkyys ja
	$k_0$	on ehjän rakenteen jäykkyys. (Tavakoli ja Afrapoli 2008, s. 88-89.)

Tavakoli ja Afrapoli (2008, s. 91) tutkivat horisontaalisella pushover-analyysillä kerroslukumäärältään ja jäykistysjärjestelmältään erilaisia rakennuksia, joita kuormitettiin usealla eri kuormajakaumalla. Rakennuksissa käytettiin keskeisesti jäykistettyä, epäkeskeisesti jäykistettyä sekä momenttikehäistä jäykistysjärjestelmää. Tuloksena saatiin pushover-käyristä johdetut rakennuksien jäykkyydet, joita käytettiin rakennuksien vaurionsietokykyindeksien määrittämiseen. Vaurionsietokykyindeksit kasvoivat kerroslukumäärien mukaan, joten matalimman rakennuksen vaurionsietokykyindeksi oli pienin ja korkeimman suurin. Kasvu saattoi johtua kuormien uudelleenreitittymisen mahdollisuuksista elementtien lukumäärän lisääntyessä rakennuksen korkeuden kasvaessa. Myös epäkeskeisesti jäykistettyjen rakennuksien vaurionsietokykyindeksi oli suurempi kuin keskeisesti jäykistettyjen tai momenttikehäisten rakennuksien. Metodi ei Tavakolin ja Afrapolin mukaan anna kuvaa vaurion laajuudesta vaurioituneessa rakenteessa. Myöskään vaurion tyyppillä ei ole vaikutusta vaurionsietokykyindeksin pienentymisessä. Mikäli rakenteen vähentynyt jäykkyys voidaan hyväksyä rakenteen vaurionsietokyvyksi, metodi voi olla sopiva määrittelemään kriittisiä rakenteellisia elementtejä, erilaisten rakenneratkaisujen taipumusta jatkuvaan sortumaan sekä epävarmuuden vaikutusta jatkuvan sortuman skenaariossa.

Autodesk knowledge networkin (2015, 1) mukaan Robotin pushover-analyysi on epälineaarinen staattinen analyysi, joka esittää rakenteen käyttäytymistä eri maanjäristystä mallintavien kuormien alaisuudessa. Kaikki epälineaariset asetukset, jotka määrittävät mahdollisen rakennuksen vaurion, on keskitetty epälineaarisiiin niveliin. Teoreettisesti nivelet voivat olla kaikkialla palkin pituudella. Muut epälineaarisuuden tyypit, kuten pitkittäisvoimat, P- $\Delta$ -analyysi, vedetyt ja puristetut sauvat voidaan huomioida yhdessä epälineaaristen nivelten kanssa, mutta niiden rooli rakennuksen käyttäytymisessä pushover-analyysissä ei ole merkittävä. Epälineaariset nivelet voidaan asettaa vain Eurokoodien mukaisille sauaelementeille, muissa elementeissä niitä ei huomioida. Epälineaarisia niveliä käsitellään valitussa pisteessä itsenäisinä epälineaarisina liitoksina jokaiselle vapausasteelle. Vuorovaikutusta eri vapausasteiden

välillä ei huomioida. Käyttäjän tulee Robotissa määrittää itse epälineaaristen nivelten paikat.

## 5.4 Lineaarinen dynaaminen menetelmä

Lineaarinen dynaaminen menetelmä (LDM) sisältää reaaliaikaisen rakenneosan poistamisen, mikä johtaa rakenteen reaaliaikaiseen kimmoiseen liikehdintään. Tästä syystä LDM:n kohdalla puhutaan aika-historia-analyysistä, jossa kuormitushistorialla on merkitys. Aika-historia-analyysi mahdollistaa rakenteen täydellisen ajasta riippuvan vasteen laskennan. LDM on tarkempi kuin staattiset menetelmät siinä suhteessa, että se luontaisesti sisältää dynaamiset vaikutukset. Laskentatulokset voivat kuitenkin olla virheelliset epälineaaristen ominaisuuksien puuttuessa. Menetelmää voidaan käyttää rakennuksiin, joissa ei ole suuria plastisia muodonmuutoksia. Kuitenkin laskenta on monimutkaista ja aikaa vievää suurien laskentamallien vuoksi, mikä voi johtaa kalliimpiin ja pidempiin suunnitteluajakoihin. Suunnittelulla voidaan kuitenkin pienentää rakennuskustannuksia, jolloin saavutettava hyöty voi olla huomattava. (Marjanishvili 2004, s. 80, 82.)

LDM ei epälineaaristen ominaisuuksien puuttuessa pysty huomioimaan kuormien uudelleenjakautumista eikä täten köysi- ja kalvorakenteiden muodostumista. Suunnittelijan tulee myös harkita, onko esimerkiksi P- $\Delta$ -efektin vaikutukset merkittäviä. (NIST 2007, s. 52.)

GSA tai UFC ei esitä ohjeistusta LDM:n laskentaan. Adamin ym. (2018, s. 128) mukaan myöskään paljon aihealueen tutkimuksiin panostavan Kiinan jatkuvaa sortumaa käsittelevä standardi CECS 392:2014 ei kata LDM:n käyttöä vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin määrittämisessä.

Tilanteesta riippuen dynaamisissa analyyseissa vaihtoehtoina on mallintaa todellinen pilarin pettäminen tai pilarin tukireaktio hetkellisenä kuormana jäljelle jääviin rakenteisiin. LDM:n tapauksessa aika-historia-analyysi on lineaarinen, jolloin pilarin pettämisen luontaista epälineaarista vaikutusta ei voida mallintaa, eikä se ole yleensä muutenkaan monimutkaisuutensa vuoksi hyödyllistä. Täten pilarin tukireaktion mallintaminen on normaalisti oikea vaihtoehto. Tukireaktion poisto tulee mallintaa äkillisesti, mikä maksimoi kuormien vaikutukset. Todellisuudessa pilari ei välttämättä

poistu hetkellisesti ja saattaa jopa kyetä kantamaan kuormaa stabiliteetin menetyksen jälkeen. Tukireaktion äkillistä poistoa voidaan pitää ongelman yläraja-arvona, mikä ei kuitenkaan välttämättä ole realistista ja voi johtaa ylikonservatiivisiin tuloksiin. LDM:ä käytetään yleisesti, kun epälineaarista laskentaa ei ole saatavilla (Byfield 2014 s. 9). Mikäli rakennetta ei jostain syystä suunnitella pysymään elastisella alueella, on LDM yksistään epätyypillinen analyysi jatkuvan sortuman tutkimisessa. Menetelmästä voidaan kuitenkin saada hyötyä esimerkiksi vertailuun epälineaaristen menetelmien kanssa. (DCLG 2011, s. 84.)

Pilarin poisto voidaan mallintaa kolmionmallisella laskevalla impulssikuormalla, joka on alkuvaiheessa poistettavan pilarin suuruinen ja poistuu äkillisesti. Vaihtoehtoisena menetelmänä pilarin kantokyvyn menettäminen voidaan mallintaa nousevalla impulssikuormalla, jolla on äärellinen nousuaika. Tällöin rakenteelle asetetaan tukireaktion suuruinen, mutta vastakkaisuuntainen voima, joka aiheuttaa rakenteelle dynaamisia vaikutuksia. Nousevana impulssikuormana käytetään tukireaktion suuntaista ja suuruista voimaa. Nämä kaksi voimaa kumoavat analyysin aikana toisensa, jolloin analyysin lopussa rakenne on tasapainotilassa. (Luck 2016, s. 25-28, 68.)

## 5.5 Epälineaarinen dynaaminen menetelmä

Kaikkein perusteellisin jatkuvan sortuman analysointimenetelmä on epälineaarinen dynaaminen menetelmä (ELDM), jossa vaurioituneeksi katsottu rakenneosia poistetaan dynaamisesti ja materiaali käyttäytyy epälineaarisesti. Menetelmä pystyy huomioimaan myös geometrisen epälineaarisuuden. ELDM mahdollistaa suuret siirtymät, energian varastoitumisen sekä materiaalin myötäämisen ja murtumisen. ELDM:llä voidaan saavuttaa kaikkein realistisimpia tuloksia, mutta analyysi voi olla hyvin aikaa vievää. Tulosten tulkinta on monimutkaista ja vaatii laajamittaista laadunvarmistusta laskennassa käytettyjen oletuksien ja tiukan mallintamistarkkuuden vuoksi. (Marjanishvili 2004, s. 83.)

Pilari mallinnetaan yleensä poistetuksi kuten lineaarisessa dynaamisessa menetelmässä, paitsi jos pilari on vaurioitunut ja sille jää jäljelle jonkin verran kantokykyä. Tällöin aksiaalikuorma voi esimerkiksi kiihdyttää pilarin nurjahdusta. ELDM sisältää luonnostaan dynaamiset kertoimet ja hitausvoimien vaikutukset. Menetelmän avulla suunnittelija voi maksimoida kyvyn hyödyntää myötörajan jälkeistä sitkeyttä rakenneosissa ja liitoksissa pysyvien plastisten venymien muodossa. Lisäksi ELDM pystyy huomioimaan:

- materiaalin plastisuuden,
- myötölujuutumisen,
- toisen kertaluvun vaikutukset geometriassa,
- köysi- ja kalvorakenteiden muodostumisen,
- muodonmuutosnopeuden vaikutuksen venymään ja
- vaimenemisen. (DCLG 2011, s. 97.)

NIST:n (2007, s. 52) mukaan maailmalla on paljon kehittyneitä laskentaohjelmia, joilla voidaan tutkia rakenteen epälineaarista ja ajasta riippuvaa käyttäytymistä, kun rakenteessa tapahtuu paikallinen vaurio. Esimerkkejä laskentaohjelmista ovat mm. ANSYS, FLEX, LS DYNA, LARSA ja ABAQUS ja Marjanishvilin (2004, s.80) mukaan myös SAP2000.

GSA (2016, s. 29) ei esitä rajoituksia ELDM:n käytölle. Laskennan kulku vastaa monilta osin ELSM:n laskentaa. Käyttäjän tulee mallintaa koko rakennus kolmiulotteisena, mukaan lukien analyysin aikana poistettavat rakenneosat. Kaikkien rakenneosien

jäykkyys ja kestävyys, kuten myös momentti-kiertymäyhteys tulee mallintaa todenmukaisesti. Kaikki primäärirakenneosat tulee mallintaa ja sekundäärirakenteiden mallintaminen on valinnaista. Mallinnetuille sekundäärirakenneosille tulee suorittaa analyysin jälkeen siirtymäperusteisen laskennan kriteerien täyttymisen arviointi. Jos rakennus koostuu osista, jotka ovat alle 4-kerroksisia ja ovat yhteydessä yli 4-kerroksisiin osiin, täytyy suunnittelijan harkita ottaako matalia osia mukaan laskentaan niiden mahdollisten negatiivisten vaikutusten vuoksi. Toisin kuin edeltävissä menetelmissä, ELDM:ssä asetetaan sama kuormitus koko rakennukselle Kaavan (10) mukaan. Koko rakennukselle asetettava kuormitus on

$$G_{ND} = 1,2D + (0,5L \text{ tai } 0,2S) \quad (10)$$

missä	$G_{ND}$	on kuormituksen suuruus,
	$D$	on pysyvät kuormat,
	$L$	on hyötykuormat (*) ja
	$S$	on lumikuormat (*)

(\*) 0,5L tai 0,2S valitaan sillä perusteella, kumpi on suurempi.

Kaava on vastaava kuin ELSM:ssä, mutta ilman dynaamista suurennuskerrointa, joka tulee laskennassa luonnostaan mukaan.

Kuormitusmenettely suoritetaan aloittamalla nollassa ja monotonisesti kasvattaen, kunnes tasapainotila on saavutettu. Tämän jälkeen vaurioitunut rakenneosa poistetaan. Rakenneosan poisto saa kestää enintään kymmenesosan poistetun rakenneosan yläpuolella olevien rakenteiden ominaisvärähtelyn jaksonajasta. Arvo määritetään etukäteen rakennemallista, josta haluttu rakenneosa on poistettu. On suositeltua poistaa rakenneosa äkillisesti, koska mitä nopeammin rakenneosa poistetaan sitä suurempia ovat dynaamiset vaikutukset. Rakenneanalyysin pituus määrittyy joko maksimisiirtymätilan tai poistetun rakenneosan läheisyydessä olevien rakenteiden ensimmäisen pystysuuntaisen heilahdusjakson mukaan.

Lopuksi todetaan voima- ja siirtymäperusteisten kuormitustapauksien kriteerien täytyminen samalla tavalla kuin ELSM:ssä. Voiman hallitsemille kuormille lasketaan joka rakenneosalle ehtojen täytyminen kaavan (4) mukaan. Siirtymien hallitsemilla

kuormilla tulee odotettu muodonmuutuskapasiteetti olla suurempi kuin laskettu muodonmuutuskapasiteetti. (GSA 2016, s. 29-30.)

## 5.6 Energiatasapainoon perustuva menetelmä

Izzudin ym. (2007, s. 1309, 1313) tutkivat yksinkertaistettua menetelmää, mikä perustuu painovoiman tekemän työn ja rakenteen vastaanottaman energian tasapainoon. Kuten edellä on esitetty, tyypillisen rakennuksen vaste rakenneosan pettämiseen on yleensä hyvin epälineaarinen ja dynaaminen ilmiö. Tästä syystä rakenteen sitkeyttä määrittäessä tulisi aina ottaa huomioon rakenteen suurin mahdollinen dynaaminen vaste. Vaste voidaan yksinkertaistetusti määrittää kolmivaiheisesta analyysistä. Ensimmäisenä ratkaistaan rakenteen epälineaarinen staattinen vaste, jonka määrittämiseen voidaan rakennuksen geometrian mukaan käyttää alemman tason idealisointia, eli rakenteen purkamista osiin tietyillä reunaehdoilla. Idealisointi voidaan parhaassa tapauksessa toteuttaa jopa yksittäisen palkin analysoinnilla, mikäli rakenne on toistuva. Seuraavassa vaiheessa epälineaarista staattisesta analyysistä saatavaa vastetta käytetään määrittämään maksimaalinen dynaaminen vaste yhdistelyllä Izzudinin ohjeen mukaisesti. Kolmannessa vaiheessa tarkastellaan liitosten muodonmuutoskyky.

Energiamenetelmässä ajatellaan, että pilarin pettäminen voidaan mallintaa äkillisenä painovoiman asettamisena rakenteeseen, varsinkin kun tuloksena saadaan suuria muodonmuutoksia. Dynaamisen vasteen alkuvaiheessa pystysuuntaiset kuormat ylittävät rakenteen staattisen vasteen. Analyysin jatkuessa rakenteiden potentiaalienergia muuttuu kineettiseksi energiaksi. Muodonmuutosten kasvaessa rakenteen staattinen vaste kehittyy painovoiman aiheuttamia kuormituksia suuremmaksi ja vähitellen saavuttaa lopputilanteen, jossa kineettinen energia on palautunut nollassolle. Tällöin painovoiman tekemä työ on suoraan verrannollinen rakenteen vastaanottamaan energiaan.

