

ALOHA

Kantavien teräsrakenteiden oletettuun palonkehitykseen perustuva suunnittelu

Osatehtävä A.1

RAPORTTI

7.11.2019



ALOHA

Kantavien teräsrakenteiden oletettuun palonkehitykseen perustuva suunnittelu

Osatehtävä A.1

RAPORTTI

7.11.2019



Teräsrakenneyhdistys
Finnish Constructional Steelwork Association

 A-INSINÖÖRIT



Esipuhe

Tämä Teräsrakenneyhdistys ry:n julkaisema tekninen julkaisu sisältää vuosina 2018-2019 toteutetun Kantavien teräsrakenteiden oletettuun palonkestävyyteen perustuvan suunnittelun, lyhyesti ALOHA-hankkeen, osatehtävän A.1 loppuraportin. Osatehtävästä A.1 vastasi A-Insinöörit Suunnittelu Oy. Julkaisun tarkoituksena on toimia tietopakettina suunnittelijoille, hankkeisiin osallistuville osapuolille sekä suunnitelmia tarkastaville rakennusvalvonta- ja pelastusviranomaisille. Tavoitteena on päivittää ja täydentää aiempia ohjeistuksia sekä edistää toiminnallisen palomitoituksen hyödyntämistä teräsrakenteiden mitoituksessa. ALOHA-hankkeesta julkaistaan erillisenä julkaisuna myös osatehtävän A.2 tulokset.

ALOHA-hankkeessa olivat mukana seuraavat yritykset ja organisaatiot:

Teräsrakenneyhdistys ry, Ramboll Finland Oy, A-Insinöörit Suunnittelu Oy, SSAB Europe Oy, Ruukki Construction Oy, Sweco Rakennetekniikka Oy, Sitowise Oy, Peikko Finland Oy, SS-Teracon Oy, Cítec Oy Ab, Stalatable Oy ja Tampereen Yliopisto.

Teknisen julkaisun sisältö on tarkastettu huolellisesti, mutta kuten aina inhimillisessä toiminnassa, julkaisuun on saatanut jäädä virheitä. Ristiriitatapauksissa on luonnollisesti käytettävä standardin tai lain ja asetuksen mukaista menettelyä. Teräsrakenneyhdistys ry tai kirjoittajat eivät vastaa teknisissä julkaisuissa esitettyjen ohjeiden soveltamisesta aiheutuvista välittömistä tai välillisistä vahingoista. Sarjassa ”tekniset julkaisut” julkaistut artikkelit ovat luonteeltaan ohjeellisia.

Teräsrakenneyhdistys ry kiittää kaikkia ALOHA-hankkeeseen ja julkaisun kirjoittamiseen osallistuneita henkilöitä.

Janne Tähtikunnas
Teräsrakenneyhdistys



Sisällysluettelo

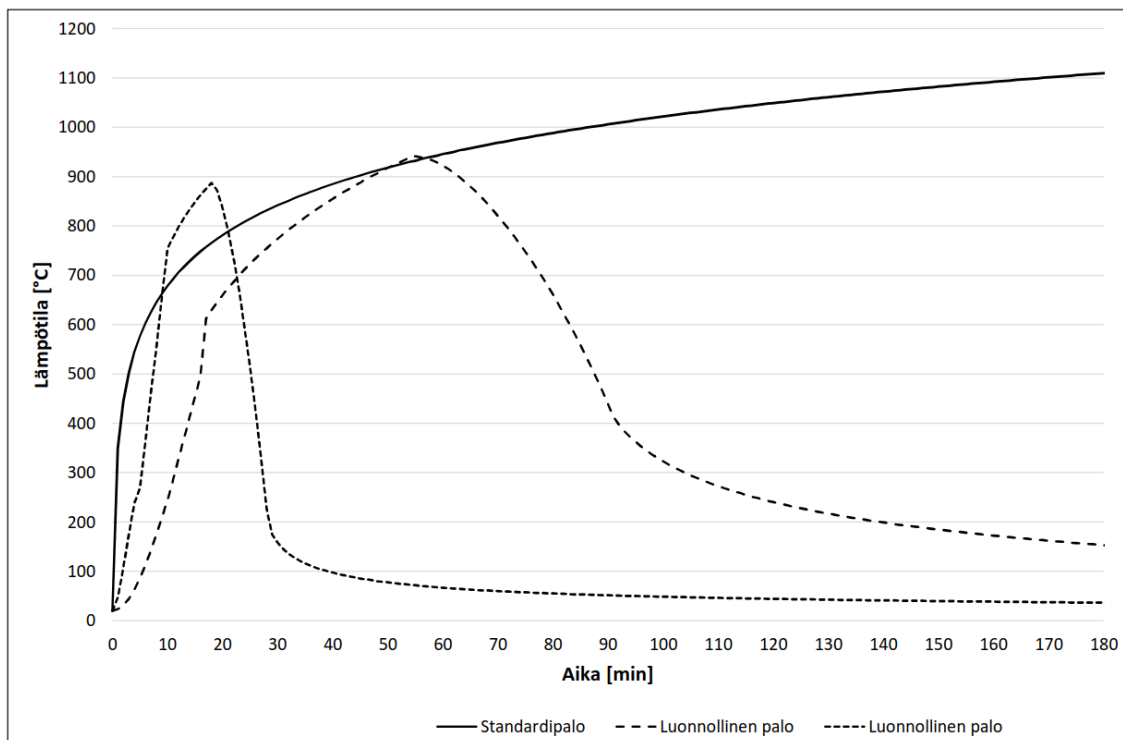
Johdanto	2
Määräykset ja asetukset.....	3
Yleistä määräyksistä ja asetuksista	3
Määräykset ja asetukset palosimuloinnista	3
Määräykset ja asetukset rakenneanalyyseistä.....	5
Laskentamenetelmät ja ohjelmat.....	7
Lämpötilan muutoksen vaikutukset.....	7
Puristetut sauvat.....	8
Normaalivoiman ja taivutusmomentin plastinen yhteisvaikutuskuvaaja epätasaiselle lämpötilajakaumalle ..	9
Ristikön toiminta korkeissa lämpötiloissa.....	10
Ohjelmat.....	11
Laskelmat ja tulokset.....	11
Standardipalo.....	13
Toiminnallinen palomitoitus	20
Jäähtymisvaiheen sortuma.....	34
Lämpötilaeron ja epätasaisen lämpötilajakauman vaikutukset	38
Tulosten analysointi.....	40
Standardipalo.....	40
Toiminnallinen palomitoitus	41
Yhteenveto	42
Lähteet.....	43

Johdanto

Määräyksissä ja asetuksissa sallitaan kahden toisistaan hyvin merkittävästi poikkeavan menetelmän käyttäminen rakenteiden palotilanteen kestävyuden varmentamiseen. Rakenteiden riittävä palon kestävyys ja rakennuksen paloturvallisuusvaatimusten täyttyminen voidaan osoittaa joko luokkiin ja lukuarvoihin tai oletettuun palon kehittymiseen perustuvilla menettelyillä [1]. Näitä menettelyjä koskevat vaatimukset ja ohjeistus esitetään kansallisissa ja eurooppalaisissa asetuksissa ja standardeissa.

Luokkiin ja lukuarvoihin perustuvassa mitoituksessa kantavien rakenteiden riittävä palonkesto varmistetaan luokitusjärjestelmällä, jossa asetetaan vaatimuksia rakenteiden pintamateriaaleille sekä R-luokkavaatimus kantaville rakenteille. R-luokkavaatimus perustuu standardipalokäyrään, jonka avulla voidaan osoittaa rakenteiden riittävä palonkestävyys käyttämällä standardoituja yksityiskohtaisia sääntöjä. R-luokkavaatimuksen perusteella rakenteelle määritetty standardipalokesto aika ei kuitenkaan välttämättä ole se aika, jonka rakenne kestää todellisessa palotilanteessa, sillä standardipalokäyrä eroaa usein huomattavasti todellisen palon käyrästä. R-luokituksen perustana oleva standardipalokäyrä jatkaa nousuaan ajan funktiona eikä se sisällä syttymis- ja jäähtymisvaihetta, kun taas oletettuun palon kehitykseen perustuvassa palomitoituksessa käytettävä palokäyrä sisältää palosta riippuvaiset eri mittaiset palon eri vaiheet.

Oletettuun palonkehittymiseen perustuvassa mitoituksessa rakennuksen paloturvallisuus perustuu rakennuksessa mahdollisesti esiintyvistä palotilanteista tehtyyn riskianalyysiin. Riskianalyysin perusteella määritetään ja valitaan mitoituspaloskenaariot, joita käytetään simuloitaessa todellista palotilannetta rakennuksessa. Palosimuloinnin avulla pyritään määrittämään rakenteisiin tarkasteltavassa palotilanteessa kohdistuvat lämpörasitukset, joiden perusteella rakenteiden palonkestävyys voidaan todentaa. Kuvassa 1 on esitetty standardipalokäyrä ja esimerkinomaisesti kahden luonnollisen palon käyrät.