## 6 MENETELMÄN VALINTA

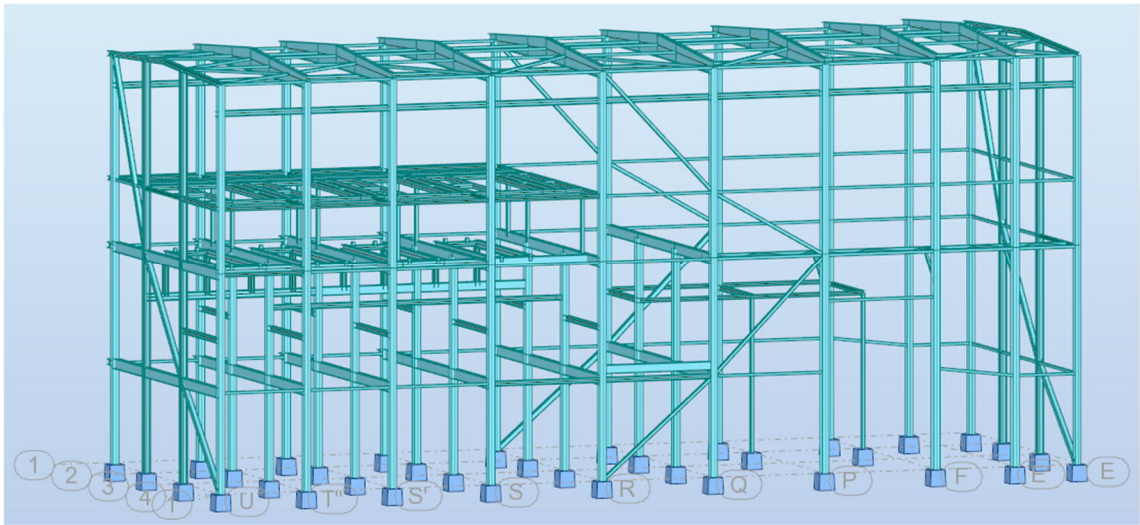
### 6.1 Valinnan perusteet ja tarkasteltava rakennus

Tässä kohdassa alkaa soveltava osio. Soveltavassa osiossa tarkastellaan epälineaarisen staattisen menetelmän suorittamista. Jatkuvan sortuman tutkimisen kohteeksi valittiin Kuvassa 14 esitelty teräsrakenteinen halli. Tässä osiossa selvitetään myös Robotin soveltuvuutta menetelmän suorittamiseen. Epälineaarisen staattisen menetelmän käyttöä ei ole rajoitettu GSA:n ohjeissa. Lisäksi se mahdollistaa sortumaa vastaan toimivien mekanismien synnyn epälineaarisuuden avulla, joten menetelmän käyttö on perusteltua. Dynaamiset vaikutukset huomioidaan kertoimella 2,0. Dynaamista suurennuskerrointa ei tässä työssä määritetä. Lineaaristen menetelmien käyttö ei ole perusteltua tämän tapauksen tutkimuksessa, koska rakenneosien taipumien voidaan olettaa olevan huomattavasti yli kimmoisen rajan. Epälineaarista dynaamista menetelmää ei tämän diplomityön tai normaalin suunnittelutoimeksiannon laajuuden puitteissa ole mahdollista tehdä.

Robotin kimmoplastinen materiaalmalli Eurokoodin sauvaelementeille mahdollistaa materiaalin epälineaarisen käyttäytymisen. Ohjelmasta on saatavilla myös rakenneosien poikkileikkauksen plastisoitumisaste, jonka avulla voidaan arvioida plastisten nivelten paikat. Robotissa on myös mahdollista tehdä geometrinen epälineaarinen analyysi. Täten analyysistä on mahdollisuus saada tieto vaihtoehtoisten rakennejärjestelmien synnystä ja vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostumisesta. Myös liitosten epälineaarinen käyttäytyminen voidaan mallintaa. Tällöin kuormien siirtyminen esimerkiksi köysirakenteiden muodostumiseen on todennukaisempi ja myös liitosten kyky varastoida energiaa on mahdollista todentaa.

Tarkasteltava rakennus on rakennedetaljeiltaan tyypillinen teollisuushalli, jossa on puolikkaassa rakennuksessa kaksi kuorilaattatasoa sekä yksi terästaso. Toisella puolella ei ole välitasoja. Halli on noin 55 metriä pitkä, 20 metriä leveä ja 25 metriä korkea. Rakennuksen jännevälit vaihtelevat pituussuunnassa 5,4 metristä 6,2 metriin. Hallin vertikaaliset rakenneosat ovat pääosin hitsattuja I-profiileja HI400-12-20\*400. Kuorilaattatasoilla kantavat teräksiset kotelopalkit ovat hitsattuja profiileja WB600-10-20\*350/90. Ylin terästaso koostuu I- ja H- profiileista. Kattotason harjapalkit ovat hitsattuja profiileja HI700-1330-10-20\*300-20\*300.

Rakennus on jäykistetty joka sivulta, diagonaalijäykisteiden kulkiessa päädyn lyhyillä sivuilla joka pilarivälin läpi, sekä pitkillä sivuilla kahden pilarivälin läpi. Diagonaalit ovat pitkillä sivuilla kylmävalssattuja putkiprofiileja 200x200x8 ja lyhyillä putkiprofiileja 300x300x10. Vaakajäykisteet kulkevat välitasojen kohdalla ja ovat pääosin kylmävalssattua putkiprofiilia 150x150x6. Katto on jäykistetty lyhyillä sivuilla joka pilarin kohdalta kylmävalssatuilla putkiprofiileilla 150x150x6 sekä toiselta pitkältä sivulta putkiprofiileilla 180x180x6. Rakennuksessa on koko pituudellaan 20 tonnin siltanosturi, jonka ratapalkit ovat valssattuja HEA360-profiileja.



Kuva 14. Soveltavassa osiossa tarkasteltava rakennus.

## 6.2 Kuormat ja kuormitusyhdistelmät

Tuulikuormien vaikutus rakenteen käyttäytymiseen on onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmissä pieni sekä mitoittavassa kuormitusyhdistelmässä olematon. Tuulikuormat jätetään tässä työssä huomiotta, jotta köysi- ja kalvorakenteiden muodostuminen voidaan todeta paremmin. Rakennuksen läpi jatkuva ratapalkki toimii ensisijaisena vaihtoehtoisena kuormansiirtoreittinä, mutta sen liitokset eivät kestä pilarin poistoa, joten ratapalkkia ei tässä tilanteessa mallinneta. Rakennuksen betonitasojen jäykkyyttä ei myöskään mallinneta, vaan niiden olemassaolo huomioidaan vain kuormina teräsrakenteille. Rakennukseen vaikuttaa seuraavat kuormat:

- rakenneosien omapaino,

- lumikuormat standardin SFS-EN 1991-1-3 mukaan,
- tasokuorma 5 kN/m<sup>2</sup> ylimmällä terästasolla,
- tasokuormat 10 kN/m<sup>2</sup> kahdella alemmalla betonitasolla,
- 20 tonnin siltanosturin kuormat,
- laitekuormat toisessa kerroksessa, sekä
- dynaamista suurennuskerrointa mallintava kuorma.

Kuormien yhdistelykertoimien arvot ovat onnettomuusrajatilassa 1,0. Kun hyöty- tai laitekuorma on pääasiallinen kuorma, käytetään  $\psi_{2,1}$  arvoja. Lumi-, jää- tai tuulikuorman ollessa pääasiallinen, käytetään  $\psi_{1,1}$  arvoja. Teollisuusrakennukset käsitellään varastotilojen luokan E mukaisesti, joten;

- Hyötykuorman  $\psi_{2,1} = 0,8$  ja  $\psi_{1,1} = 0,9$
- Tuulikuorman  $\psi_{2,i} = 0$  ja  $\psi_{1,i} = 0,2$
- Lumikuorman  $\psi_{2,i} = 0,2$  ja  $\psi_{1,i} = 0,5$
- Nosturikuorman  $\psi_{2,1} = 1,0$  ja  $\psi_{1,1} = 1,0$

Jatkuvan sortuman tilanteessa ei ole määräävää onnettomuuskuormaa  $A_d$ . Kaavassa (11) on esitetty Taulukon 4 mukainen mitoittava kuormitusyhdistelmä, mikä aiheuttaa suurimman pystykuorman poistettavalle pilarille ja on muotoa

$$1,0G + 0,5Q_{lumi} + 0,9Q_{hyöty} + 1Q_{nosturi} \quad (11)$$

missä  $G$  on omapaino,  
 $Q_{lumi}$  on lumikuorma,  
 $Q_{hyöty}$  on hyötykuormat ja  
 $Q_{nosturi}$  on nosturikuormat.

Lisäksi GSA:n ohjeen kohdan 5 mukainen dynaamisia vaikutuksia mallintava kuorma asetetaan vaikuttamaan Kuvan 12 mukaisesti joka kerrokseen sekä katolle. Kuorma tarkasteltavaan rakennukseen mallinnetaan erillisenä kuormitustapauksena kaavan (11) mukaan. Tällöin dynaamisen suurennuskertoimen arvo on noin 2,0 poistettavan pilarin läheisyydessä oleville rakenteille, joissa dynaamisia vaikutuksia oletetaan esiintyvän.

GSA:n ohjeesta poiketen käytetään Eurokoodin onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmiä.

Robotissa täytyy kuormitusyhdistelmät luoda manuaalisesti, koska automaattisesti luodut yhdistelmät eivät ole käytössä epälineaarisisessa tai dynaamisessa laskennassa. Automaattiset kuormitusyhdistelmät voidaan kuitenkin konvertoida manuaalisiksi. Tällöin merkitsevän kuormitustapauksen asettaminen epälineaariseen laskentaan on nopeampaa ja esimerkiksi useampia kuormitusyhdistelmiä voidaan kokeilla yksinkertaisemmin.

### 6.3 Liitosten kapasiteetit ja mallintaminen

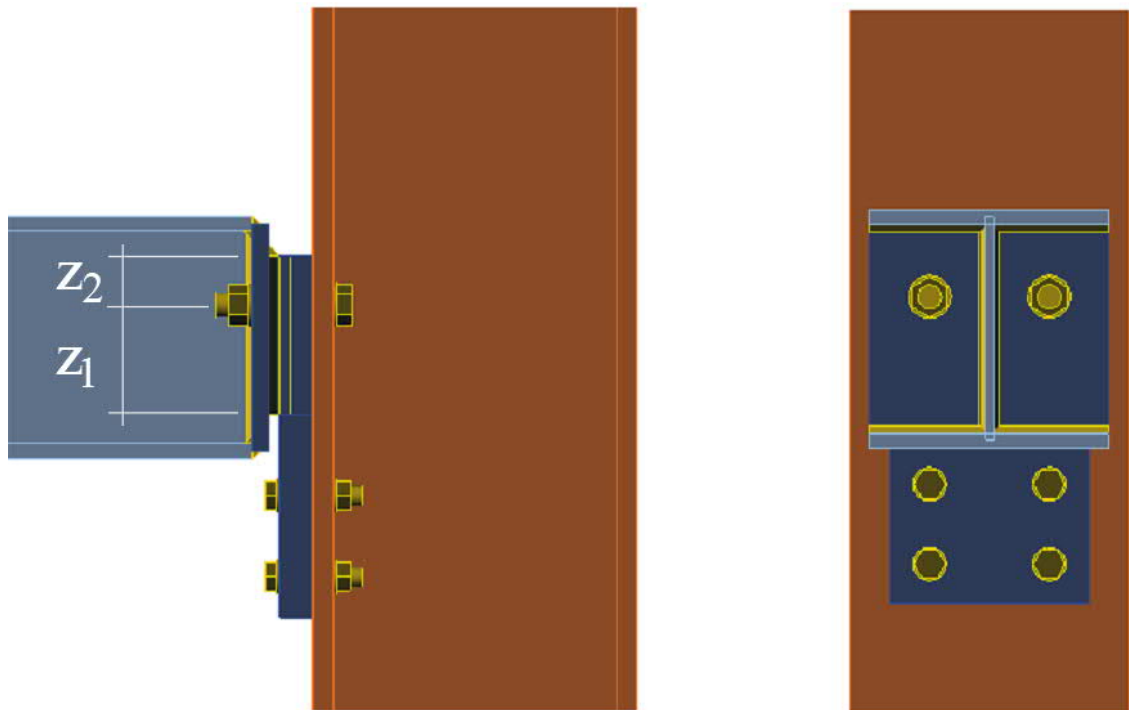
Liitosten kapasiteetit lasketaan ja mallinnetaan tämän diplomityön kohdan 4.3. periaatteita soveltaen. Liitosten kapasiteetit lasketaan Idea Statica -ohjelmalla, mikä antaa Eurokoodin mukaiset liitoksen rakenteellisten pääominaisuuksien arvot. Idea Statican jäykkyysanalyysi perustuu CBFEA-analyysiin (engl. Component based Finite Element Analysis), joka on ohjelman teknisen asiakirjan perusteella Eurokoodin komponenttimenetelmää tarkempi menetelmä liitosten jännitysten tutkimiseen. Komponenttimenetelmällä lasketaan parhaiten soveltuvan liitoksen rakenteellisten pääominaisuuksien arvot ja verrataan vastaaviin Idea Staticasta saatuihin arvoihin. Kaikkien liitosten kapasiteettien määrittäminen komponenttimenetelmällä ei tässä tapauksessa ole järkevää, koska komponenttimenetelmä ei suoraan sovellu suurimpaan osaan tarkasteltavan rakennuksen liitoksista. Liitokset tulisi yksinkertaistaa menetelmän mukaisiksi ja tällöin vertailukelpoisuutta ei voida varmasti todeta Idea Staticasta saatujen arvojen kanssa.

Aluksi määritettiin rakennemallin toiminnalle sortumatilanteessa oleelliset liitokset, sekä niihin kohdistuvien kuormien suunnat sortumatilanteessa. Kaukana vaurion vaikutusalueesta olevien liitosten kapasiteettien mallintaminen ei tässä tapauksessa ole olennaista. Kaikkien laskennassa käytettävien liitosten kapasiteetit on taulukoitu Liitteessä 1 ja liitosten numerointi on esitetty Kuvissa 24 ja 25. Liitosten kestävyyksien arvot laskettiin alkutilanteen geometrian mukaan. Huomioitavaa on, että tarkasteltavassa kohteessa poistettavan pilarin yläpuolisissa liitoksissa taivutusmomentti on tavanomaiseen mitoituslaitteeseen nähden päinvastainen. Perustusten kapasiteetteja ei tässä työssä huomioida ja ne oletetaan ideaalisesti jäykiksi.