Kuva 1. Standardipalon ja luonnollisen palon aika-lämpötilakäyrät

Määräykset ja asetukset

Yleistä määräyksistä ja asetuksista

Oletettuun palonkehitykseen perustuvan suunnittelun tulee kattaa rakennuksessa todennäköisesti esiintyvät tilanteet ja vaatimuksen täyttyminen on todennettava tapauskohtaisesti huomioiden rakennuksen ominaisuudet ja käyttö. Kun rakenteet suunnitellaan oleellisilta osin tai kokonaan oletettuun palonkehitykseen perustuen, kuuluu rakennus tällöin paloluokkaan P0. [1] Käytettäessä oletettuun palonkehitykseen perustuvaa suunnittelua kantavien rakenteiden suunnittelussa tai poistumisturvallisuuden perustana, kuuluu rakennus paloluokkaan P0. Rakennuksen kokonaisuuden kannalta pienehköä poikkeamaa luokista ja lukuarvoista voidaan kuitenkin perustella myös oletettuun palonkehitykseen perustuvan mitoituksen avulla ilman, että rakennus kuuluisi paloluokkaan P0. [2]

Rakennuksen kuulussa paloluokkaan P0 on henkilömäärää ja palokuormaa koskevat tiedot ilmoitettava rakennukseen helposti havaittavaan paikkaan asennetulla kiinteällä merkinnällä [1]. Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa suunnittelussa on käytettävä menetelmiä, joiden kelpoisuus on osoitettu ja suunnittelun perusteet, käytetyt mallit sekä saadut tulokset esitetään rakennuslupamenettelyn yhteydessä [1]. Lopullisten tulosten esittäminen rakennuslupamenettelyn yhteydessä ei kuitenkaan aina ole mahdollista rakennuksen suunnittelun yhteydessä tulevien muutosten vuoksi. Ympäristöministeriön asetuksen muistiossa [2] esitetään, että asiakirjoissa tulee esittää ainakin seuraavat asiat:

- rakennuksen ja rakennuksessa olevien paloturvallisuuslaitteiden kuvaus,
- rakennuksen käytöstä sen koko elinkaaren aikana tehdyt oletukset,
- palokunnan toimintamahdollisuuksista tehdyt oletukset,
- perusteet tarkasteltaviksi valituista palotilanteista,
- vikaantumistarkastelu tarvittavassa laajuudessa perusteluineen,
- rakennuksen käytön aikana edellytettävät huolto- ja kunnossapitotoimet,
- käytettyjen menetelmien kuvaus, joka sisältää:
 - laskenta- ja koemenetelmien soveltuvuuden rajoituksineen,
 - lähtötiedot,
 - tehdyt oletukset perusteluineen,
- saadut tulokset herkkyysanalyysineen,
- hyväksymiskriteerit ja saatujen tulosten vertailu niihin,
- sovellusalueiden rajausta ja yksilöintiä, jos rakennuksen suunnittelussa on käytetty luokkiin ja lukuarvoihin perustuvaa menettelyä sekä oletettuun palonkehitykseen perustuvaa menettelyä.

Oletettuun palonkehittämiseen perustuvan palomitoituksen kulku voidaan jakaa EN 1991-1-2 [3] mukaisesti osiin:

1. Uhkakuvien ja mitoituspaloskenaarioiden määrittäminen ja valinta
2. Mitoituspalon määrittäminen valitulle/valituille mitoituspaloskenaariolle/-skenaarioille
3. Rakenneosien lämpötilan kehittymisen laskenta
4. Rakenteen mekaanisen käyttäytymisen ja toiminnan laskenta

Määräykset ja asetukset palosimuloinnista

Oletettuun palonkehitykseen perustuvalla palomitoituksella asetetut vaatimukset esitetään ympäristöministeriön asetuksessa, eurokoodeissa sekä eurokoodien kansallisissa liitteissä. Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa mitoituksessa rakennuksen katsotaan olevan riittävän paloturvallinen kantavien rakenteiden osalta, jos 1–2-kerroksinen rakennus ei sorru poistumisen turvaamisen, pelastustoiminnan tai palon hallintaan saamiseen tarvittavana aikana tai 2-

kerroksinen henkilöturvallisuuden kannalta vaativa rakennus ja yli 2-kerroksinen rakennus ei riittävällä luotettavuudella sorru palon eikä jäähtymisvaiheen aikana. [1]

Mitoituspalo määritetään paloriskin arvioinnin perusteella, jossa otetaan huomioon rakennuksessa mahdollisesti esiintyvät palotilanteet. Jos muiden onnettomuuskuormien seurauksena syntyy merkittävä palovaara, tulee tämä ottaa huomioon kokonaisvarmuutta määritettäessä. Muissa tapauksissa palotilannetta edeltävää ajasta ja kuormasta riippuvaa rakenteen toimintaa ei tarvitse ottaa huomioon. [3]

Palotilanteen uhkakuva voidaan jakaa palon laajuuden perusteella paikalliseen paloon sekä täysin kehittyneeseen paloon, jossa tapahtuu lieskahtaminen eli palotilan yleissyttyminen. Lieskahtamisen katsotaan tapahtuvan, kun kaasun lämpötila kuumassa savukerroksessa saavuttaa 500 °C tai kun savukerroksesta lattiaan kohdistuva säteily on yli 20 kW/m² tai ylempään kerroksen korkeus saavuttaa 80 % tilan korkeudesta [3]. Mikäli voidaan osoittaa, ettei lieskahtamista tapahdu, voidaan mitoitus tehdä käyttämällä paikallista paloa [1]. Käytettäessä paikallista paloa tulee osoittaa, että käytettävä palotilanne kattaa riittävällä varmuudella rakennuksessa todennäköisesti esiintyvät palotilanteet [4].

Täysin kehittyneelle palolle annetaan mitoituksen perusteet rakennustyypeittäin kantavien rakenteiden kestävyyydestä ja mitoituspalokuormista ympäristöministeriön asetuksessa 848/2017 [1]. Nämä mitoitusperusteet on esitetty taulukossa 1. Mitoituspalokuormana voidaan käyttää palokuorman tiheyden ominaisarvon tilastollisen tai laskennallisen jakauman 80 % fraktiilia [6]. Asetuksessa [1] annetaan lisäksi mitoituspalokuorman vähimmäisarvot 2- ja yli 2-kerroksisille rakennuksille. Riittävän luotettavuuden voidaan katsoa sisältyvän asetuksessa esitettyihin palokuormien mitoitusarvoihin [4].

Taulukko 1. Mitoituksen perusteet, kun olennaisten kantavien rakenteiden mitoitus perustuu oletettuun palonkehitykseen [1].

Rakennus	Rajoitukset	Olennaisten kantavien rakenteiden kestävyys palossa	Mitoituspalokuorman tiheys [MJ/m ²]
1-kerroksinen, yleensä	Korkeus enintään 9 m	30 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$
1-kerroksinen, yleensä	Korkeus yli 9 m	60 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$
1-kerroksinen, - majoitustila - hoitolaitos - kokoontumis- ja liiketila	Yli 50 paikkaa Yli 25 paikkaa Yli 250 henkilöä	60 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$
2-kerroksinen, yleensä	Korkeus enintään 9 m	30 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
2-kerroksinen, yleensä	Korkeus yli 9 m	60 minuuttia ilman jäähtymisvaihetta	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
2-kerroksinen, - majoitustila - hoitolaitos - kokoontumis- ja liiketila	Yli 50 paikkaa Yli 25 paikkaa Yli 250 henkilöä	Palo- ja jäähtymisvaihe	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
Yli 2-kerroksinen	Korkeus enintään 28 m	Palo- ja jäähtymisvaihe	$Q_{fi,k}$, vähintään 600 MJ/m ²
Yli 2-kerroksinen	Korkeus yli 28 m	Palo- ja jäähtymisvaihe	$Q_{fi,k}$, vähintään 900 MJ/m ²



Palokuorman tiheyksien tilastollisia jakaumia ei esitetä Suomessa sovellettavissa asetuksissa eikä standardeissa. Eurokoodin 1991-1-2 liitteessä E esitetään taulukko palokuorman tiheyksistä, mutta se on rajattu Suomen kansallisessa liitteessä eurokoodin soveltamisalueen ulkopuolelle [5]. Liitettä E voidaan soveltaa Suomessa ainoastaan kohdan E.4 ”Lämmönluovutusnopeus Q” osalta. Palokuorman tilastollisia jakaumia löytyy kuitenkin erinäisistä julkaisuista ja tutkimuksista.

Oletettuun palonkehitykseen perustuvassa palomitoituksessa tehtävän lämpötila-analyysin pituus määritetään ympäristöministeriön asetuksen 848/2017 [1] taulukon 4 mukaisesti sisältäen mahdollisesti myös jäähtymisvaiheen. Rakenteen mekaaninen analyysi tehdään samalle ajalle kuin lämpötila-analyysi [3]. Standardipalon ja luonnollisen palon eroavuuksista johtuen R-luokkavaatimuksissa esitetyt standardipalonestoajoja ei voida käyttää perustana oletettuun palonkehitykseen perustuvassa mitoituksessa.