Liitoksille määritettiin momentti-kiertymäyhteys eli kiertymisjäykkyys, sekä voima-siirtymäyhteys eli tässä tapauksessa vetojäykkyys. Jäykkyyksien arvot laskettiin taivutusmomentille ja aksiaalikuormalle omina kuormitustapauksinaan, koska momentin ja voimien suhdetta sortumatilanteessa ei tiedetä. Tämä oletus liitoksen kapasiteetista on väärin, koska liitos ei kestä molempia maksimitilanteita yhtä aikaa. Oletus antaa kuitenkin rakennemallissa todenmukaisemman kuvan liitoksen välittämistä kuormista ja energianvarastoimiskyvystä verrattuna vain ideaalisesti nivelellisiin ja jäykkiin liitoksiin.

Kiertymis- ja vetojäykkyyttä käytettiin liitosten kapasiteetteja mallintavien bilineaaristen käyrien luomiseen. Jäykkyyden arvo määrittää käyrän kulmakertoimen Kuvan 11 periaatetta noudattaen siihen kiertymään tai siirtymään asti, jossa taivutusmomentin tai vetovoiman mitoitusarvo kohtaa liitoksen taivutus- tai vetokestävyyden arvon. Tämän jälkeen liitos ei enää kykene välittämään enempää kuormaa. Liitos kuitenkin vastustaa kuormitusta kestävyytensä arvon verran. Tämän jälkeen käyrän kulmakertoimena käytetään arvoa 0,0001, mikä mallintaa Eurokoodien mukaisen keinotekoisien myötölujittumisen numeeristen ongelmien takia. Tämä menettely voi edistää konvergenssin saavuttamista. Kestävyyden mitoitusarvon ylityksen jälkeen kuormat kehittyvät liitettävään rakenneosaan liitoksen kiertymän tai siirtymän kasvaessa lineaarisesti.

Tarkasteltavan rakennuksen liitos 5 soveltuu liittyviltä rakenneosiltaan ja geometrialtaan parhaiten komponenttimenetelmän soveltamiseen. Kuvan 15 mukainen liitos yksinkertaistettiin komponenttimenetelmään soveltuvaksi poistamalla leikkauspala ja päätylevyn ja pilarin laipan välissä oleva levy. Tällöin komponenttimenetelmässä käytetty liitos on yhdellä ruuvirivillä kiinnitetty jäykistämätön päätylevyliitos. Puristuskeskiöiden paikkana momenttivarren määrittämistä varten käytettiin kuvan mukaisia oletuksia. Liittyvät rakenneosat mallinnettiin Idea Statican analyysiä varten todellisen pituisina.



Kuva 15. Epälinearisessa laskennassa käytetty liitos 5, jonka rakenteellisten pääominaisuuksien arvot laskettiin Eurokoodin SFS-EN 1993-1-8 komponenttimenetelmällä ja Idea Staticalla.

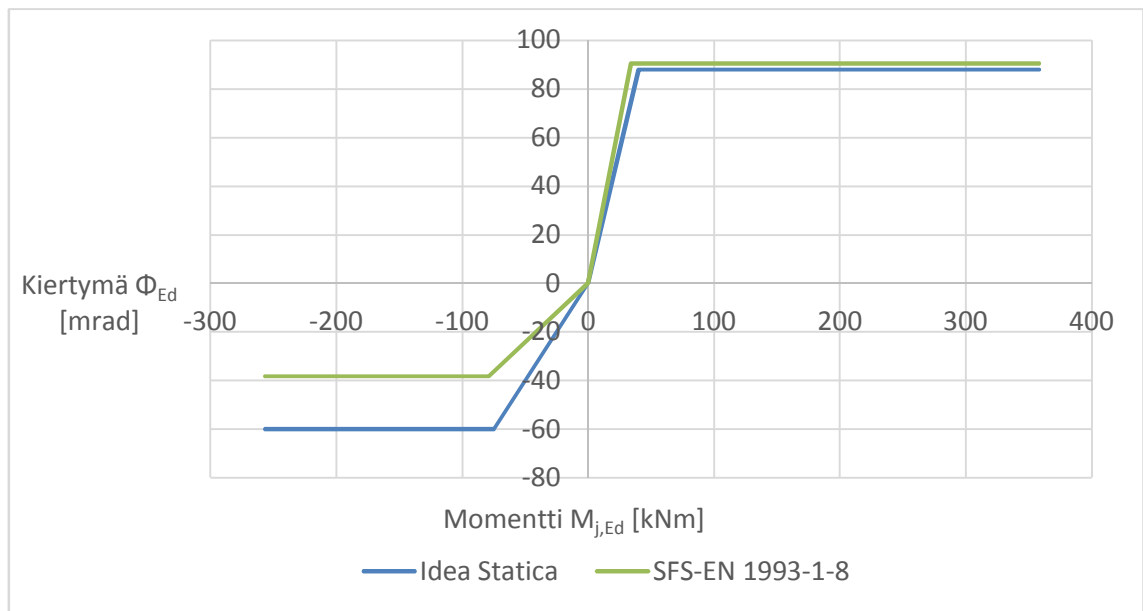
Kiertymisjäykkyys edellä esitettyjen oletuksien mukaan noudattaa kaavaa

$$S_j = \frac{M_{j,Ed}}{\Phi_{Ed}} = \frac{M_{j,Rd}}{\Phi_{Xd}} \quad (12)$$

missä  $S_j$  on kiertymisjäykkyys,  
 $M_{j,Ed}$  on liitokseen kohdistuva taivutusmomentti,  
 $\Phi_{Ed}$  on taivutusmomentin aiheuttama kiertymä,  
 $M_{j,Rd}$  on taivutuskestävyys ja  
 $\Phi_{Xd}$  on kiertymä, kun  $M_{j,Ed} = M_{j,Rd}$  (SFS-EN 1993-1-8, s. 65-66).

Tällöin liitoksen momentti-kiertymäyhteyden käyrä voidaan muodostaa kiertymän ja taivutuskestävyyden avulla. Vastaavalla menetelmällä voidaan luoda käyrä myös voima-siirtymäyhteydelle. Kuvassa 16 on esitetty momentti-kiertymäyhteyden käyrät Idea Staticasta ja komponenttimenetelmästä saaduista arvoista. Liitos on epäsymmetrinen,

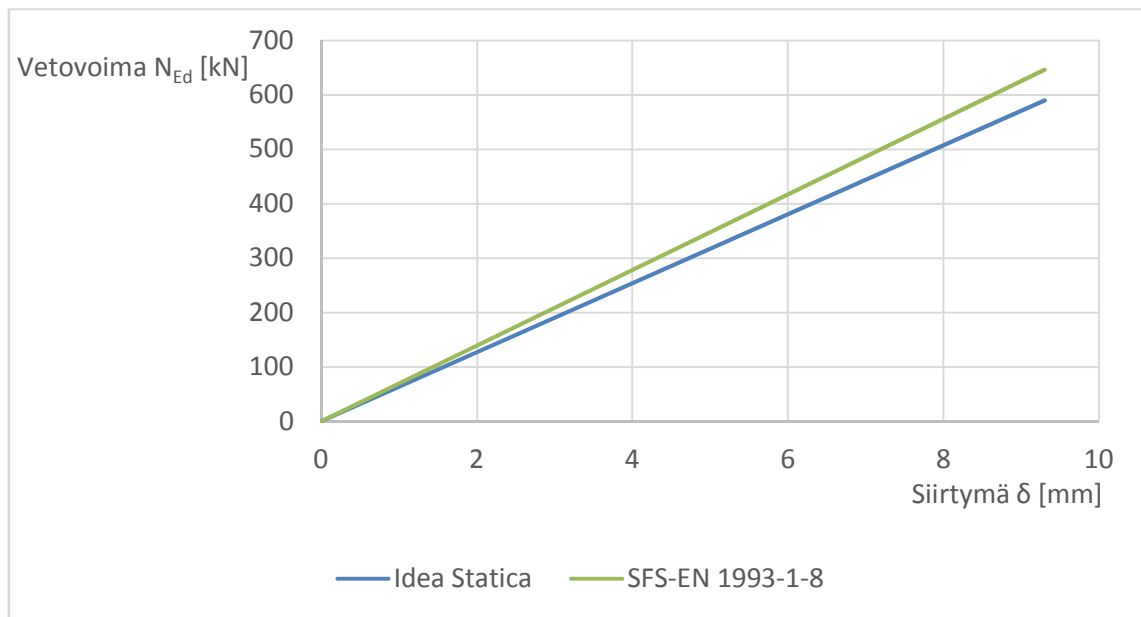
joten liitos käyttäytyy eri suuntaisille taivutusmomenteille eri tavalla. Tavanomaiseen kuormitussuuntaan arvot eivät eri menetelmien välillä eroa merkittävästi. Pieni ero syntyy todennäköisesti hetkestä, jolloin liitos Idea Staticassa pääsee kiertymään ennen päätylevyn ja leikkauspalan kontaktia. Vastakkaissuuntaisessa kuormituksessa leikkauspalaa ei ole, joten Idea Staticassa liitos pääsee kiertymään vapaammin. Komponenttimenetelmä olettaa palkin päätylevyn olevan kiinni pilarin laipassa, joten kiertymisjäykkyys on oletettavasti suurempi. Päätylevy taipuu, eikä laippa kampea pulttia irti kuten komponenttimenetelmässä oletetaan. Tämä selittää Idea Statican suuremman taivutuskestävyyden. Tästä voidaan johtaa, että liitoksen yksinkertaistamisessa komponenttimenetelmää varten tehdyt oletukset vastaavat laskennan tuloksia. Komponenttimenetelmästä ei saada kiertymän maksimiarvoa, joten käyrässä käytetään Idea Staticasta saatuja maksimikiertymien arvoja.



Kuva 16. Epälinearisessa laskennassa käytetyn liitoksen 5 momentti-kiertymäyhteys Idea Statican ja SFS-EN-1993-1-8 komponenttimenetelmän mukaan.

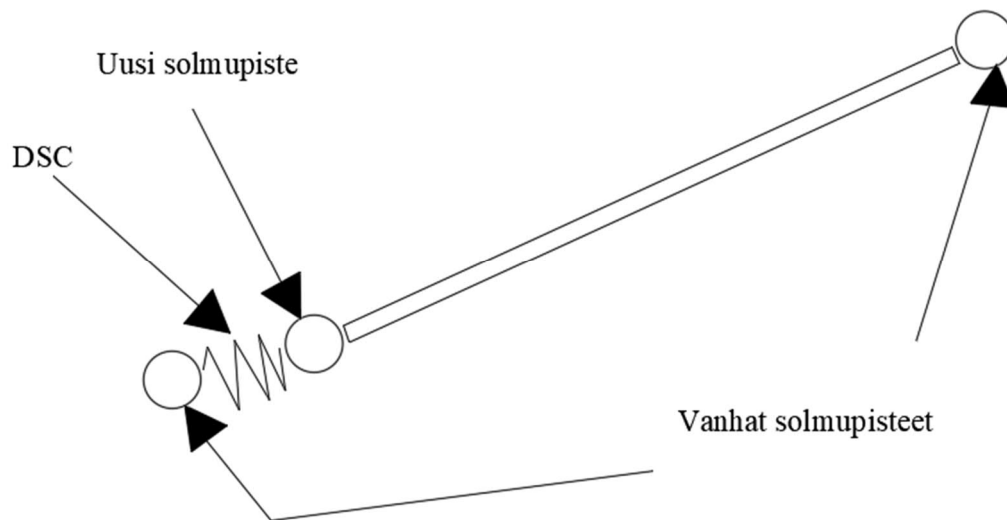
Voima-siirtymäyhteyden käyrät on esitetty Kuvassa 17. Komponenttimenetelmästä on saatavilla vain vetokestävyyden maksimiarvo. Siirtymää tai vetojäykkyyttä ei pystytä komponenttimenetelmällä arvioimaan, joten molempien käyrien muodostamisessa käytetään Idea Staticasta saatua siirtymän arvoa. Molempien laskentojen perusteella voidaan todeta, että ruuvien veto määrittää liitoksen vetokestävyyden mitoitusarvon. Tässä tapauksessa Idea Staticasta saadun arvon voidaan olettaa olevan tarkempi.

Oletettavasti Idea Statica ottaa huomioon liitosten komponenttien keskilinjojen poikkeavuuksista aiheutuvat momenttivarret. Tämä aiheuttaa ruuveihin myös leikkausvoimaa. Komponenttimenetelmässä otetaan huomioon vain ruuvirivin puhdas veto. Tässä työssä voima-siirtymäyhteydessä laskettiin liitoksen vetokestävyys. Tämän työn tarkasteltavassa kohteessa ei liitoksissa esiinny merkittävää puristusta. Liitostyypeillä, joissa käytetään vedettyjä ruuveja, puristuskestävyys on yleensä myös hyvin paljon suurempi. Kuvan 17 esimerkikikäyrässä negatiivinen eli puristuspuoli oletetaan ideaalisesti jäykäksi.



Kuva 17. Epälineaarisisessa laskennassa käytetyn liitoksen 5 voima-siirtymäyhteys Idea Statican ja SFS-EN-1993-1-8 komponenttimenetelmän mukaan.

Liitoksen peruskomponentteja mallintavien epälineaaristen jousien käyttö rakennemallissa olisi paras vaihtoehto, mutta se ei ole käytännössä Robotissa mahdollista. Sen sijaan vuonna 2015 Robottiin tehty DSC-algoritmi (discontinuity) mahdollistaa liitoksen jäykkyyden mallintamisen rakenneosien vapautuksiin. Algoritmi luo uuden solmupisteen kiinnitettävään rakenneosaan jättäen vanhan solmupisteen kiinnityspisteeseen. DSC-elementti eli jousi luodaan näiden kahden pisteen välille. DSC-elementin toiminta on esitetty Kuvassa 18. (Autodesk Knowledge Network 2015, 2.)