Automaattisen sammutuslaitteiston lämpötilan nousua hidastava ja rakenteita jäähdyttävä vaikutus voidaan ottaa huomioon oletettuun palonkehitykseen perustuvassa kantavien rakenteiden mitoituksessa [1]. Ympäristöministeriön asetuksessa [1] ei anneta tarkempaa ohjeistusta siitä, kuinka automaattisen sammutuslaitteiston vaikutus voidaan ottaa huomioon palosimuloinnissa. Ruotsin asetuksessa [6] esitetään ohjeistus automaattisen sammutuslaitteiston huomioimiselle siten, että palotehon ollessa korkeintaan 5 MW sammutuslaitteiston aktivoituessa, voidaan palotehon olettaa pysyvän vakiona 1:n minuutin ajan, jonka jälkeen paloteho laskee 1:n minuutin aikana 1/3:aan ja pysyy sen jälkeen vakiona. Jos paloteho on sammutuslaitteiston aktivoituessa yli 5 MW, voidaan palotehon olettaa pysyvän vakiona.

Määräykset ja asetukset rakenneanalyysistä

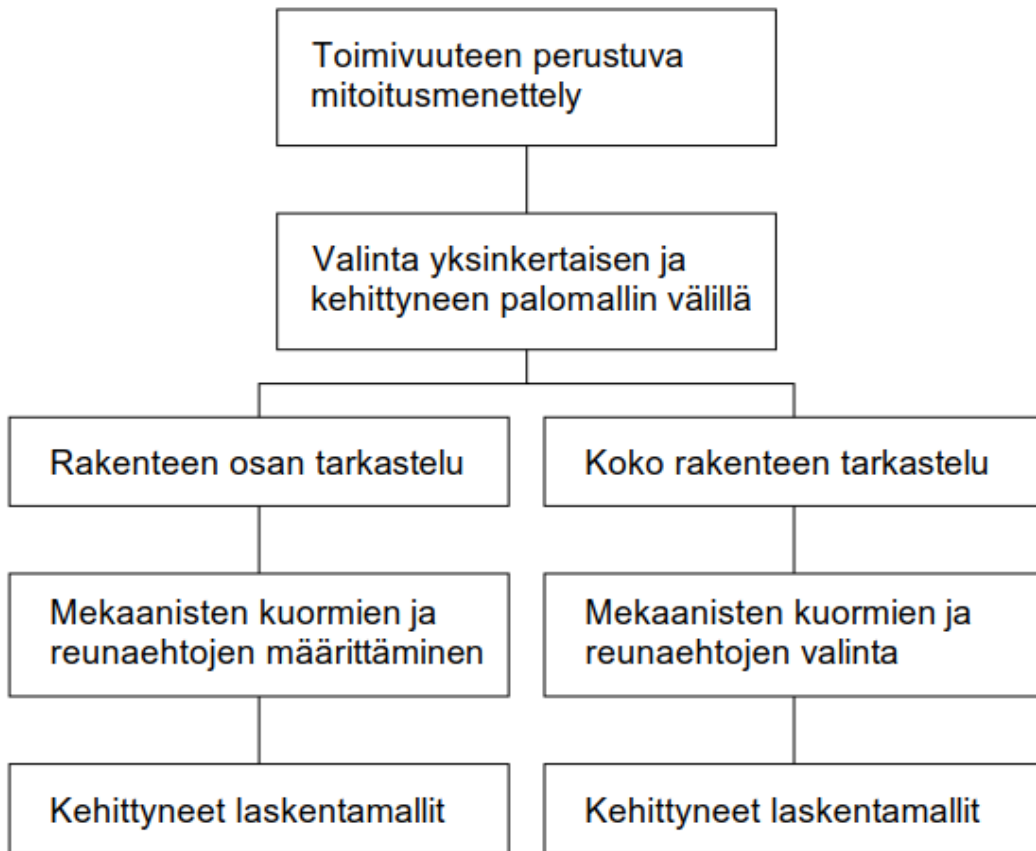
Paloaltistuksesta johtuvien lämpötilanmuutosten aiheuttamat kuormanvaikutukset ja rakennejärjestelmän toiminta korkeissa lämpötiloissa tulee ottaa huomioon rakenteen suunnittelussa. Kuormanvaikutuksia ei tarvitse kuitenkaan ottaa huomioon, jos ne ovat merkityksettömiä tai edullisia tai ne otetaan huomioon varmalla puolella olevilla tuentamalleilla ja reunaehdoilla tai ne otetaan huomioon sisällyttämällä niiden mahdollisuus konservatiivisesti asetettuihin paloturvallisuusvaatimuksiin. Huomioon otettavia välillisiä kuormia syntyy mm. rakenneosien lämpölaajenemisen estymisestä, erilaisesta lämpölaajenemisesta staattisesti määräämättömissä rakenneosissa, poikkileikkauksen sisäisistä lämpötilaeroista sekä palotilan ulkopuolella oleviin rakenneosiin palotilassa olevien rakenneosien lämpölaajenemisen vaikutuksesta. [3]

Näitä rasituksia ei tarvitse ottaa huomioon, kun rakenteet mitoitetaan standardipaloon perustuen, sillä niiden katsotaan otetun huomioon luokitusjärjestelmässä, jonka avulla määritetään rakenteelle asetetun palonkestävyyssajan saavuttaminen [3]. Standardipalomitoituksen yhteydessä riittääkin pelkkä rakenneosakohtainen tarkastelu rakenteita mitoitettaessa [7]. Tämän perusteella standardipalooa voitaneen pitää konservatiivisena paloturvallisuusvaatimuksena.

Rakenneanalyysi palotilanteessa voidaan tehdä rakenneosan tarkasteluna, rakenteen osien tarkasteluna tai rakenteen kokonaistarkasteluna [8]. Rakenneanalyysissä otetaan huomioon materiaaliominaisuuksien riippuvuus lämpötilasta sekä epäsuorat vaikutukset lämpötilagradientin aiheuttamasta muodonmuutoksesta ja lämpötilanmuutoksen aiheuttamasta pituuden muutoksesta. Lisäksi rakenteen osan tarkastelussa sekä rakenteen kokonaistarkastelussa otetaan huomioon rakenteen vauriomuoto sekä rakenneosien jäykkyyksien riippuvuus lämpötilasta. Rakenneosan tarkastelussa ainoastaan lämpötilagradientin aiheuttamat muodonmuutokset tarvitsee ottaa huomioon ja lämpötilan aiheuttama pituuden muuttuminen voidaan jättää huomioon ottamatta [7]. Eurokoodissa ei kuitenkaan määritellä, milloin palotilanteessa syntyvät kuormanvaikutukset ovat merkityksettömiä tai milloin tuentamallit ja reunaehdot ovat riittävästi varmalla, joten näiden määrittäminen jää suunnittelijan tehtäväksi.

Standardin EN-1991-1-2 asettamat vaatimukset epäsuorien vaikutusten huomioimisesta johtaa poikkeuksetta rakenteen osan tarkasteluun tai rakenteen kokonaistarkasteluun ja kehittyneiden laskentamenetelmien käyttöön toiminnallista palomitoitusta käytettäessä. Kehittyneiden laskentamenetelmien käyttämiseen ei kuitenkaan esitetä eurokoodissa yksityiskohtaista ohjeistusta [9]. Rakenneosan tarkastelua voitaneen kuitenkin käyttää toiminnallisen palomitoituksen

yhteydessä silloin, kun voidaan osoittaa, ettei epäsuoria vaikutuksia tarvitse ottaa huomioon. Alapuolella olevassa kuvassa 2 on esitetty standardin EN-1993-1-2 mukainen mitoitusmenettely kaaviona toiminnallista palomitoitusta käytettäessä.



Kuva 2. Eurokoodissa [7] esitetty toimivuuteen perustuvan mitoitusmenettelyn kaavio.

Käytettäessä kehittyneitä laskentamenetelmiä tulee niiden kuvata rakenteen realistista sekä odotettavissa olevaa käyttäytymistä. Kriittisten laskentaparametrien herkkyysoanalyysiä käyttäen tulee varmistaa, että laskentamenetelmä vastaa teknistieteellisiä periaatteita. Kehittyneissä laskentamenetelmissä tulee ottaa huomioon lämpötilarasituksen, mekaanisten kuormien ja geometrinen epätarkkuuksien yhteisvaikutus, lämpötilasta riippuvat materiaaliominaisuudet, lämpötilan noususta ja lämpötilaeroista aiheutuvat venymät ja jännitykset, geometriset epätarkkuudet sekä epälineaaristen materiaaliominaisuuksien vaikutukset sisältäen kuormittamisen ja kuorman poistamisen vaikutukset rakenteen jäykkyyteen. Lisäksi murtumismuodot, joita käytettävä laskentamenetelmä ei huomioi tulee varmentaa muilla menetelmillä. [7]

Murto-rajatilana tulee ottaa huomioon myös rakenteen palotilanteen siirtymätila, jonka jälkeen siirtymätila aiheuttaisi rakenteen murtumisen rakenneosan tuen menetyksen seurauksena. Siirtymätila tulee rajoittaa murto-rajatilassa rakenteen kaikkien osien yhteensopivuuden varmistamiseksi [7]. Siirtymätilalla ja taipumilla saattaa olla vaikutusta myös mahdollisen palosuojauksen kiinni pysymiseen ja täten suojausvaikutukseen sekä osastoivien rakenteiden tiiviyyteen ja eristävyyteen. Palotilanteen siirtymätilalle ei kuitenkaan anneta eurokoodissa raja-arvoja. Siirtymätilan rajoittamista tuleekin tarkastella tapauskohtaisesti.

Rakennustuotteiden ja rakennusosien palonkestävyysskojeita käsittelevässä standardissa EN-13501-2 [10] esitetään raja-arvoja eri rakennusosien kokoonpuristumille, taipumille ja taipumanopeuksille. Palkkien kantokyvyn katsotaan menetetyksi, kun taipuma ja taipumisnopeus kasvavat riittävän suuriksi. Taipumalle raja-arvoksi kyseisessä standardissa on asetettu:



$$v = \frac{L^2}{400d} \quad [\text{mm}]$$

ja taipumisnopeudelle:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{L^2}{9000d} \quad [\text{mm/min}]$$

missä L on jänneväli (mm) ja d on poikkileikkauksen puristus- ja vetovyöhykkeiden uloimpien pintojen välinen etäisyys (mm). Molempien näiden yllä esitettyjen ehtojen tulee ylittyä, että rakenne katsotaan sortuneeksi. Edellä esitettyjä raja-arvoja on käytetty myös tutkimuksessa [11]. Lisäksi muissa lähteissä on mainittuna muita taipuman raja-arvoja:

$$v = \frac{L}{20} \quad [11,12]$$

$$\text{ja arvoa } v = \frac{L}{30} \quad [13]$$

Lisäksi tutkimuksessa [14] esitetään, että taipumarajana voitaisiin käyttää myös L/10. Tutkimuksessa [15] esitetään, että rakenteen suuresta L/5 taipumasta huolimatta rakenteen sortuma aiheutuu liitosten murtuessa, jonka perusteella liitosten tulisi olla lujempia, että palkit voisivat saavuttaa täyden köysivaikutuksen. Näistä edellä esitetystä raja-arvoista huolimatta rakenteen siirtymiä ja taipumia ei ole välttämätöntä rajoittaa, kunhan rakenteen kantokyky säilyy riittävänä siirtymistä ja taipumista huolimatta ja rakenneosien yhteensopivuus varmistetaan.

Laskentamenetelmät ja ohjelmat

Rakenteiden palotilanteen kestävyys todentamiseen on käytettävissä yksinkertaisia ja kehittyneitä laskentamenetelmiä. Standardissa EN 1993-1-2 [7] esitetään teräsrakenteiden palotilanteen suunnittelua koskevat säädökset siltä osin, kun ne eroavat normaalilämpötilanmitoituksesta ja sitä tulee käyttää yhdessä standardien EN 1993-1-1 [16] ja EN 1991-1-2 [3] kanssa [7].

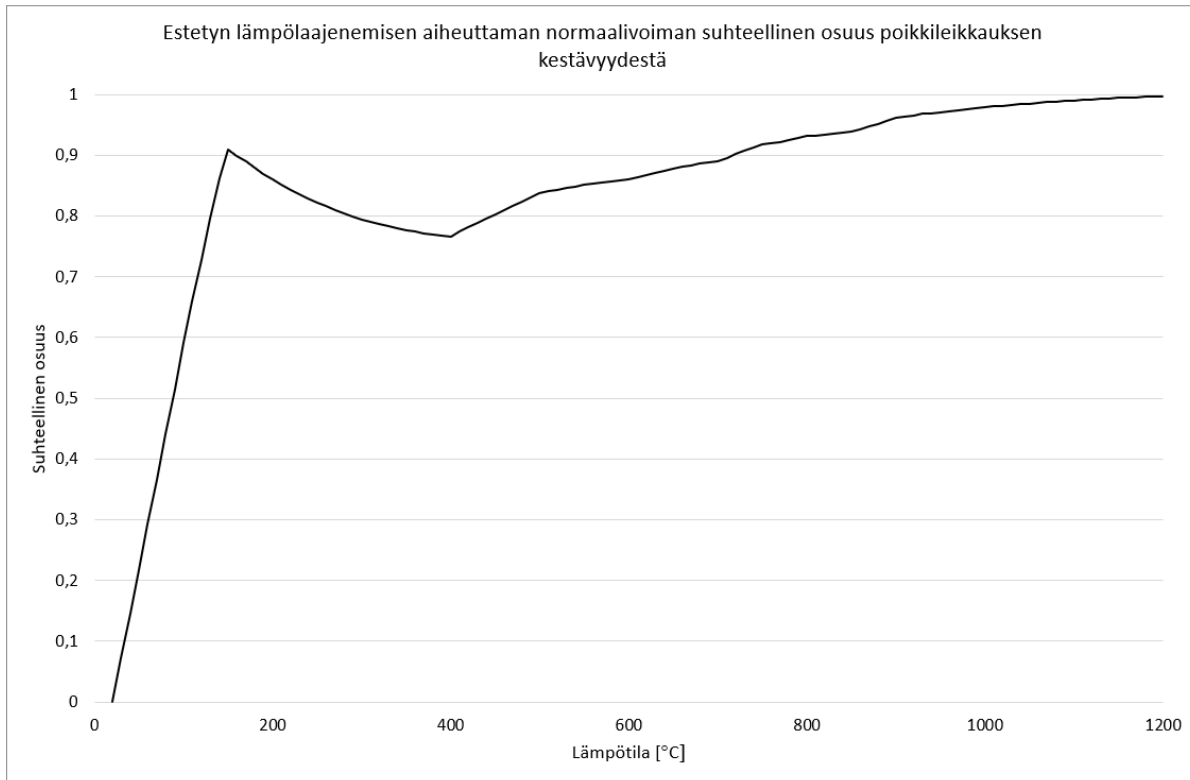
Yksinkertaiset laskentamenetelmät ovat rakenneosia kohtaiseen mitoituskehykseen käytettäviä mitoitusmenetelmiä ja näitä koskeva ohjeistus sekä kaavat esitetään eurokoodeissa. Poikkileikkaukset jaetaan neljään luokkaan sen mukaan kuinka paikallinen lommahdus rajoittaa poikkileikkauksen kestävyttä ja kiertymiskykyä [16].

Kehittyneillä laskentamenetelmillä pyritään kuvaamaan rakenteen realistista ja odotettavissa olevaa toimintaa ja käyttäytymistä palotilanteessa sekä todentamaan rakenteen riittävä palon kestävyys. Kehittyneiden laskentamenetelmien käyttämiseen ei esitetä eurokoodissa yksityiskohtaista ohjeistusta [5]. Myös kehittyneiden laskentamenetelmien yhteydessä joudutaan tekemään yksinkertaistuksia ja oletuksia, joko laskentamallin koon ja laskenta-ajan pienentämiseksi tai tarkemman tiedon puutteesta. Näiden oletusten tulisi kuitenkin aina olla konservatiivisia.

Lämpötilan muutoksen vaikutukset

Lämpötilan muutos itsessään ei aiheuta rakenneosien rasituksia. Rasituksia syntyy lämpölaajenemisen seurauksena vasta silloin, kun lämpölaajeneminen estetään kokonaan tai edes osittain, tai lämpötilajakauman ollessa epätasainen, jolloin rakenneosiin syntyy sisäisiä muodonmuutoksia ja jännityksiä. Estetyn lämpölaajenemisen vaikutuksesta syntyvien rasitusten suuruus on riippuvainen rakenneosien suhteellisista jäykkyyksistä.

Lämpölaajenemisen ollessa estetty, voi lämpölaajenemisen seurauksena poikkileikkaukseen kehittyä merkittäväkin normaalivoima. Kuvassa 3 on esitetty EN 1993-1-2 [7] mukaisen materiaalimallin avulla laskettu kuvaaja, jossa täysin estetyn lämpölaajenemisen aiheuttama normaalivoima on suhteutettu poikkileikkauksen normaalivoimakestävyteen lämpötilan funktiona.



Kuva 3. Täysin estetyn lämpölaajenemisen aiheuttaman normaalivoiman suhteellinen osuus poikkileikkauksen normaalivoimakestävyydestä lämpötilan funktiona.

Lämpötilan nousulla on kuitenkin vaikutusta rakenneosien stabiiliuteen jo poikkileikkauksen kestävyttä pienemmillä lämpötiloilla, sillä hiiliteräksen kimmokerroin lähtee laskemaan jo 100 °C:n jälkeen, kun myötörajan lasku alkaa 400 °C:n jälkeen [7]. Yllä olevasta kuvasta 3 voidaan havaita myös kimmokertoimen pienenemisen vaikutus lämpölaajenemisesta syntyviin rasituksiin.

Poikkileikkauksen epätasainen lämpötilajakauma aiheuttaa poikkileikkaukselle epätasaisen materiaaliominaisuuksien jakauman, jonka vaikutuksesta myös poikkileikkauksen neutraaliakseli lähtee siirtymään. Poikkileikkauksen neutraaliakselin paikka ei olekaan aina vakio palotilanteessa, vaan se on riippuvainen materiaaliominaisuuksista, jotka muuttuvat lämpötilan vaikutuksesta. Poikkileikkauksen epätasainen lämpötilajakauma aiheuttaa myös rakenneosien kaareutumista, jonka vaikutuksesta normaalivoiman epäkeskisyydet muuttuvat ja siten myös taivutusmomentteihin aiheutuu muutoksia.