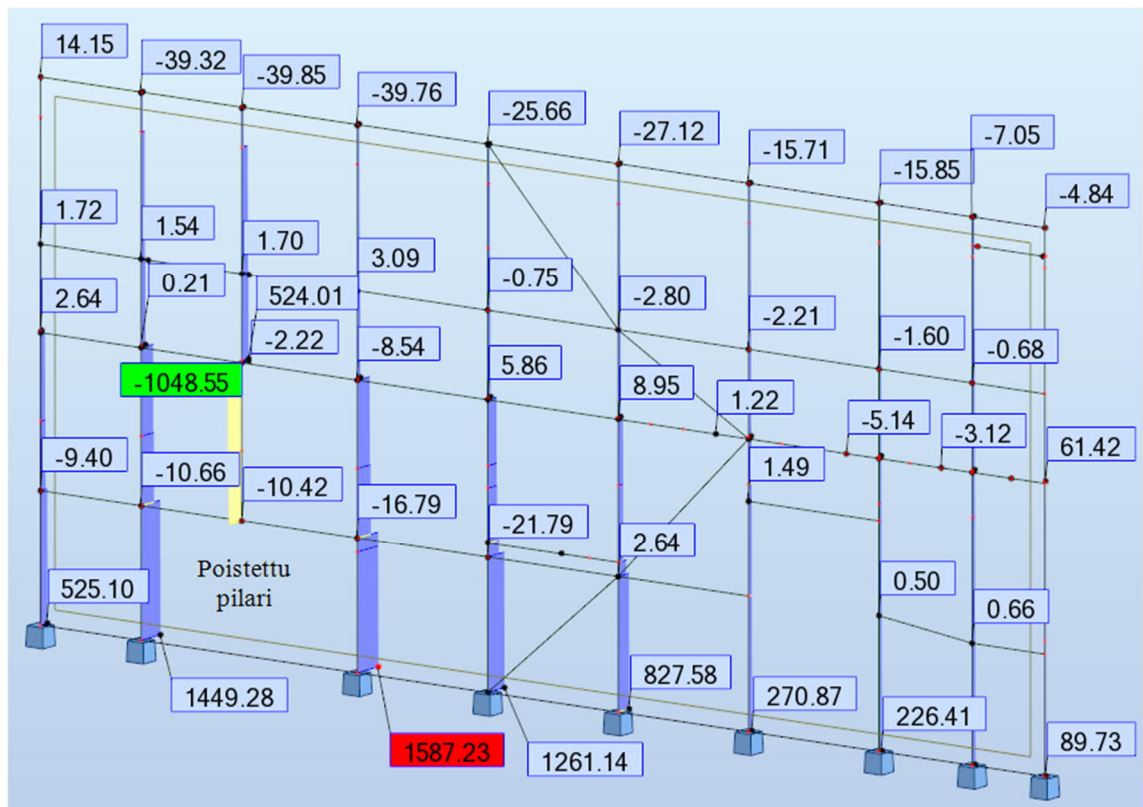
Kuva 18. Robotin DSC-algoritmin havainnollistettu toiminta. (Mukaillen Autodesk Knowledge Network 2015, 2.)

## 6.4 Rakennemallin analyysi

### 6.4.1 Lineaarinen staattinen analyysi

Aluksi suoritettiin vertailun vuoksi lineaarinen staattinen analyysi, jotta vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin syntyminen epälineaarissa analyysissä voidaan todeta luotettavammin. Lineaarissa laskennassa rakenneosille tai liitoksille ei ole asetettu epälineaarisia ominaisuuksia, eikä myöskään geometrista epälineaarisuutta huomioida. Tällöin Kuvassa 19 esitetyn poistetun pilarin yläpuolisessa liitoksessa siirtymän arvo on 1622 mm. Vertikaalisiin rakenneosiin ei tässä vaiheessa synny merkittäviä aksiaalikuormia. Rakennuksen toisessa kerroksessa on päätylevyliitoksilla jatkettu palkki, joka Kuvan 20 taivutusmomenttikuvaajan perusteella pyrkii kantamaan lähes kaiken poistetun pilarin kuorman. Käyttöaste kyseisellä palkilla on noin 40. Seuraavaksi suurin käyttöaste 1,65 on sitä kannattelevalla pilarilla. Rakenne ei Kuvan 21 perusteella jaa pituussuunnassa ulkoseinälinjalla kuormia eteenpäin, eikä täten esimerkiksi poistettavan pilarin yläpuolisen liitoksen vaakasiteisiin synny kuormituksia. On huomioitavaa, että Kuvan 19 katsomissuunnassa poistetun pilarin vasemmalla puolella on jänneväli 5,4 m ja oikealla 6,2 m. Tämä aiheuttaa liitoksille ja rakenneosille myös vääntöä poistettavan pilarin yläpuolisissa liitoksissa.





Kuva 21. Lineaarisen staattisen laskennan horisontaalisien ja vertikaalisten rakenneosien aksiaalikuormien jakautuminen poistetun pilarin ulkoseinälinjalla [kN].

#### 6.4.2 Epälineaarinen staattinen analyysi

Seuraavaksi rakennemallissa huomioitiin toisen kertaluvun vaikutukset pelkällä  $P-\Delta$ -analyysillä. Verrattuna täysin lineaariseen menetelmään suurin taivutusmomentin kasvu rakenneosissa on noin 11 % mikä tapahtuu rakennuksen harjapalkeilla. Taivutusmomentti poistettavan pilarin läheisyydessä olevissa perustuksissa kasvaa sekä X- että Y-suunnissa jopa noin 300 %. Tämä ei sinänsä ole merkittävää, koska kasvu on suurimmillaankin vain noin 11 kNm. Toisen kerroksen jatkuvan palkin kuormittuminen ei muutu täysin lineaariseen analyysiin verrattuna. Kuormien jakautumisen suhteen  $P-\Delta$ -analyysillä ei näytä olevan suurta vaikutusta. Robotin  $P-\Delta$ -analyysi huomioi vain rakenneosan pääty pisteiden siirtymästä johtuvan lisämomentin, mikä on siirtymän ja aksiaalikuorman tulo.  $P-\Delta$ -analyysi ei siis ota huomioon rakenneosan käyritymistä pääty pisteiden välillä eli  $P-\delta$ -efektiä. Täten se ei vaikuta merkittävästi köysi- ja kalvorakenteiden muodostumiseen. Myöskään siirtymä poistettavan pilarin yläpuolisessa liitoksessa ei juuri poikkea täysin lineaarisesta rakennemallista saadusta arvosta.

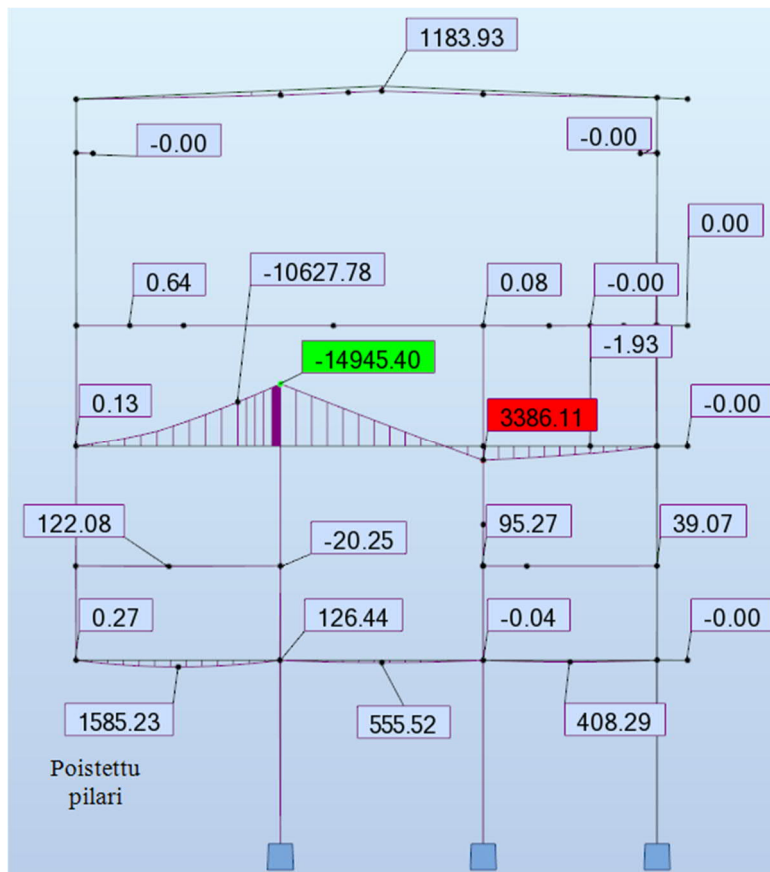
Robotin suuret siirtymät -analyysi ottaa huomioon P- $\delta$ -efektin ja täten rakenneosan käyristymisestä pääty pisteidensä välillä syntyvän lisäjäykkyyden. Analyysi edellyttää myös P- $\Delta$ -analyysin käyttöönoton. Täten se pystyy huomioimaan P- $\Delta$ - ja P- $\delta$ -efektien yhteisvaikutuksen. Kun Robotin suuret siirtymät -analyysi otettiin käyttöön ja poistettavan pilarin läheisyydessä oleville rakenneosille mallinnettiin ideaalisesti kimmoplastinen materiaalmalli, syntyi vaakarakenteisiin merkittäviä aksiaalikuormia. Etenkin poistetun pilarin yläpuoliseen liitokseen liittyvät vaakasiteet kuormittuvat voimakkaasti. Kuormat pyrkivät kulkemaan ulkoseinälinjalla siteitä pitkin rakennuksen jäykistäville diagonaalisiteille ja sitä kautta perustuksille. Pystysuuntainen siirtymä poistetun pilarin yläpuolisessa liitoksessa tippui arvoon 1305 mm. Kun suuret siirtymät -analyysia käytetään, rakenneosille on syytä mallintaa ideaalisesti kimmoplastinen materiaalmalli. Tämä on perusteltu seuraavassa kappaleessa. Epälineaarinen materiaalmalli mallinnettiin tässä tapauksessa poistetun pilarin läheisille, sekä mahdollisella vaihtoehtoisella kuormansiirtymisreitillä oleville rakenneosille. Materiaalmalli tulee asettaa jokaiselle rakenneosalle erikseen. Myötölujittumista ei tässä työssä huomioitu. Sen sijaan kohdassa 4.1.2 esitelty Eurokoodien mukainen keinotekoinen myötölujittuminen mallinnettiin. Tällöin materiaalmallia esittävän käyrän myötörajan jälkeisen osan kulmakertoimen arvo on 0.0001. Tämän työn tilanteessa Robotin analyysit toimivat myös ilman keinotekoisia myötölujittumista, eikä sen asettaminen vaikuttanut merkittävästi arvojen tarkkuuteen. Epälineaarisen materiaalmallin asettaminen kaikille rakenneosille pidentää laskenta-aikaa huomattavasti. Se ei ole myöskään tässä tilanteessa tarpeellista, koska kaukana poistettavasta pilarista oleville rakenneosille ei välity pilarin poistosta aiheutuvia lisäkuormituksia.

Testien perusteella on relevanttia todeta, että laskentapisteiden määrittäminen Robotissa on laskennan tarkkuuden kannalta tärkeää. Suuret siirtymät -analyysi ei toimi lineaarisesti kimmoiselle materiaalmallille, ellei rakenneosalle ole määritetty laskentapisteitä (node) joko manuaalisesti tai kuormitusten avulla. Robotissa pystyy rakenneosan jakamaan automaattisesti osiin, määrittäen rakenneosien sisäisten laskentaan käytettävien elementtien maksimipituuden. Automaattinen jakaminen toimii suuret siirtymät -analyysissä testien perusteella kimmoplastiselle materiaalmallille. Lineaarisesti kimmoiselle materiaalmallille laskentapisteet tulee asettaa muutoin, jotta lisämomentit ja aksiaalikuormat syntyvät. Testien perusteella esimerkiksi 5 metriä pitkän ja päädystään

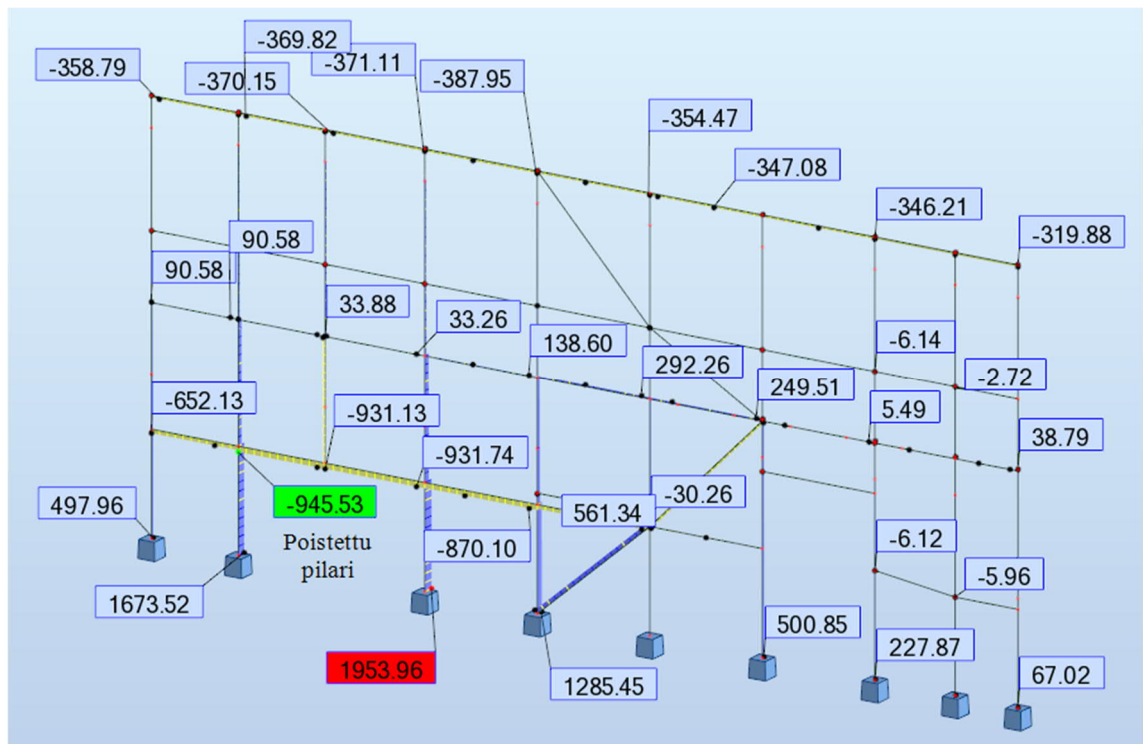
pistemomentilla kuormitetun palkin voimasuureiden arvot eivät tarkennu 5-6 laskentapisteen jälkeen.

Konvergenssin saavuttaminen hankaloituu, kun epälineaariset ominaisuudet huomioidaan. Robot ratkaisee inkrementaalissa metodissa epälineaariset ongelmat jakamalla kuormat askeliin, jotka ratkaistaan iteratiivisesti. Askeliin ja iterointikertojen määrän voi käyttäjä itse määrittää. Jos täyttä kuormaa ei saavuteta määritetyillä askeleilla, laskenta ei konvergoi. Askeliin lukumäärää ja iteraatiokertoja kasvattamalla voi kuitenkin edistää konvergenssia. Laskennassa käytettiin täyttä Newton-Raphson metodia, jossa jäykkyydsmatriisi päivittyy jokaisen iteraation jälkeen, sekä GSA:n ohjeen mukaan vähintään 10:tä askelta.

Kuvassa 22 on esitetty poistetun pilarin kehällä oleva taivutusmomenttikuvaaja, kun P- $\Delta$ - ja suuret siirtymät -analyysit ovat käytössä ja poistetun pilarin vaikutusalueella oleville rakenneosille on määritetty kimmoplastinen materiaalmalli. Vastaavan tilanteen aksiaalikuormitukset ulkoseinälinjalla on esitetty Kuvassa 23. Tässä vaiheessa liitosten epälineaarisia jäykkyyksarvoja ei ole vielä mallinnettu.