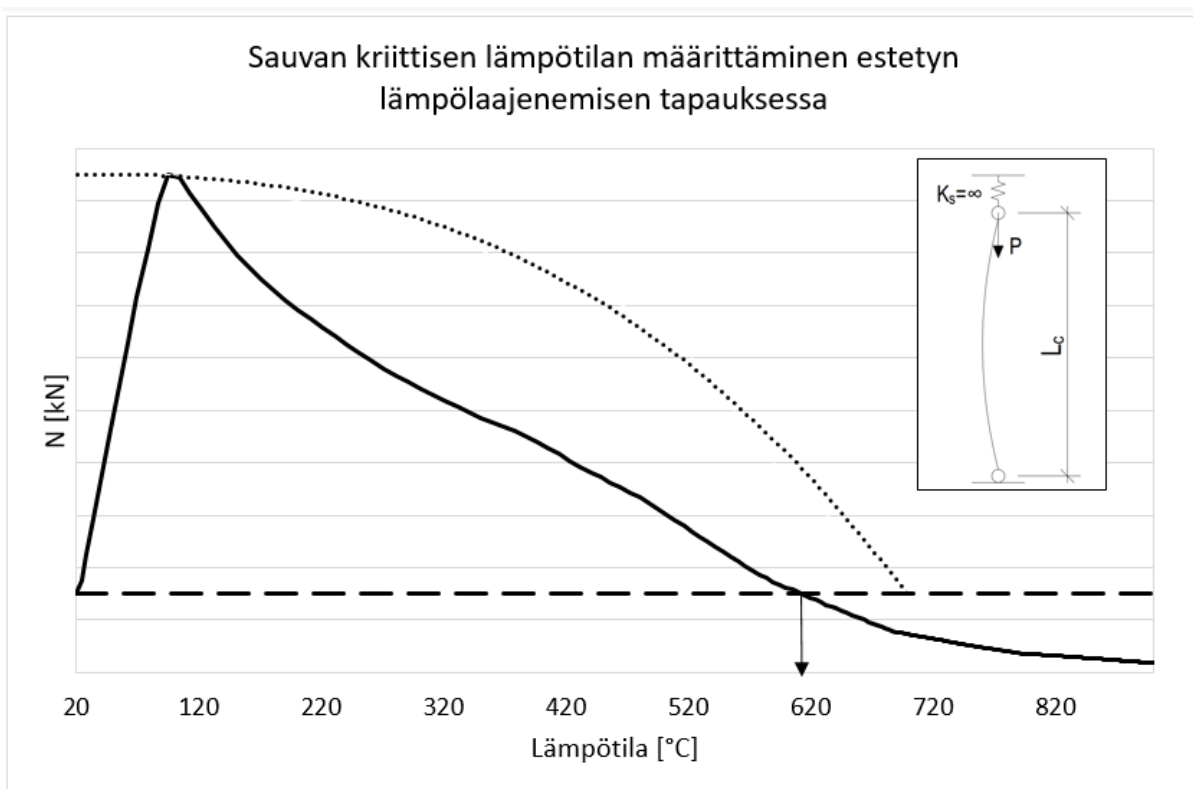
Puristetut sauvat

Sauvan nurjahtaessa sen kantokyky alenee merkittävästi, mutta sauva kykenee nurjahduksesta huolimatta kantamaan vielä kuormaa. Voikin olla hyväksyttävää sallia sauvan nurjahdus, mikäli rakenteella on riittävä kyky kuormien uudelleen jakautumiselle, eikä sauvan nurjahdus johda rakenteen sortumiseen [17]. Kuormien uudelleen jakautuminen on kuitenkin riippuvainen liittyvien rakenteiden jäykkyydestä, ja erityisesti rakenneosien jäykkyyksien suhteesta, sekä muodonmuutoskyvystä.

Sauvan normaalivoiman kehittyminen lämpötilan noustessa on myös riippuvainen liittyvien rakenteiden jäykkyydestä ja niiden kyvystä sallia tai estää lämpölaajenemista. Tutkimuksissa [17, 18, 19] esitetään menetelmä, jossa sauvan kriittinen lämpötila määritetään vertaamalla palotilanteen kuormitusta normaalivoimakuvaajaan, joka määritetään lämpötilan funktiona sauvalle, jonka päiden siirtymät on täysin estetty. Tällöin lämpölaajenemisen aiheuttaman pituudenmuutoksen seurauksena sauvaan syntyy normaalivoima, jonka avulla määritetään kuvaaja sauvan suurimmasta kestävyydestä lämpötilan funktiona.

Tutkimuksien [17, 18, 19] perusteella kriittinen lämpötila on pienempi sauvalle, jonka päiden siirtymät on estetty kuin sauvalle, jonka lämpölaajeneminen pääsee vapaasti tapahtumaan. Kriittisten lämpötilojen ero on riippuvainen lämpölaajenemista estävien rakenneosien jäykkyyksien suhteesta lämpölaajenevan rakenneosan jäykkyyteen. Näissä tutkimuksissa esitettyjen tulosten perusteella on kuitenkin konservatiivista olettaa sauvan päiden siirtymien olevan täysin estetyt määrittäessä normaalivoimakuvaajaa.

Kuvassa 4 on esitetty yhtenäisellä viivalla kuvaaja sauvan normaalivoiman kehitymisestä lämpötilan funktiona. Kyseinen kuvaaja on määritetty sauvalle, jonka päiden siirtymät on täysin estetty ($K_s = \infty$) ja materiaaliominaisuuksina on käytetty eurokoodin [7] mukaisia ominaisuuksia korkeissa lämpötiloissa. Katkoviiva kuvaa sauvan ulkoista kuormitusta (palotilanteen mitoittava kuorma). Pistekatkoviivalla on kuvattu sauvan nurjahduskestävyyttä lämpötilan funktiona. Kuvaajan perusteella puristetulle rakenneosalle voidaan määrittää kriittinen lämpötila kohdasta, jossa palotilanteen kuormitus leikkaa kuvaajan [17, 18, 19]. Näin ollen kyseisestä kuvasta kriittiseksi lämpötilaksi saataisiin 620 °C:ta, kun $K_s = \infty$.



Kuva 4. Puristetun sauvan kriittisen lämpötilan määrittäminen [17].

Normaalivoiman ja taivutusmomentin plastinen yhteisvaikutuskuvaaja epätasaiselle lämpötilajakaumalle

Eurokoodissa esitetään menetelmä normaalivoiman ja taivutuksen yhteisvaikutuksen laskemiseksi silloin, kun poikkileikkauksen lämpötila on tasan jakautunut. Myötörajan riippuvuus lämpötilasta aiheuttaa epätasaisen lämpötilan alaiseen poikkileikkaukseen myös epätasaisen myötörajan jakauman. Tutkimuksessa [20] esitetään menetelmä normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajan määrittämiseen epätasaisen lämpötilajakauman yhteydessä.

Normaalivoima saadaan integraalista:

$$N = \int_A \sigma_y dA$$

Ja taivutusmomentti vastaavasti integraalista:

$$M = \int_A \sigma_y z dA$$

Epätasaisesta lämpötilajakaumasta aiheutuvan epätasaisen myötölujuuden jakauman seurauksena poikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli siirtyy. Plastisen neutraaliakselin siirtyessä myös normaalivoimasta aiheutuva momentti muuttuu. Taivutusmomentin suunnasta riippuen tällä saattaa olla joko positiivinen tai negatiivinen vaikutus kestävyuden kannalta. Kyseinen laskentamalli tarkastelee poikkileikkauksen kestävyyttä, eikä siinä oteta huomioon mahdollisia stabiilisuusiilmiöitä.

Epätasaisen lämpötilajakauman tapauksessa voidaan poikkileikkaukselle käyttää myös poikkileikkauksen suurimman lämpötilan mukaista myötölujuutta kestävyyttä laskettaessa [7]. Tällöin saatavat tulokset saattavat olla kuitenkin ylikonservatiivisia. Myös lämpötilan keskiarvoistaminen saattaa johtaa ylikonservatiivisiin, mutta myös epäkonservatiivisiin tuloksiin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhdistelmästä riippuen. [20]

Ristikon toiminta korkeissa lämpötiloissa

Ristikon rakenteesta johtuen rakenneosien lämpölaajeneminen on lähes aina joltain osin estetty, jolloin lämpötilanmuutokset aiheuttavat muutoksia myös rakenneosien kuormituksiin. Lisäksi rakenneosien lämpenemisen seurauksena aiheutuu myös siirtymiä ja muodonmuutoksia rakenteeseen, joiden seurauksena aiheutuu myös muutoksia rakenneosien rasituksiin. Ristikon taipumalla on yhteys diagonaaleihin syntyvien lisärasitusten kanssa [21, 22]. Artikkelissa [21] esitetään tutkimus teräsristikon käyttäytymisestä korkeissa lämpötiloissa tasaisen lämpötilajakauman alaisena. Kyseisessä tutkimuksessa esitetään, että puristettujen diagonaalien normaalivoiman muutos voidaan määrittää yläpaarteen normaalivoiman ja ristikon taipuman avulla. Tämä normaalivoiman muutos voidaan laskea tutkimuksessa [21] esitetyn kaavan avulla:

$$\Delta F = \frac{F_{yp} \frac{v}{L}}{\sin \varphi}$$

missä φ on diagonaalien ja yläpaarteen välinen kulma.

Tämä normaalivoiman muutos pienenee kuitenkin nopeasti siirryttäessä tukea kohti yläpaarteen normaalivoiman pienemisen myötä [21]. Myös diagonaalien ja paarteiden välisellä kulmalla on suuri merkitys sauvoihin syntyviin lisävoimiin ja siten rakenteen sortumislämpötilaan [21].

Tutkimuksessa [21] määritetään myös kriittiset lämpötilat rakenneosakohtaisella tarkastelulla ilman epäsuoria vaikutuksia sekä huomioimalla epäsuorat kuormanvaikutukset. Jättämällä epäsuorat kuormanvaikutukset huomioon ottamatta, kriittinen lämpötila saattaa olla huomattavasti korkeampi kuin huomioimalla epäsuorat kuormanvaikutukset. Kyseisessä tutkimuksessa tämä ero oli suurimmillaan jopa yli 100 °C. Myös tutkimuksessa [22] saatujen tulosten perustella epäsuorilla kuormanvaikutuksilla on merkittävä vaikutus kriittiseen lämpötilaan. Epäsuorien kuormitusten jättäminen huomioon ottamatta saattaa johtaa huomattavan epäkonservatiivisiin tuloksiin. Epäsuorien kuormien vaikutusten huomioon ottaminen onkin tärkeää jo pienemmilläkin lämpötilan muutoksilla, vaikka lämpötilalla ei olisikaan vaikutusta teräksen myötörajaan [23]. Kuitenkaan yksittäisen diagonaalien kriittisen lämpötilan ylittyminen ei välttämättä tarkoita koko ristikon sortumista, mutta tämän todentaminen vaatii kuitenkin kehittyneiden laskentamenetelmien käyttämistä. Näin ollen on suotavaa käyttää kehittyneitä laskentamenetelmiä ristikkoiden kestävyuden laskennassa.

Palon ollessa paikallinen, ristikkoon aiheutuu merkittävästi epätasainen lämpötilajakauma. Artikkelissa [22] esitetään tutkimus epätasaisen lämpötilajakauman vaikutuksesta teräsristikossa. Tutkimuksessa tarkasteltiin tapauksia, jossa ainoastaan kriittistä diagonaalia lämmitettiin sekä kriittisen diagonaalien lisäksi viereisiä diagonaaleja aina kolmen diagonaalien päähän kriittisestä diagonaalista. Näiden tapausten perusteella saatujen tulosten mukaan lämpölaajenemisesta aiheutuva normaalivoiman muutos on suurimmillaan, kun ainoastaan kriittistä sauvaa lämmitetään ja pienenee sitä mukaa,



mitä useampaa viereistä sauvaa lämmitetään. Lisäksi useamman kuin kahden viereisen sauvan lämpenemisen vaikutuksen huomioiminen kriittisen sauvan normaalivoiman muutoksessa on hyvin pieni. [22]

Ohjelmat

Rakenteiden palotilanteen kestävyuden todentamiseen kehittyneillä laskentamenetelmillä voidaan käyttää yleisesti tunnettuja elementtimenetelmän ja virtauslaskennan ratkaisijoita. Alla muutama esimerkki palotilanteen analysointiin liittyvistä ohjelmista.

Safir [24, 25] on Liegen yliopistossa, Belgiassa kehitetty elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma, jolla voidaan analysoida rakenteen käyttäytymistä palotilanteessa. Sillä voidaan suorittaa rakenneosien lämpötila-analyysit sekä rakenteen mekaaniset analyysit. Se sisältää valmiina eurokoodin mukaiset materiaaliominaisuudet, mutta käyttäjä voi määrittellä myös itse käytettävät materiaaliominaisuudet. Poikkileikkausten lämpötilan kehittyminen voidaan laskea käyttämällä nimellisiä lämpötila-aikakäyriä tai käyttäjän määrittämän lämpötila-aikakäyrän perusteella. Safir sisältää myös paikallisen palon mallin. Rakenteen mekaanisen analyysin suorittamista varten poikkileikkausten lämpötilojen laskennasta saadut tulokset syötetään rakenneosille rakennemalliin. Safir itsessään on pelkästään mallin laskentaa varten luotu ohjelma, jonka lisäksi tarvitaan ohjelmat mallin luomista ja saatujen tulosten tarkastelua varten. Laskentamallin luontiin voidaan käyttää GiD:ä tai Wizard:a ja laskennasta saatujen tulosten tarkasteluun voidaan käyttää Diamond:a [26]. Safiria on käytetty varsin pitkään tutkimuksissa ja se on käytössä myös useissa suunnittelutoimistoissa [27, 28].

OZone [29] on laskentaohjelma, joka sisältää nimelliset palokäyrät ja luonnollisen palon mallin. Ohjelma sisältää vyöhykemalliin perustuvan palonkehityksen laskennan lisäksi myös paikallisen palon mallin. Ohjelman uusimman version paikallisen palon malli perustuu LOCAFI-hankkeessa [30, 31] kehitettyyn laskentamalliin. Ohjelmalla voidaan määrittää palotilan lämpötilan kehittymisen lisäksi myös teräsprofiilien lämpötilan kehittyminen palotilanteessa. Tällä hetkellä profiilikirjastoon sisältyy kuitenkin vain I-profiilit. Profiilin lämpötilan kehittyminen voidaan määrittää vyöhykemallissa kuuman vyöhykkeen lämpötilaa käyttäen tai paikallisen palon tapauksessa lämpötila lasketaan käyttäjän määrittelemältä korkeudelta.

Elefir [32] on yksittäisten teräksisten rakenneosien palokestävyuden laskemiseen kehitetty ohjelma. Käyttäjä voi valita poikkileikkaustyypin, palosuojauksen ja käytettävän palokäyrän. Ohjelma sisältää lämpötila-analyysia varten eurokoodissa esitetyt palokäyrät ja paikallisen palon mallin tai käyttäjä voi itse määrittellä palokäyrän. Rakenteen palonkestävyyttä voidaan tarkastella EN 1991-1-2 mukaisesti käyttämällä tarkastelu suureena aikaa, lujuutta tai lämpötilaa.

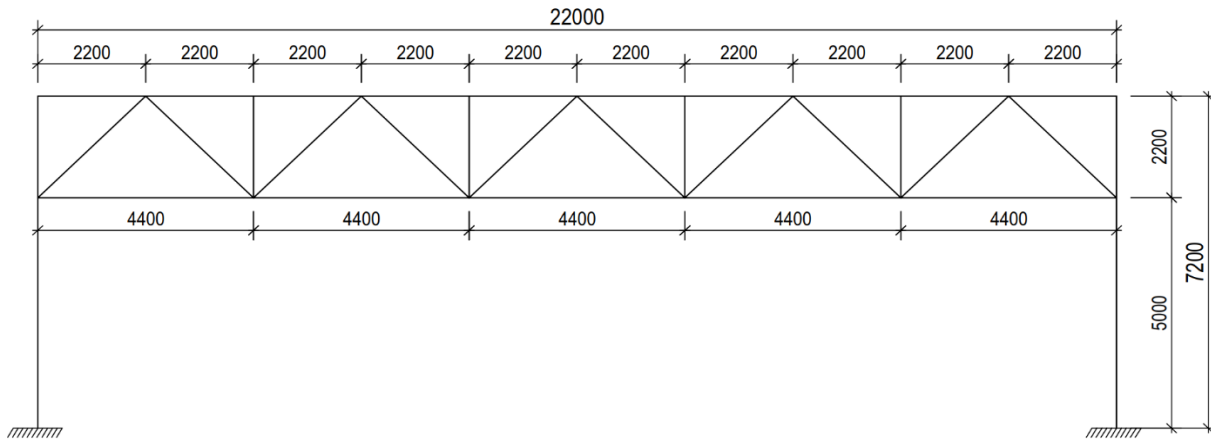
Laskelmat ja tulokset

Tarkasteltavana rakennuksena käytetään tuotantohallia, jonka pohja on kooltansa n.22*48 m² ja korkeus 7,2 m. Kehäväli on 6 m ja kehä koostuu teräspilareista ja -ristikoista. Kaikki profiilit ovat putkiprofiileja ja lujuusluokkana käytettiin S355.

Kehän kuormina (ominaiskuormia) tarkastelussa käytettiin:

▪ Vesikattorakenteet sis. ripustukset	1,0 kN/m ²
▪ Lumikuorma	2,0 kN/m ²
▪ Tuulikuorma	0,6 kN/m ²

Laskelmat tehtiin rakenteenoson tarkasteluna käyttäen yksittäistä kehää, jonka pilarit on kiinnitetty jäykästi alapäästään sekä pilareiden ja ristikon välinen liitos on jäykkä. Myös ristikon sauvojen väliset liitokset mallinnettiin jäykkinä. Kuvassa 5 on esitetty tarkasteltava rakenne ja sen mitat. Rakenteen profiilit on esitetty kappaleen 4.1 yhteydessä. Standardipalomitoituksesta saatuja profiileja käytettiin myös toiminnallisen palomitoituksen tarkastelussa.