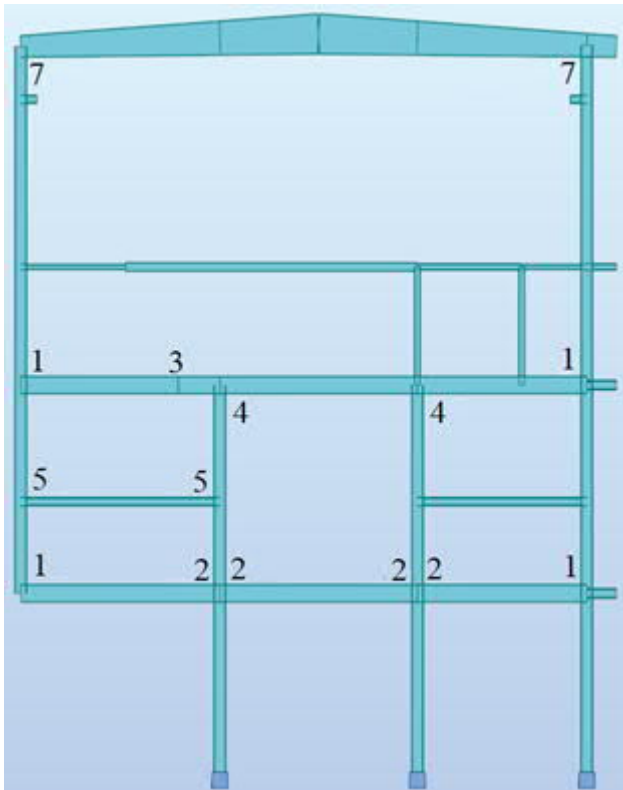


Kuva 22. Geometrisesti epälineaarisen staattisen laskennan taivutusmomenttikuvaaja poistetun pilarin kehällä. Kimmoelastinen materiaalmalli on mallinnettu, mutta nivelten jäykkyyksien arvoja ei ole.

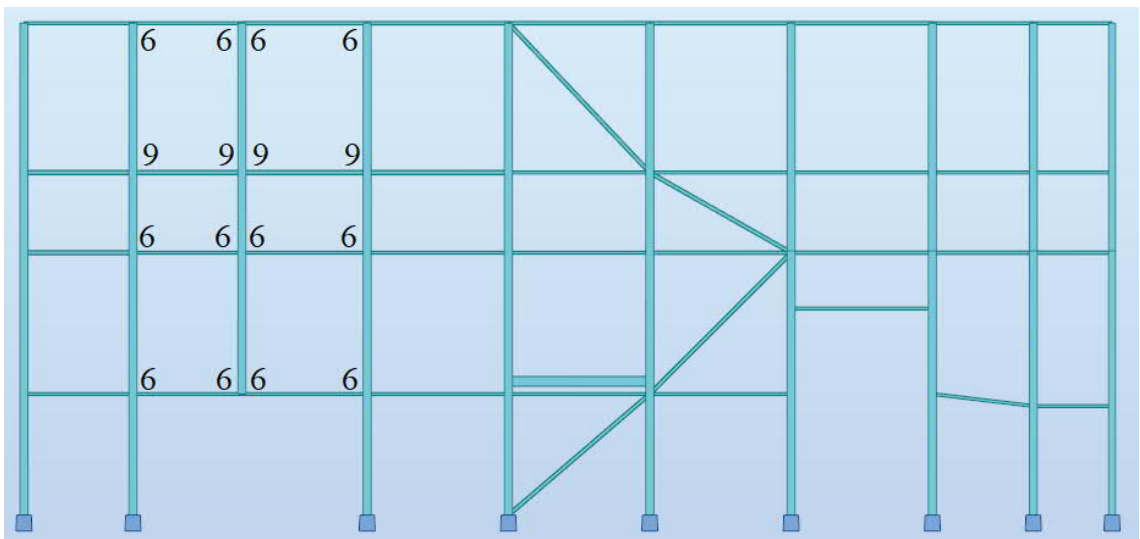


Kuva 23. Geometrisesti epälineaarisen staattisen laskennan horisontaalisten ja vertikaalisten rakenneosien aksiaalikuormien jakautuminen poistetun pilarin ulkoseinälinjalla. Kimmoplastinen materiaalimalli on mallinnettu, mutta liitosten jäykkyyksien arvoja ei ole.

Seuraavaksi rakennemalliin asetettiin voima-siirtymä- ja momentti-kiertymäyhteyksien Liitteessä 1 laskettujen käyrien mukaisia arvoja. Liitosten numerointi on esitetty Kuvassa 24 poistettavan pilarin poikki- ja pitkäislinjoilla Kuvassa 25. Positiivisia vaikutuksia rakenteen stabiliteetin kannalta aiheutti nivelellisen liitoksen 1, sekä osittain jäykkien liitosten 4 ja 7 taivutuskestävyyksien todellisten arvojen mallintaminen. Liitoksen 3 mallintamisen jälkeen laskenta ei enää konvergoi. Myöskään suoraan poistettavaan pilariin yhteydessä olevien liitosten voima-siirtymäyhteyksien arvoja ei rakennemalliin voitu asettaa. Näiden liitosten vaikutus rakenteen stabiliteettiin on negatiivinen ja siirtymät kasvavat niin suuriksi, ettei laskenta enää löydä askelten välillä tasapainotilannetta. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että rakenne sortuu. Rakennemallissa oletetaan voima-siirtymäyhteydet ideaalisesti jäykiksi.



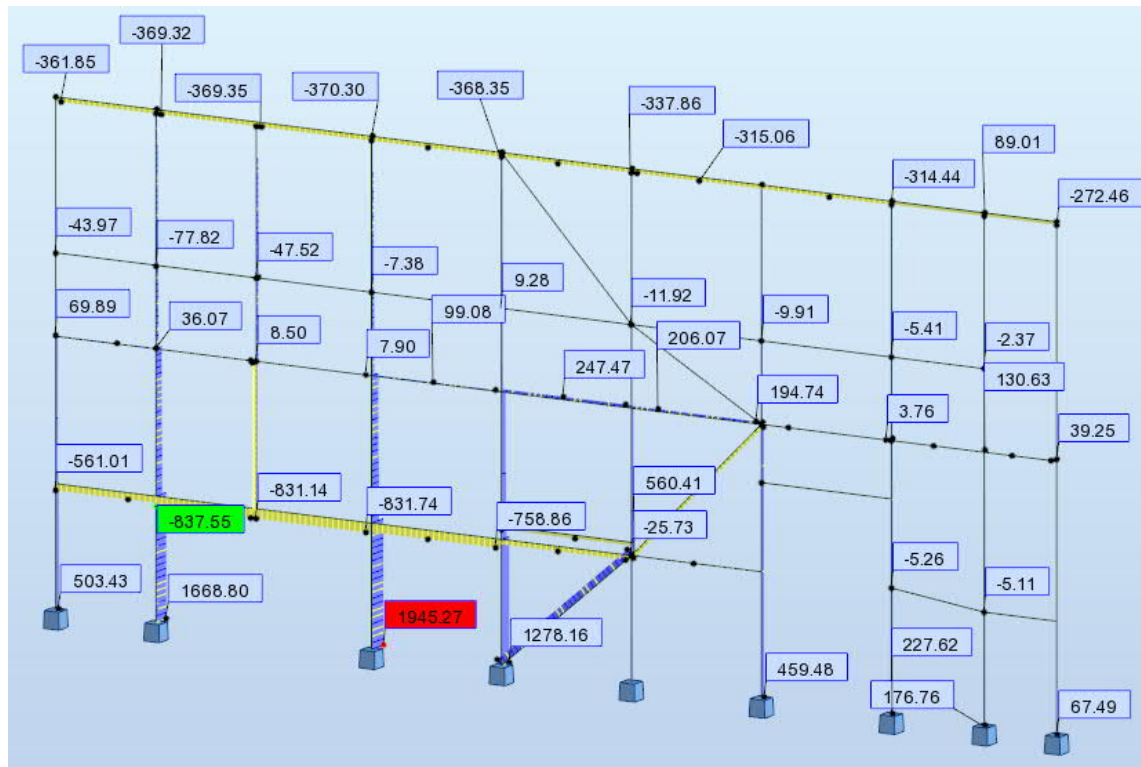
Kuva 24. Liitosten numerointi poistettavan pilarin kehällä, jossa poistettavan pilarin yläpuoliset liitokset kuormittuvat vastakkaisuuntaisella taivutusmomentilla tavanomaiseen tilanteeseen verrattuna.



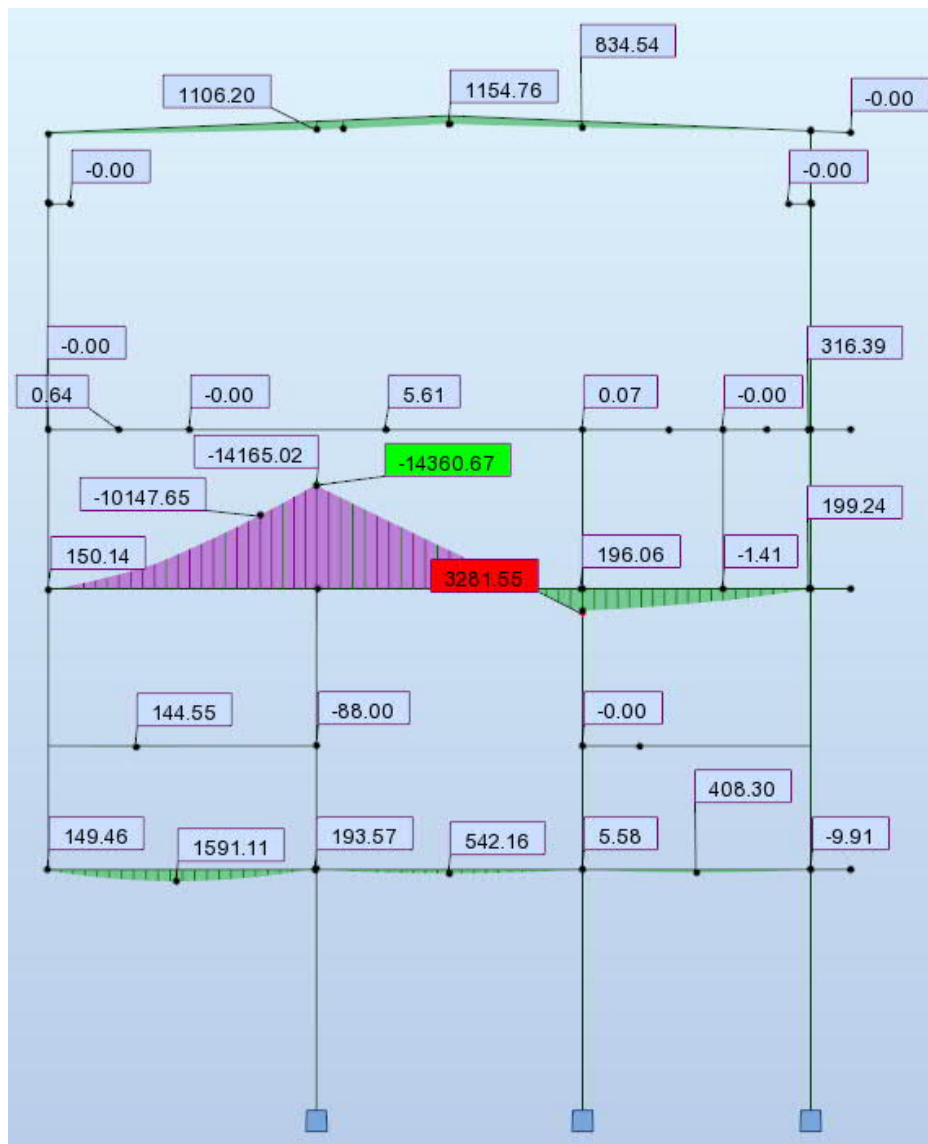
Kuva 25. Liitosten numerointi poistettavan pilarin ulkoseinälinjalla.

Positiivisia vaikutuksia aiheuttavien liitosten mallintamisessa huomattiin, että alkutilanteessa ideaalisesti nivelellisten liitosten muuttaminen osittain jäykiksi vaikutti suhteellisen selvästi rakenteen siirtymiin ja voimien jakautumiseen. Luokitukseltaan nivelellisten liitosten todellisen jäykkyyden mallintamisella oli positiivinen, mutta ei merkittävä vaikutus. Voidaan todeta, että luokitukseltaan nivelellinen liitos ei pysty varastoimaan energiaa sortumatilanteessa, kun taas osittain jäykkä liitos pystyy vastustamaan sortumaa tehokkaammin varastoidessaan energiaa. Luokitukseltaan nivelellisten liitosten kyky vastustaa sortumaa riippuu niiden kiertymiskyvystä sekä vetojäykkyydestä. Tässä tapauksessa staattisesta alkutilanteesta määritetyt kiertymiskyvyn ja vetojäykkyyden arvot ylittyvät selvästi poistettavan pilarin yläpuolisissa nivelliitoksessa.

Kuvissa 26 ja 27 on esitetty voimien jakautuminen, kun rakenteen stabiliteetin kannalta positiivisia vaikutuksia aiheuttavat liitokset on mallinnettu. Tässä tilanteessa siirtymä poistettavan pilarin yläpuolisessa liitoksessa on 1235 mm, eli 24 % pienempi kuin täysin lineaarisen menetelmän ja noin 5 % pienempi kuin ennen liitosten mallintamista.



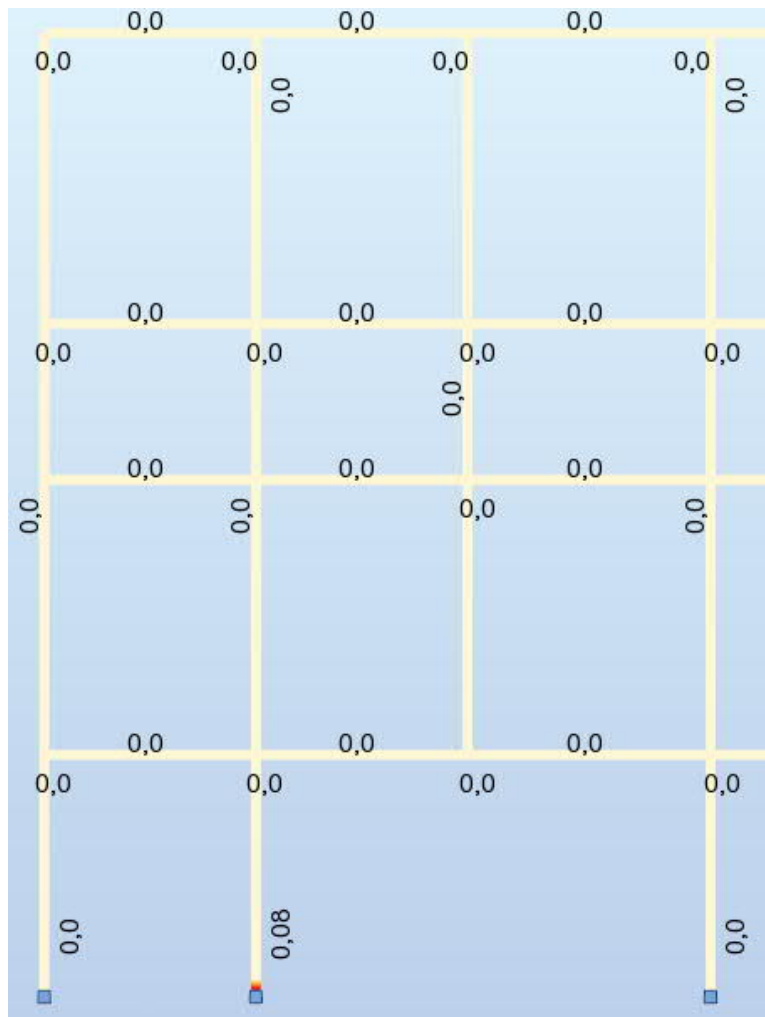
Kuva 26. Geometrisesti epälineaarisen staattisen laskennan horisontaalisten ja vertikaalisten rakenneosien aksiaalkuormien jakautuminen poistetun pilarin ulkoseinälinjalla, kun materiaalin ja liitosten epälineaariset ominaisuudet ovat mallinnettu.



Kuva 27. Geometrisesti epälineaarisen staattisen laskennan taivutusmomenttikuvaaja poistetun pilarin kehällä, kun materiaalin ja liitosten epälineaariset ominaisuudet ovat mallinnettu.

Robotissa pystyy sekä visuaalisesti että taulukkomuodossa selvittämään plastisoitumisen rakenneosissa. Ohjelma kertoo plastisoitumisasteen, eli kuinka monta prosenttia poikkileikkauksesta on plastisoitunut. Testien perusteella ominaisuus on herkkä rakenneosan laskentapisteiden määrälle eli elementtien pituudelle sekä moneenko osaan poikkileikkaus on materiaalimallia asettaessa jaettu. Esimerkiksi standardeilla I- ja H-poikkileikkauksilla osiin jakaminen tapahtuu laipan ja uuman pituuden suhteen. Poikkileikkausta ei laipan ja uuman paksuuden mukaan pysty Robotissa jakamaan. Laskennan pystyy myös pysäyttämään haluttuun plastisoitumistasoon tai kun plastisuutta ensimmäisen kerran ilmenee. Kuvan 28 perusteella nähdään, missä tarkasteltavassa

rakennuksessa plastisuutta ilmenee ensimmäisenä. Rakennuksen toinen puoli on huomattavasti paremmin jäykistetty, minkä vuoksi kuvan katsomissuunnassa poistetun pilarin vasemmanpuoleinen pilari taipuu. Kun analyysi jatketaan loppuun, plastisoitumisaste on molemmilla vasemmanpuoleisilla pilareilla 0,66. Kumpikaan tilanne ei kuitenkaan ole todenmukainen. Sideliitokset poistettavan pilarin yläpuolella eivät kykene välittämään plastisoitumiseen vaadittavaa kuormaa.



Case/Step	Load factor	Bar/Point	Plastic ratio ▲	FX (kN)	MY (kNm)	S max (MPa)	S min (MPa)
14/ 11	0,55000	331/origin (31)	0,08	855,3392	30,5698	355,0010	-293,8165

Kuva 28. Poistettavan pilarin viereisten rakenneosien plastisoitumisaste, kun laskenta pysäytetään hetkeen, jossa plastisuutta ensimmäisen kerran ilmenee.

Analyysin perusteella voidaan todeta, että liitosten käyttäytymisen arviointi on monimutkaista. Poistettavan pilarin yläpuolinen liitos kiertyy kaikkien akselien suhteen, johtuen suurilta osin epäsymmetrisistä jänneväleistä. Kiertymisjäykkyyttä liitoksessa

liittyvän rakenneosan väännön suhteen ei pystytä määrittämään komponenttimenetelmällä tai Idea Staticalla. Tämän työn perusteella ei voida myöskään todeta, onko jäykkyyden mallintaminen väännön suhteen merkittävää. Liitosten kapasiteetit määritettiin alkutilanteen geometrian mukaan. Kapasiteetit tulee kuitenkin tarkastaa sortuman aikaiselle merkittävimmälle deformatuneelle tilalle, koska liitoksen deformatuneen tilan jäykkyyden arvot poikkeavat alkutilanteesta. Esimerkiksi yhdellä ruuvirivillä toteutettu päätylevyliitos voi olla alkutilanteessa osittain jäykkä, mutta voi muuttua luokituksestaan nivelelliseksi riittävän suuren aksiaalikuorman alaisuudessa.

Tässä työssä käytettyjen oletuksien mukaan voidaan todeta, että usean liitoksen ja joidenkin rakenneosien kapasiteetti ylittyy. Rakennus kehittää sortumaa vastustavia mekanismeja, mutta ne eivät ole riittäviä estääkseen sortuman. Voidaan todeta, että jatkuva sortuma on todennäköinen. Menetelmä ei kuitenkaan tässä laajuudessa anna tarkkaa kuvaa vaurion laajuudesta tarkasteltavassa rakennuksessa.

## 7 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Diplomityössä tutkittiin jatkuvan sortuman analyysimenetelmiä. Työkaluina tutkimuksessa käytettiin kirjallisuuskatsausta sekä epälineaarista FEM-laskentaa. Analyysimenetelmät perustuvat useimmiten FEM-analyyseihin, sekä niitä täydentäviin käsinlaskentoihin ja mikromalleihin. Laskennat vaativat kapasiteettia tietokoneilta, mutta ovat suunnitteluyritysten käytössä olevien tietokoneiden avulla suoritettavissa.

Tutkimuksesta saatiin tieto mitä analyysimenetelmiä jatkuvan sortuman todentamiseen on maailmanlaajuisesti käytetty ja kuinka ne voidaan suorittaa. Kirjallisuuskatsauksen perusteella voidaan todeta, että jatkuva sortuma on hyvin monimutkainen ilmiö ja sen oikeaoppinen laskenta vaatii suunnittelijalta huomattavaa ammattitaitoa. Jatkuva sortuma on yleensä voimakkaasti dynaaminen ja epälineaarinen ilmiö, jonka mallintaminen monimutkaisissa rakennuksissa ei ole yksinkertaista.

Eurokoodit eivät salli kaikkien rakennuksen vertikaalisten rakenneosien suunniteltavan avainasemassa olevina ja täten vaativat vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelun CC2b- ja CC3-seuraamusluokan rakenteille. Standardeista puuttuu kuitenkin ohjeistus analyysien suorittamiseen, vaikka ne sisältävät maininnan mahdollisista kehittyneistä dynaamisista laskentamalleista. Eurokoodien tulisi määrätä vaatimukset vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnitteluun, määrittäen esimerkiksi jatkuvalla sortumalle kriittiset rakenneosat. Tällä hetkellä laskennan suoritus ja tulosten tulkinta ovat suunnittelijan vastuulla. Niin kauan kuin Eurokoodien ohjeet jatkuvan sortuman analysointiin puuttuu, kannattaa suunnittelijan harkita muiden menetelmien kuin vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin käyttöä. Esimerkiksi seuraamusluokkaa laskemalla voidaan täyttää Eurokoodien vaatimukset jatkuvan sortuman huomioonottamiseen pelkällä sidevoimamenetelmällä.

Lineaarinen staattinen menetelmä on yksinkertaisin vaihtoehto jatkuvan sortuman analysointiin, mutta se antaa myös epätarkimpia tuloksia. Kyseisen menetelmän käyttö on suositeltavaa vain, kun käsiteltävän rakennuksen toiminta on helposti ennakoitavissa. Sama rajoitus sopii myös lineaariseen dynaamiseen menetelmään, jossa rakenteiden tulee pysyä elastisella alueella, jotta tulokset ovat oikeita. Lineaarinen dynaaminen menetelmä on kuitenkin staattista menetelmää tarkempi, koska se luonnostaan sisältää dynaamiset

vaikutukset. Täten se on joissain tilanteissa sopiva menetelmä tutkittaessa rakenteen vastetta. Menetelmä on kuitenkin harvoin käytetty, eikä sopivat tilanteet ole yleisiä.

Epälineaarinen dynaaminen menetelmä voi oikeaoppisesti suoritettuna vastata jopa todenmukaista rakenteen vastetta. Menetelmä on kuitenkin todella työläs ja laskennan aikana tehdyt virheelliset oletukset voivat merkittävästi vääristää tuloksia. Laajan laadunvarmistuksen ja tiukan mallintamistarkkuuden vuoksi menetelmä ei sovellu rakennesuunnittelijan arkeen, mutta tietyssä tilanteessa se voi olla paras vaihtoehto osaavan asiantuntijan työkaluna. Staattinen epälineaarinen menetelmä voi piilotella dynaamisia vaikutuksia, mutta on käytettävyydeltään yksinkertaisempi kuin dynaaminen menetelmä. Dynaamisia vaikutuksia voidaan staattisissa laskennoissa simuloida dynaamisella suurennuskertoimella, jonka yleisesti hyväksytty, mutta myös kiistelty arvo on 2,0. Dynaamisen suurennuskertoimen voi tarkemmin määrittää staattisia ja dynaamisia laskentoja vertaamalla. Tällöinkin kyseessä on vain arvio, eikä Eurokoodeissa ole ohjeistusta määrityksen suorittamiseksi.

Robot Structural Analysis -ohjelman kimmoplastinen materiaalmalli on käytettävissä vain teräksisille Eurokoodien mukaisille sauvaelementeille. Epälineaariset parametrit täytyy asettaa jokaiselle yksittäiselle rakenneosalle erikseen. Tapaustutkimuksen perusteella voidaan todeta, että lähtökohtaisesti jatkuvan sortuman potentiaalinen tutkiminen työssä esitettyjen analyysimenetelmien muodossa on Robot-ohjelmalla mahdollista. Vertailukohdan puuttuessa ei voida vetää johtopäätöksiä, onko jatkuvan sortuman tutkiminen kyseisellä ohjelmalla vaikeampaa kuin muilla vastaavilla FEM-ohjelmilla. Jatkotutkimuksena eri suunnitteluohjelmien vertailu analyysimenetelmien käytössä voisi olla hyödyllinen keino helpottaa laskentaa. Tapaustutkimuksen perusteella voidaan todeta, että Robot-ohjelmalla epälineaaristen laskentojen suorittaminen on hyvin aikaa vievää epälineaaristen ominaisuuksien työlään asettamisen sekä konvergenssiongelmiensa vuoksi. Ohjelman help-sivusto on myös joiltain osin puutteellinen ohjelman toimintojen ideologiasta.

Liitosten suunnittelu sortumatilanteen aikaisille uusille kuormitustilanteille on välttämätöntä jatkuvan sortuman estämiseksi. Tämä mahdollistaa sortumaa vastustavien rakennejärjestelmien syntyminen, jonka avulla kuormat pystyvät viime kädessä siirtymään vaihtoehtoista reittiä perustuksille. Työn soveltavassa osiossa todettiin, että vain leikkausvoimalle mitoitettut nivelelliset liitokset toimivat huonosti jatkuvaa sortumaa vastaan tarkasteltavassa rakennuksessa. Sen sijaan osittain jäykät liitokset pystyvät varastoimaan energiaa ja täten kehittävät paremmin sortumaa vastaan toimivia mekanismeja. Työn kirjallisuuskatsauksessa todettiin myös, että liitosten murtomuodot dynaamisen kuormituksen alaisena voi poiketa staattisesti analysoiduista murtomuodoista. Eurokoodeja tulisi täydentää liitoslaskennan osalta määrittäen esimerkiksi tietyssä kontekstissa pilari-palkkiliitoksille ylimääräiset vetokestävyyskapasiteetit, mitä ei yleensä normaalissa mitoitustilanteessa huomioida.

Havaintojen perusteella voidaan todeta, että liitoksen todellisen kapasiteetin ja jäykkyyssarvojen määrittäminen sortumatilanteessa on vaativaa. Kirjallisuudessa todetaan parhaaksi keinoksi käyttää fyysisistä kokeista saatuja arvoja. Arvojen määrä on kuitenkin rajallinen liitostyyppien lukumäärän ollessa suuri. Mielenkiintoinen jatkotutkimusaihe olisi esimerkiksi, kuinka maanjäristyssuunnittelussa käytetyt liitosratkaisut tai epäkeskeinen jäykistys vaikuttavat rakenteen vaurionsietokykyyn ja täten jatkuvan sortuman potentiaalin. Maanjäristyssuunnittelussa käytettyjen energiaa varastoivien liitosten adaptoiminen jatkuvan sortuman estämiseen voisi olla hyödyllistä.

Työssä käytiin perusteellisesti läpi eri jatkuvan sortuman analyysimenetelmien suorittaminen ja teoria niiden taustalla. Lisäksi soveltavasta osiosta on saatavilla tärkeää tietoa Robotin mallintamisperiaatteista ja konvergenssin edistämisestä. Analyysi suoritettiin Robotilla, mutta periaatteet ovat sovellettavissa myös muihin FEM-ohjelmiin. Työstä saatiin myös hyvä ja Eurokoodien mukainen menetelmä liitosten epälineaaristen jäykkyyssarvojen määrittämiseen numeerisesti. Työ käsittelee jatkuvassa sortumassa esillä olevia ilmiöitä ja teoriaa laajasti, joten työstä on saatavilla paljon tietoa rakennesuunnittelijalle myös muuhun kuin jatkuvan sortuman estämisen suunnitteluun.

## LÄHDELUETTELO

Adam J. M., Fulvio P., Sagaseta J., Lu X., 2018. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21<sup>st</sup> century. *Engineering Structures* Vol 173, s. 122-149.

Autodesk Knowledge Network, 2015, 1. Pushover analysis. [Verkkodokumentti]. Autodesk Inc. Saatavissa: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2014/ENU/Robot/files/GUID-BE08CCEB-80C5-4385-900D-2F42CC25242A-htm.html> [viitattu 1.9.2019].

Autodesk Knowledge Network, 2015, 2. Releases in bars – DSC element. Autodesk Inc. [Verkkodokumentti]. Saatavissa: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2015/ENU/Robot/files/GUID-16BFFEDB-D4E0-496D-B002-C361E21FEF87-htm.html> [viitattu 1.9.2019].

Izzudin B. A., Vlassis A. G., Elghazouli A. Y., Nethercot D. A., 2007. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework. *Engineering structures*, Vol 30, s. 1308-1318.

Byfield M., Kasim G. L., Morison C., Stoddart E, 2014. A review of progressive collapse research and regulations. *Proceedings of the institution of civil engineers*, Vol 167, s. 447-456.