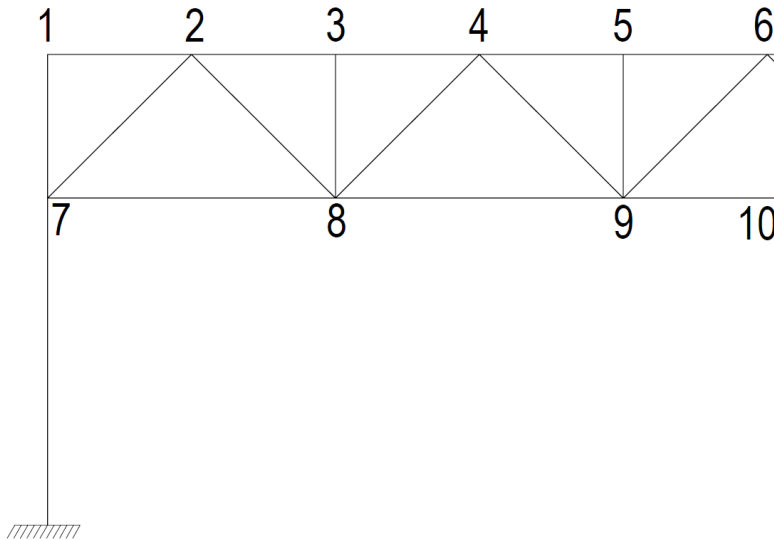
Kuva 5. Tarkasteltava kehä ja päämitat

Rakenteen normaalilämpötilan ja standardipalon mitoitus tehtiin käyttäen RFEM-ohjelman EC3-modulia. Safir-ohjelmalla tehdyn rakennemallin toiminnasta normaalilämpötilassa tehtiin vertailu RFEM-ohjelmalla tehtyyn rakennemalliin, jolla pyrittiin löytämään mahdollisia eroavuuksia mallien toiminnan väliltä. Vertailu tehtiin palotilanteen kuormitustapauksella ilman lisävaakavoimia, jossa määrävänä muuttuvana kuormana oli lumikuorma.

Rakenteen maksimitaipumaksi (taulukossa 2 nro 6) RFEM:n antaa 21,5 mm ja vastaavasti Safir 21,55 mm. Näin ollen maksimitaipuman osalta tuloksissa ei ole merkittävää eroa. Alla esitetystä taulukosta 2 voidaan nähdä, että myös eri pisteiden pystysuuntaisia siirtymiä tarkasteltaessa erot ohjelmien välillä ovat hyvin pieniä. Kuvassa 6 on esitetty taulukossa esitettyä numerointia vastaavat sijainnit kehässä. Symmetrisyyden vuoksi taulukossa ja kuvassa on esitetty vain toinen puoli kehästä.

Taulukko 2. Kehän pystysuuntaisia siirtymiä normaalilämpötilassa palotilanteen mitoitukskuormalla.

Numero	RFEM	Safir
1	0,62 mm	0,63 mm
2	6,92 mm	6,94 mm
3	12,83 mm	12,87 mm
4	17,21 mm	17,27 mm
5	20,42 mm	20,50 mm
6	21,52 mm	21,55 mm
7	0,59 mm	0,59 mm
8	12,66 mm	12,70 mm
9	20,26 mm	20,33 mm
10	21,27 mm	21,39 mm



Kuva 6. Kehän numerointi taulukko 2 vastaavasti.

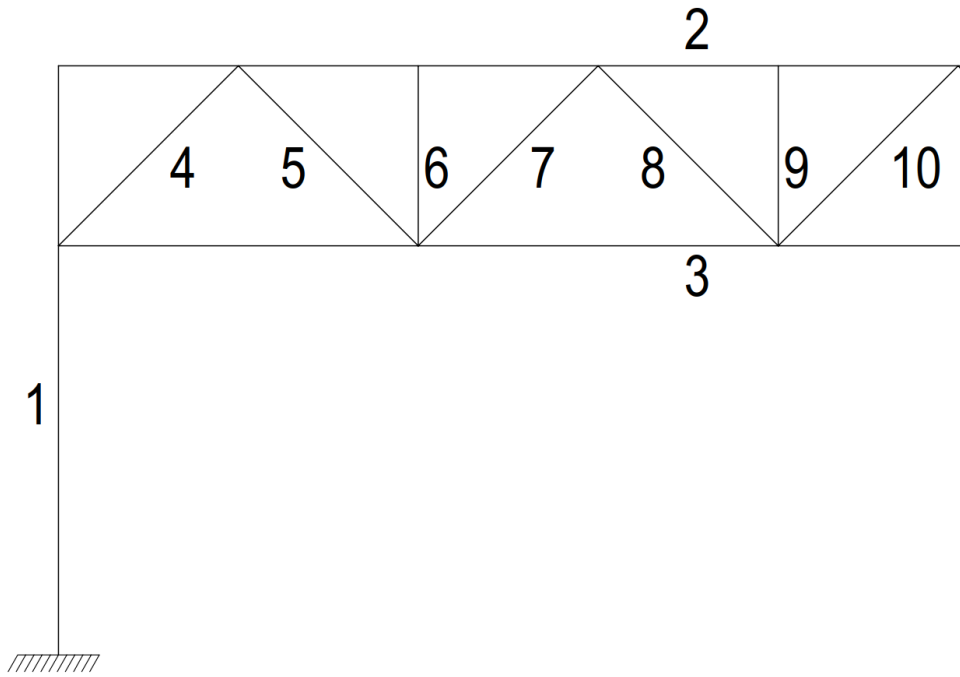
Standardipalo

Tarkasteltava rakenne mitoitettiin rakenneosakohtaisesti R15-luokkavaatimuksen mukaisesti käyttäen RFEM-ohjelman (versio 5.12) EC3-modulia. Vertailuna rakenneosakohtaiseen palomitoitukseen, standardipalomitoitus tehtiin myös Safir-ohjelmalla analysoimalla koko kehän toimintaa standardipalon alaisena. Safir-ohjelmalla (versio 2019 a3) tehdyssä analyysissä otetaan huomioon myös lämpötilan muutoksesta ja lämpötilaeroista syntyvät välilliset ja epäsuorat kuormanvaikutukset.

Alla olevassa taulukossa 3 on esitetty kehän profiilit ja niiden kriittiset lämpötilat sekä aika, jolloin kriittinen lämpötila saavutetaan. Kuvassa 7 on esitetty kehän numerointi taulukkoa 3 vastaavasti. Kehän symmetrisyyden vuoksi taulukossa ja kuvassa on esitetty vain toisen puolen sauvojen profiilit ja niiden arvot. Taulukossa 3 esitetyt kriittiset lämpötilat on laskettu RFEM:llä ja kriittiset ajat käsinlaskennalla käyttäen poikkileikkaustekijälle SSAB:n rakenneputki käsikirjassa [33] annettuja arvoja sekä ominaislämpökapasiteetille eurokoodissa esitettyä mallia teräksen ominaislämpökapasiteetista lämpötilan funktiona.

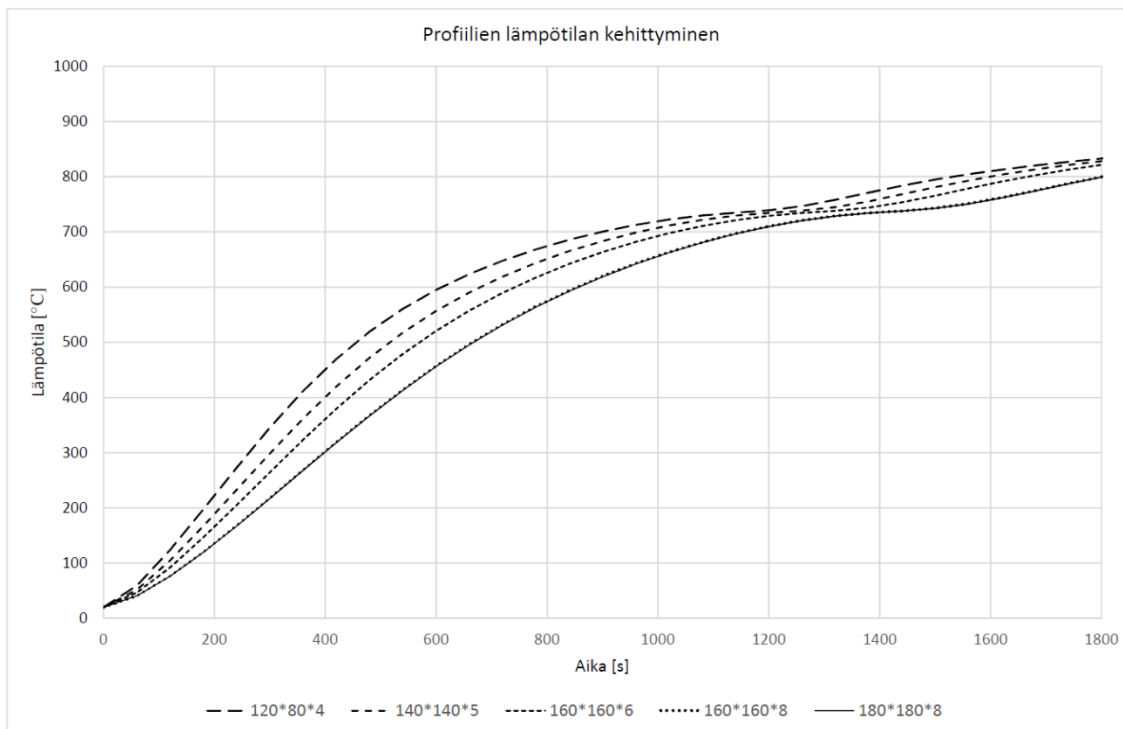
Taulukko 3. Kehän profiilit, kriittiset lämpötilat ja kriittinen aika.