Cai J., Yi-xiang X., Zhuang L., Feng J., Zhang J., 2012. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis of cable-stayed bridges. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, Vol 13(5), s. 323-334.

Department for Communities and Local Government (DCLG), 2011. Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse. London. 200 s.

General Service Administration (GSA), 2016. Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Washington D.C. 203 s.

Grimsmo E. L., Clausen A. H. Aalberg A., Langseth M., 2015. Beam-to-column joints subjected to impact loading. Nordic Steel Construction Conference 2015, Tampere: Tampere University of Technology, s. 145-146.

Health & Safety executive, 1999. The behaviour of carbon steels at high strain rates and strain limits. Berkshire: Bomel Limited, 69 s.

Heinonen, Miikka, 2017. Jatkuva sortuma suunnittelukriteerinä rakennettaessa monikerroksinen rakennusrunko vanhan talorungon päälle. Diplomityö. Espoo: Aalto-yliopisto, 97 s.

Jaspat, Jean-Pierre & Demonceau, Jean-Francois, 2015. Component method as a general tool for the design of joints under various loading conditions. Nordic Steel Construction Conference 2015. Tampere: Tampere University of Technology, s. 21-30.

Luck, Krista, 2016. Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta. Diplomityö. Espoo: Aalto-yliopisto, 101 s.

Marjanishvili, Shalva & Agnew, Elizabeth, 2006. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol 20(4), s. 365-374.

Marjanishvili S. M., 2004. Progressive Analysis Procedure for Progressive Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 18(2), s. 79-85.

Mangukiya N., Ravani A., Miyani Y., Bhavsar M., 2016. Study of “P-Delta” Analysis for R.C. Structure. I-manager’s Journal on structural engineering, Vol. 6(3), s. 8.

Naji A. & Irani F. (2012). Progressive Collapse Analysis of Steel Frames: Simplified Procedure and Explicit Expression for Dynamic Increase Factor. International Journal of Steel Structures, Vol. 12, s. 537-549.

National Institute of Standards and Technology (NIST), 2007. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. Yhdysvallat: U.S. Department of Commerce. 216 s.

Starossek, Uwe., 2009. Typology Progressive Collapse. Engineering structures, Vol 29. s. 2302-2307.

OYY, 2014. Elementtimenetelmät I & II opetusmateriaali. Oulu: Konetekniikan osasto, Teknillisen mekaniikan laboratorio.

Ribeiro, J., Santiago A., Rigueiro C., Simoes da Silva L., 2015. Analytical model for the response of T-stub joint component under impact loading. Journal of Constructional Steel Research, Vol 106, s. 23-34.

Pihlaja, Juha, 1976. Metallien jännitys-venymäominaisuuksia nopeissa kuormituksissa. Rakenteiden mekaniikka, Vol 9, s. 1-16.

SFS-EN 1990 + A1 + AC, 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 184 s.

SFS-EN 1991-1-7, 2014. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, s. 116.

SFS-EN 1991-1-7 NA, 2009. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-7. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö, 51 s.

SFS-EN 1993-1-5, 2006. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu osa 1-5: Levyrakenteet. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS, 61 s.

SFS-EN 1993-1-8. (2005). Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS, 152 s.

The Steel Construction Institute, 2011. Structural robustness of steel framed buildings. Berkshire: SCI, 132 s.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry (RIL), 2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Grano Oy, 166 s.

Tavakoli H., Afrapoli M. M., 2018. Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under the seismic progressive collapse. Engineering failure analysis, Vol 83, s. 88-101.

Tuori Jyri, 2015. Seismiset analyysimenetelmät rakennesuunnittelussa. Diplomityö. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto, 100 s.

Unified Facilities Criteria (UFC), 2016. Design of Building to Resist Progressive Collapse. 245 s.

# LIITTEET

1. Idea Staticalla määritetyt liitoslaskelmien tulokset
2. Liitoksen 5 laskenta Eurokoodin SFS-EN 1993-1-8 komponenttimenetelmällä

	Numero ja kuormitussuunta	(+M) 1	(-M) 1	(+M) 2
	Litostyyppi	Päätylevyliitos Leikkauspalalla jäykistetty Yksipuolinen	Päätylevyliitos Leikkauspalalla jäykistetty Yksipuolinen	Päätylevyliitos Leikkauspalalla jäykistetty Kaksipuolinen
	Luokittelu	Nivel	Nivel	Nivel
	Liittyvät rakenneosat	Pilari: HI400-12-25*400 Palkki: WB600-10-20*350/90	Pilari: HI400-12-25*400 Palkki: WB600-10-20*350/90	Pilari: HI400-12-25/400 Palkki:WB600-10-20*350/90
Taivutuskestävyys Mj,Rd [kNm]	IdeaStatica	155,0	-140,0	155,0
Kiertymisjäykkyyden alkuarvo	IdeaStatica	5,4	4,0	5,6
Sjini [kNm/mrad]	SFS-EN 1993-1-8			
Sekanttijäykkyys Sjs [kNm/mrad], kun MjEd=MjRd	IdeaStatica	4,3	3,7	3,9
Kiertymä [mrad], kun MjRd=MjEd	SFS-EN 1993-1-8			
Kiertymisikyky $\Phi$ [mrad]	IdeaStatica	34,9	-38,1	39,8
	SFS-EN 1993-1-8			
Verokestävyys NjRd [kN/mm]	IdeaStatica	139,6	-150,0	162,8
	Ideastatica	600,0	600,0	600,0
	SFS-EN 1993-1-8			
Sekantti vetojäykkyys SRd [kN/mm] kun NjEd=NjRd	IdeaStatica	10,0	10,0	45,0
	SFS-EN 1993-1-8			
Pituussuuntainen deformaatio $\delta$ [mm] kun NjEd=NjRd	IdeaStatica	58,5	58,5	13,5

	Numero ja kuormitussuunta	(+M/-M) 3	(+M/-M) 4	(+M) 5
	Litostyyppi	Palkki-palkki Päätylevyliitos Jalkos	Pilari-palkki Päätylevyliitos Palkki pilarin päällä	Päätylevyliitos Leikkauspalalla jäykistämätön Yksipuolinen
	Luokittelu	Osittain jäykkä	Osittain jäykkä	Nivel
	Liittyvät rakenneosat	Palkki:WB600-10-20*350/90	Pilari: HI400-12-25/400 Palkki:WB600-10-20*350/90	Pilari: HI400-12-25/400 Palkki:HEB300
Taivutuskestävyys Mj,Rd [kNm]	IdeaStatica	580,0	195,0	88,0
	SFS-EN 1993-1-8			90,5
Kiertymisjäykkyyden alkuarvo	IdeaStatica	104,1	17,9	1,1
	SFS-EN 1993-1-8			8,0
Sekanttijäykkyys Sjs [kNm/mrad], kun MjEd=MjRd	IdeaStatica	110,1	15,8	2,2
	SFS-EN 1993-1-8			2,7
Kiertymä [mrad], kun MjRd=MjEd	IdeaStatica	5,3	12,4	40,0
	SFS-EN 1993-1-8			34,0
Kiertymisjyky $\Phi$ [mrad]	IdeaStatica	31,9	57,5	358,2
	Ideastatica	2550,0	550,0	590,0
Verokestävyys NjRd [kN/mm]	SFS-EN 1993-1-8			646,2
	IdeaStatica	1173,0	91,0	63,0
Sekantti vetojäykkyys SjRd [kN/mm] kun NjEd=NjRd	SFS-EN 1993-1-8			
	IdeaStatica			
Pituussuuntainen deformaatio $\delta$ [mm] kun NjEd=NjRd	IdeaStatica	2,2	6,0	9,3

	Numero ja kuormitussuunta		(-M) 5	(+M/-M) 6		(-M) 7
	Litostyyppi	Päätylevyliitos Leikkauspalalla jäykistämätön Yksipuolinen		Sideliitokset Gusset-levy	Pilari-palkki Päätylevyliitos jäykistetty Palkki pilarin päällä	
	Luokittelu	Nivel		Nivel	Osittain jäykkä	
	Liittävät rakennosat	Pilari: HI400-12-25/400 Palkki:HEB300		Side: 150x150x6	Palkki: HI700-1330-10-20*300- 20*300 Pilari: HI400-12-25/400	
Taitavuuskestävyys Mj,Rd [kNm]	IdeaStatica		-60,0			-160,0
	SFS-EN 1993-1-8		-38,8			
Kiertymisjäykkyyden alkuarvo	IdeaStatica		1,0			14,1
	SFS-EN 1993-1-8		1,5			
Sekanttijäykkyys Sjs [kNm/mrad], kun MjEd=MjRd	IdeaStatica		0,8			9,6
	SFS-EN 1993-1-8		0,5			
Kiertymä [mrad], kun MjRd=MjEd	IdeaStatica		-74,6			-16,6
	SFS-EN 1993-1-8		-79,0			
Kiertymisikyky $\Phi$ [mrad]	IdeaStatica		-256,8			-66,0
	IdeaStatica		590,0			478,0
Verokestävyys NjRd [kN/mm]	SFS-EN 1993-1-8		646,2			
	IdeaStatica		63,0			53,0
Sekantti vetojäykkyys SRd [kN/mm] kun NjEd=NjRd	SFS-EN 1993-1-8					
	IdeaStatica					
Pituussuuntainen deformaatio $\delta$ [mm] kun NjEd=NjRd	IdeaStatica		9,3			9,1
	IdeaStatica					

	Numero ja kuormitussuunta	(+M) 7	(-M/+M) 8	(+M) 9
	Litostyyppi	Pilari-palkki Päätylevyliitos jäykistetty Palkki pilarin päällä	Palkki-palkki Punkkolevyliitos jäykistetty	Pilari-palkki Päätylevyliitos jäykistämätön Kaksipuolinen
	Luokitelu	Osittain jäykkä	Nivel	Osittain jäykkä
	Liittyvät rakenneosat	Palkki: HI700-1330-10-20*300- 20*300 Pilari: HI400-12-25/400	Palkki: WB600-10-20*350/90 Palkki: HEB450	Palkki: HEA240 Pilari: HI400-12-25/400
Taivutuskestävyys Mj,Rd [kNm]	IdeaStatica SFS-EN 1993-1-8	90,9	-50,0	66,0
Kiertymisjäykkyyden alkuarvo	IdeaStatica	2,6	0,1	5,1
Sj <sub>ini</sub> [kNm/mrad]	SFS-EN 1993-1-8			
Sekanttijäykkyyden S <sub>js</sub> [kNm/mrad], kun MjEd=MjRd	IdeaStatica	1,9	0,1	2,6
SFS-EN 1993-1-8				
Kiertymä [mrad], kun MjRd=MjEd	IdeaStatica	47,9	-839,6	25,5
SFS-EN 1993-1-8				
Kiertymiskyky $\Phi$ [mrad]	IdeaStatica	94,7	-1437,5	50,7
Verokestävyys NjRd [kN/mm]	IdeaStatica	478,0	435,9	500,0
SFS-EN 1993-1-8				
Sekantti vetojäykkyyden SRd [kN/mm] kun NjEd=NjRd	IdeaStatica	53,0	100,0	79,0
SFS-EN 1993-1-8				
Pituussuuntainen deformaatio $\delta$ [mm] kun NjEd=NjRd	IdeaStatica	9,1	4,4	6,3

	<b>Numero ja kuormitussuunta</b>		(-M) 9
	<b>Litostyyppi</b>	Pilari-palkki Päätylevyliitos jäykistämätön Kaksipuolinen	
	<b>Luokittelu</b>	Nivel	
	<b>Liittyvät rakennesosat</b>	Palkki: HEA240 Pilari: H1400-12-25/400	
<b>Taivutuskestävyys</b> Mj,Rd [kNm]	<b>IdeaStatica</b>		-52,0
	SFS-EN 1993-1-8		
<b>Kiertymisjäykkyyden</b> alkuarvo	<b>IdeaStatica</b>		0,9
	SFS-EN 1993-1-8		
<b>Sekanttijäykkyys</b> Sjs [kNm/mrad], kun MjEd=MjRd	<b>IdeaStatica</b>		0,9
	SFS-EN 1993-1-8		
<b>Kiertymä</b> [mrad], kun MjRd=MjEd	<b>IdeaStatica</b>		-59,0
	SFS-EN 1993-1-8		
<b>Kiertymiskyky</b> $\Phi$ [mrad]	<b>IdeaStatica</b>		-130,1
	<b>IdeaStatica</b>		500,0
<b>Verokestävyys</b> NjRd [kN/mm]	<b>IdeaStatica</b>		500,0
	SFS-EN 1993-1-8		
<b>Sekantti vetojäykkyys</b> SjRd [kN/mm] kun NjEd=NjRd	<b>IdeaStatica</b>		79,0
	SFS-EN 1993-1-8		
<b>Pituussuuntainen</b> <b>deformaatio</b> $\delta$ [mm] kun NjEd=NjRd	<b>IdeaStatica</b>		6,3

Liitoslaskelmat  
SFS-EN 1993-1-8  
Komponenttimenetelmä  
Liitos 5

Osavarmuudet ja materiaaliominaisuudet

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$f_u := 490 \text{ MPa}$$

$$E := 210 \text{ GPa}$$

$$f_{ub} := 800 \text{ MPa}$$

Pilari: HI400-12-25\*400

$$t_{fc} := 25 \text{ mm}$$

$$t_{wc} := 12 \text{ mm}$$

$$r_c := 0.5 \cdot t_{fc} = 12.5 \cdot \text{mm}$$

$$b_c := 400 \text{ mm}$$

hitsit

$$A_c := 24200 \text{ mm}^2$$

$$a_p := 7 \text{ mm}$$

$$A_{vc} := 14000 \text{ mm}^2$$

$$a_c := r_c$$

$$d_c := b_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{fc} = 0.325 \text{ m}$$

$$a_{bw} := 0.8 \cdot 5 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} = 5.657 \cdot \text{mm}$$

$$a_{p,wc} := r_c = 0.013 \text{ m}$$

$$a_{bf} := 0.8 \cdot a_p \cdot \sqrt{2} = 7.92 \cdot \text{mm}$$

$$d_s := 580 \text{ mm}$$

$$a_{cw} := 0.8 a_c \cdot \sqrt{2} = 14.142 \cdot \text{mm}$$

$$e_c := 125 \text{ mm}$$

$$m_c := 69 \text{ mm} - a_{cw} = 54.858 \cdot \text{mm}$$

$$h_c := 400 \text{ mm}$$

$$w_{c,pl} := 4117.5 \text{ cm}^3$$

Palkki: HEB300

$$t_{fb} := 19\text{mm}$$

$$t_{wb} := 11\text{mm}$$

$$r_b := 27\text{mm}$$

$$A_b := 149.08\text{cm}^2$$

$$h_b := 300\text{mm}$$

$$W_{b,pl} := 1868.8\text{cm}^3$$

Päätylevy

$$t_{ep} := 20\text{mm}$$

$$m_{ep} := 70\text{mm}$$

$$e_{ep} := 75\text{mm}$$

Ruuvit ja ruuvirivit (1 rivi, 2x M30)  $V_{rd}=271\text{kN}$   $F_{rd}=323,1\text{kN}$

$$A_s := 561\text{mm}^2$$

$$L_b := t_{ep} + t_{fc} + \left( \frac{18.7\text{mm} + 15\text{mm}}{2} \right) = 0.062\text{m}$$

$$n_r := 2$$

$$F_{t,Rd,r} := n_r \cdot 323.1\text{kN} = 646.2\text{kN}$$

Ruuvin varren bruttopinta-ala

Ruuvin liitospituus + puolet kannasta ja mutterista

Ruuvirivin  $r$  vetokestävyyden teholliseksi mitoitusarvoksi  $F_{tr,Rd}$  valitaan seuraavien komponenttien kestävyyksien perusteella:

- Pilarin uuman veto  $F_{t,wc,Rd}$
- Pilarin laipan taivutus  $F_{t,fc,Rd}$
- Päätylevyn taivutus  $F_{t,ep,Rd}$  ja
- Palkin uuman veto  $F_{t,wc,Rd}$

Kestävyyden mitoitusarvon kokonaisarvo ei saa ylittää pienempää seuraavista:

- Pilarin uuman puristuskestävyyden mitoitusarvo  $F_{c,wc,Rd}$  tai
- Palkin laipan puristuskestävyyden mitoitusarvo  $F_{c,fb,Rd}$

Liitos kuormittuu poistettavan pilarin päällä vastakkaiseen suuntaan, joten tarkistetaan liitoksen kestävyys molempien suuntien momentille

Ekvivalentin T-osan murtumismallit SFS-EN 1993-1-8 Taulukko 6.2 s. 74

Murtumismalli 1: Täyden mekanismin syntyminen laipassa

Murtumismalli 2: Ruuvin murtuminen, kun laippa samalla myötää

Murtumismalli 3: Ruuvin murtuminen

**Pilarin laipan taivutus**

Jäykistämätön pilarin laippa. Ruuviriviä tarkastellaan yksittäisenä sisempänä ruuvirivinä.

Tehollinen leveys

$$l_{\text{eff.cp.fc}} := 2 \cdot \pi \cdot m_c = 0.345 \text{ m}$$

Pyöreä myötökuvio

$$l_{\text{eff.nc.fc}} := 4 \cdot m_c + 1.25 \cdot e_c = 0.376 \text{ m}$$

Ei-pyöreä myötökuvio

**Murtumismalli 1**

$$l_{\text{eff.1.fc}} := \min(l_{\text{eff.cp.fc}}, l_{\text{eff.nc.fc}}) = 0.345 \text{ m}$$

$$M_{\text{pl.1.fc.Rd}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.fc}} \cdot t_{\text{fc}}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 19.119 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{T.1.fc.Rd}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.fc.Rd}}}{m_c} = 1.394 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Murtumismalli 2**

$$l_{\text{eff.2.fc}} := l_{\text{eff.nc.fc}} = 0.376 \text{ m}$$

$$M_{\text{pl.2.fc.Rd}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.fc}} \cdot t_{\text{fc}}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 19.119 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{\text{fc}} := \min(e_c, 1.24 m_c) = 0.068 \text{ m}$$

$$F_{\text{T.2.fc.Rd}} := \frac{2 \cdot M_{\text{pl.2.fc.Rd}} + n_{\text{fc}} \cdot F_{\text{t.Rd.r}}}{m_c} = 1.498 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Murtumismalli 3**

$$F_{\text{T.3.fc.Rd}} := F_{\text{t.Rd.r}} = 646.2 \cdot \text{kN}$$

Pilarin laipan taivutuskestävyys

$$\boxed{F_{\text{T.fc.Rd}} := \min(F_{\text{T.1.fc.Rd}}, F_{\text{T.2.fc.Rd}}, F_{\text{T.3.fc.Rd}}) = 646.2 \cdot \text{kN}}$$

**Pilarin uuman poikittainen veto**

Ruuvein tehdyissä kiinnityksissä pilarin vedetyn uuman tehollinen leveys  $b_{\text{eff.t.wc}}$  valitaan yhtä suureksi kuin pilarin laippaa kuvaavan ekvivalentin T-osan tehollinen leveys

$$b_{\text{eff.t.wc}} := \min(l_{\text{eff.cp.fc}}, l_{\text{eff.nc.fc}}) = 0.345 \text{ m}$$

Yksipuoleiselle liitokselle muunnosparametri

$$\beta := 1$$

jolloin pienennystekijä

$$\omega_1 := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left( \frac{b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{\text{wc}}}{A_{\text{vc}}} \right)^2}} = 0.948$$

$$\omega := \omega_1$$

$$F_{\text{T.wc.Rd}} := \frac{\omega \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{\text{wc}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 1.392 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Päätylevyn taivutuskestävyys**

Päätylevyn tehollinen leveys, kun ruuviriviä tarkastellaan muuna sisempänä ruuvirivinä

$$l_{\text{eff.cp.ep}} := 2 \cdot \pi \cdot m_{\text{ep}} = 0.44 \text{ m}$$

Pyöreä myötökuvio

$$l_{\text{eff.nc.ep}} := 4 \cdot m_{\text{ep}} + 1.25 \cdot e_{\text{ep}} = 0.374 \text{ m}$$

Ei-pyöreä myötökuvio

Murtumismalli 1

$$l_{\text{eff.1.ep}} := \min(l_{\text{eff.cp.ep}}, l_{\text{eff.nc.ep}}) = 0.374 \text{ m}$$

$$M_{\text{pl.1.ep.Rd}} := \frac{0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ep}} \cdot t_{\text{ep}}^2 \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 13.268 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{T.1.ep.Rd}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.ep.Rd}}}{m_{\text{ep}}} = 758.179 \cdot \text{kN}$$

## Murtumismalli 2

$$l_{\text{eff}.2.\text{ep}} := l_{\text{eff}.nc.\text{ep}}$$

$$n_{\text{ep}} := \min(e_{\text{ep}}, 1.25m_{\text{ep}}) = 0.075 \text{ m}$$

$$M_{\text{pl}.2.\text{ep}.Rd} := \frac{0.25 \cdot l_{\text{eff}.1.\text{ep}} \cdot t_{\text{ep}}^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 13.268 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{T.2.\text{ep}.Rd} := \frac{2 \cdot M_{\text{pl}.2.\text{ep}.Rd} + n_{\text{ep}} \cdot F_{t.Rd.r}}{m_{\text{ep}}} = 1.071 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

## Murtumismalli 3

$$F_{T.3.\text{ep}.Rd} := F_{t.Rd.r} = 646.2 \cdot \text{kN}$$

## Päätylevyn taivutuskestävyys

$$\boxed{F_{T.\text{ep}.Rd} := \min(F_{T.1.\text{ep}.Rd}, F_{T.2.\text{ep}.Rd}, F_{T.3.\text{ep}.Rd}) = 646.2 \cdot \text{kN}}$$

## Palkin uuman veto

Palkin vedetyn uuman tehollinen leveys  $b_{\text{eff}.t.wb}$  valitaan yhtä suureksi kuin päätylevyn taivutuksen perusteella saadun ekvivalentin T-osan tehollinen pituus.

$$b_{\text{eff}.t.wb} := \min(l_{\text{eff}.cp.\text{ep}}, l_{\text{eff}.nc.\text{ep}}) = 0.374 \text{ m}$$

$$\boxed{F_{T.wb.Rd} := \frac{b_{\text{eff}.t.wb} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1.459 \times 10^3 \cdot \text{kN}}$$

**Puristuspuolen kestävyksien arvot:****Palkin laipan ja uuman puristus**

Palkin poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo, kun puristuskestävyyden mitoitusarvon resultantin oletetaan vaikuttavan puristuskeskiössä puristetun palkin laipan keskellä.

$$M_{b.Rd} := \frac{W_{b.pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 663.424 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Palkin laipan ja puristetun uuman osan yhdistetty puristuskestävyyden mitoitusarvo

$$F_{c.fb.Rd} := \frac{M_{b.Rd}}{h_b - t_{fb}} = 2.361 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Pilarin uuman poikittainen puristus**

$$a_p = 7 \cdot \text{mm}$$

$$s_p := 2 \cdot t_{ep} = 40 \cdot \text{mm}$$

$$s_c := \sqrt{2} \cdot a_c = 17.678 \cdot \text{mm}$$

Pilarin puristetun uuman tehollinen leveys ruuveilla kiinnitetyille päätylevyille

$$b_{\text{eff.c.wc}} := t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + s_p = 0.266 \text{ m}$$

Pienennystekijä huomioidaan, kun aksiaalisesta voimasta ja taivutusmomentista aiheutuva suurin pituussuuntainen jännitys ylittää arvon 0,7 $f_y$ . Oletetaan, että jännitys ylittyy ja se on myötörajan suuruinen

$$k_{wc} := 1.7$$

Levyn lommahduksen huomioiva pienennystekijä

$$d_{wc} := h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} \cdot a_c) = 0.315 \text{ m}$$

$$\lambda_p := 0.932 \cdot \sqrt{\frac{b_{\text{eff.c.wc}} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0.924$$

$$\lambda_p > 0.72$$

$$\rho := \frac{(\lambda_p - 0.2)}{\lambda_p^2} = 0.848$$

Pilarin uuman puristuskestävyyden mitoitusarvo

$$F_{c,wc,Rd} := \min\left(\frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}\right) = 1.549 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Pilarin uuman leikkaus**

$$V_{wp,ini,Rd} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Pilarin uuman leikkauskestävyyden mitoitusarvo

$$V_{wp,Rd} := V_{wp,ini,Rd} = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Ruuvien veto**

$$F_{T,r,Rd} := F_{t,Rd,r} = 646.2 \cdot \text{kN}$$

**Ruuvirivien kapasiteetit peruskomponenttien mukaan**

## Vetopuolen kapasiteetit

$F_{T.fc.Rd} = 646.2 \cdot \text{kN}$	Pilarin laipan taivutus
$F_{T.wc.Rd} = 1.392 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Pilarin uuman veto
$F_{T.ep.Rd} = 646.2 \cdot \text{kN}$	Päätylevyn taivutus
$F_{T.wb.Rd} = 1.459 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Palkin uuman veto
$F_{T.r.Rd} = 646.2 \cdot \text{kN}$	Ruuvien veto

$$F_{\text{tens.Rd}} := \min(F_{T.fc.Rd}, F_{T.wc.Rd}, F_{T.ep.Rd}, F_{T.wb.Rd}, F_{T.r.Rd}) = 646.2 \cdot \text{kN}$$

## Puristuspuolen kapasiteetit

$F_{c.fb.Rd} = 2.361 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Palkin laipan ja uuman puristus
$F_{c.wc.Rd} = 1.549 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Pilarin uuman puristus
$V_{wp.Rd} = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Pilarin uuman leikkaus

$$F_{\text{comp.Rd}} := \min(F_{c.fb.Rd}, F_{c.wc.Rd}, V_{wp.Rd}) = 1.549 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Joten ruuveilla kiinnitetyn päätylevyliitoksen **tehollisen vetokestävyyden mitoitusarvo**

$$F_{T.Rd} := \min(F_{\text{tens.Rd}}, F_{\text{comp.Rd}}) = 646.2 \cdot \text{kN}$$

**Taivutuskestävyys**

Momenttivarsi, kun kuormitussuunta on tavanomainen (+M)

$$z_1 := 140 \text{ mm}$$

$$M_{j.Rd.1} := z_1 \cdot F_{T.Rd} = 90.468 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

kun kuormitussuunta on tavanomaista päinvastainen (-M)

$$z_2 := 60 \text{ mm}$$

$$M_{j.Rd.2} := z_2 \cdot F_{T.Rd} = 38.772 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Jäykkyystekijöiden laskenta

Yksipuolisen ruuveilla kiinnitetyn päätylevyn taivutuksessa huomioidaan jäykkyystekijät  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,  $k_4$ ,  $k_5$  ja  $k_{10}$ , kun liitos on kiinnitetty yhdellä vedetyllä ruuvivillillä.

Jäykkyystekijät

$$k_{1.1} := \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z_1} = 0.038 \text{ m} \quad \text{Pilarin uuman leikkaus (+M)}$$

$$k_{1.2} := \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z_2} = 0.089 \text{ m} \quad \text{Pilarin uuman leikkaus (-M)}$$

$$k_2 := \frac{0.7 \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{wc}}{d_c} = 6.883 \cdot \text{mm} \quad \text{Pilarin uuman puristus}$$

$$k_3 := \frac{0.7 \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{wc}}{d_c} = 8.909 \cdot \text{mm} \quad \text{Pilarin uuman veto}$$

$$k_4 := \frac{0.9 \cdot (\min(l_{\text{eff.cp.fc}}, l_{\text{eff.nc.fc}})) \cdot t_{fc}^3}{m_c^3} = 0.029 \text{ m} \quad \text{Pilarin laipan taivutus}$$

$$k_5 := \frac{0.9 \cdot (\min(l_{\text{eff.cp.ep}}, l_{\text{eff.nc.ep}})) \cdot t_{ep}^3}{m_{ep}^3} = 7.845 \cdot \text{mm} \quad \text{Päätylevyn taivutus}$$

$$k_{10} := \frac{1.6 \cdot A_s}{L_b} = 14.513 \cdot \text{mm} \quad \text{Ruuvin veto}$$

### Kiertymiskyky

Kiertymisjäykkyyden alkuarvo (+M)

$$\mu := 1$$

$$S_{j.ini.1} := \frac{E \cdot z_1^2}{\mu \cdot \left( \frac{1}{k_{1.1}} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}} \right)} = 8.003 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Kiertymisjäykkyyden alkuarvo (-M)

$$S_{j.ini.2} := \frac{E \cdot z_2^2}{\mu \cdot \left( \frac{1}{k_{1.2}} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}} \right)} = 1.514 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

**Kiertymisjäykkyys, kun  $M_{jEd} = M_{jRd}$**

Ruuveilla kiinnitetty päätylevyliitokset

$$\psi := 2.7$$

$$\mu_2 := (1.5 \cdot 1)^\psi = 2.988$$

$$S_{j.1} := \frac{E \cdot z_1^2}{\mu_2 \cdot \left( \frac{1}{k_{1.1}} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}} \right)} = 2.678 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

$$S_{j.2} := \frac{E \cdot z_2^2}{\mu_2 \cdot \left( \frac{1}{k_{1.1}} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}} \right)} = 0.492 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Kiertymä, kun  $M_{jEd} = M_{jRd}$

$$\Phi_{Ed.1} := \frac{M_{j.Rd.1}}{S_{j.1}} = 0.034 \cdot \text{rad}$$

$$\Phi_{Ed.2} := \frac{M_{j.Rd.2}}{S_{j.2}} = 0.079 \cdot \text{rad}$$