Numero	Profiili	Kriittinen lämpötila	Kriittinen aika
1	SHS 180x180x8	664 °C	16 min 56 s
2	SHS 160x160x8	658 °C	16 min 38 s
3	SHS 160x160x6	685 °C	16 min 2 s
4	SHS 160x160x6	683 °C	15 min 56 s
5	SHS 140x140x5	765 °C	23 min 34 s
6	RHS 120x80x4	835 °C	30 min 16 s
7	SHS 140x140x5	715 °C	17 min 8 s
8	RHS 120x80x4	801 °C	25 min 28 s
9	RHS 120x80x4	842 °C	31 min 34 s
10	RHS 120x80x4	813 °C	26 min 52 s



Kuva 7. Kehän numerointi taulukkoa 3 vastaavasti.

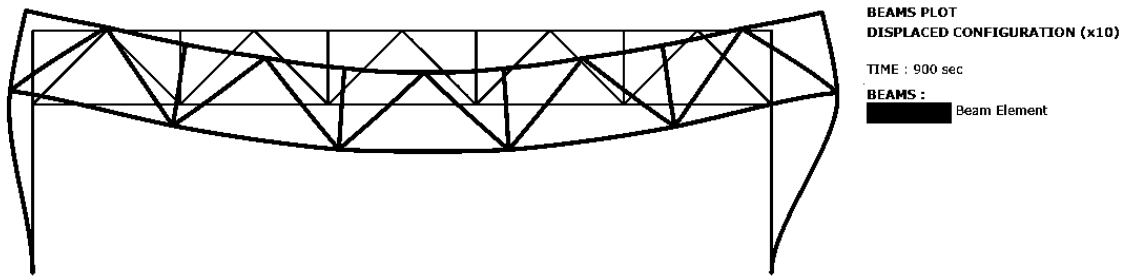
Kuvassa 8 on esitetty profiilien lämpötilojen kehittyminen ajan funktiona standardipalon alaisena Safirilla laskettuna. Kuvaaajissa voidaan havaita teräksen faasimuutoksen vaikutus n.735 °C:n kohdalla.



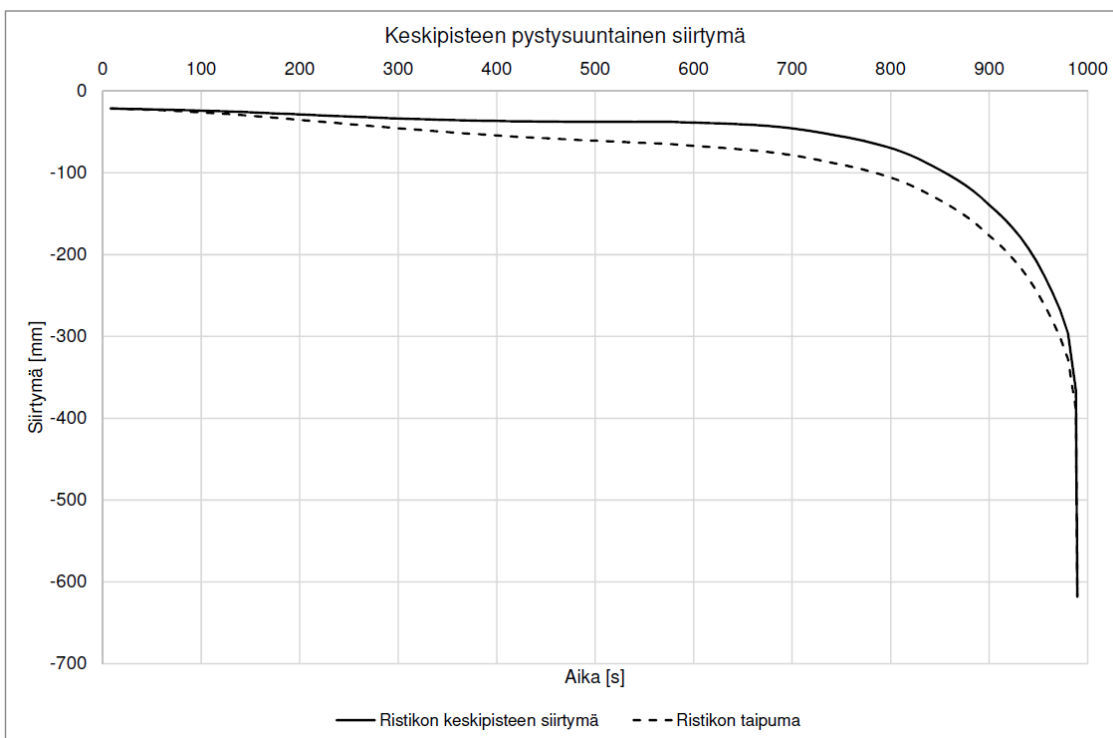
Kuva 8. Profiilien lämpötilan kehittyminen ajan funktiona Safirilla laskettuna.

Kehän siirtymätila 900 sekunnin (15 min) kohdalla skaalattuna 10-kertaiseksi on esitettyä alla olevassa kuvassa 9. Kuvassa 10 on esitettyä rakenneanalyysistä saatu alapaarteen keskipisteen pystysuuntainen siirtymä ajan funktiona

kriittisimmälle, lyhimmän ajan antavalle, kuormitustapaukselle. Kriittisenä kuormitustapauksena tarkasteltavalle rakenteelle on tarkasteltavassa tapauksessa omapaino + lumikuorma määräävänä muuttuvana kuormana sisältäen lisävaakavoiman. Tässä kappaleessa esitetyt tulokset ovat tästä kuormitustapauksesta.



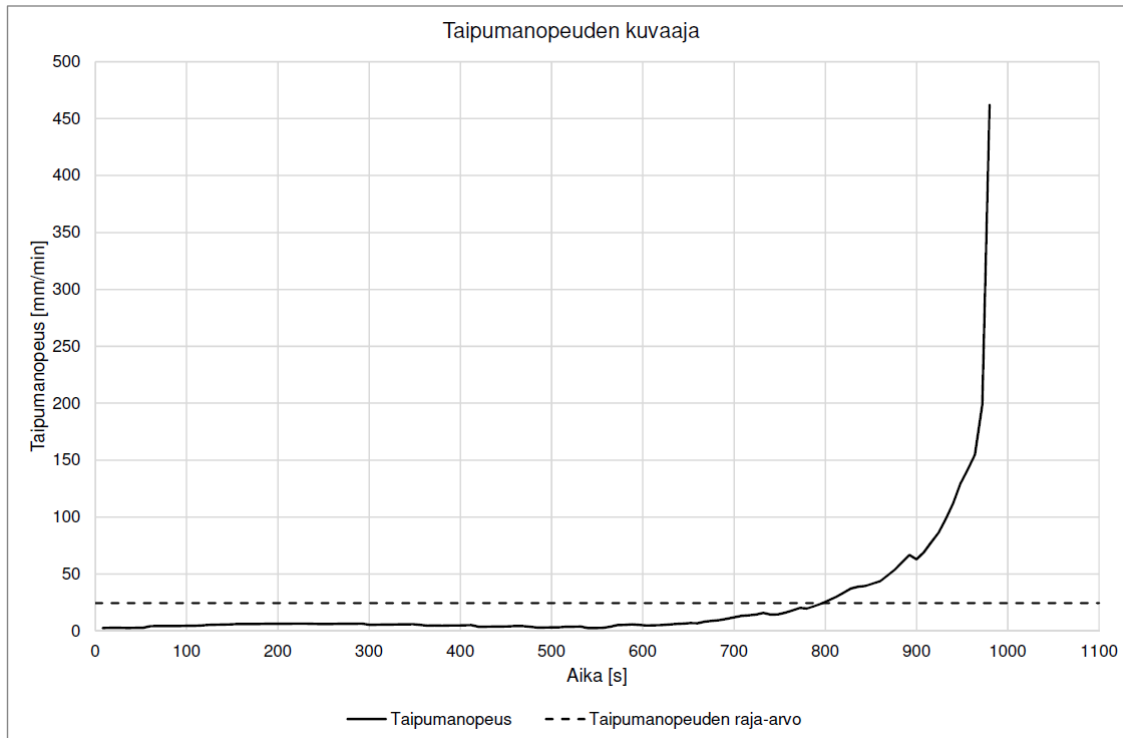
Kuva 9. Kehän siirtymätila 10-kertaisena 900 sekunnin kohdalla.



Kuva 10. Kehän keskipisteen pystysuuntainen siirtymä ja ristikon taipuma ajan funktiona.

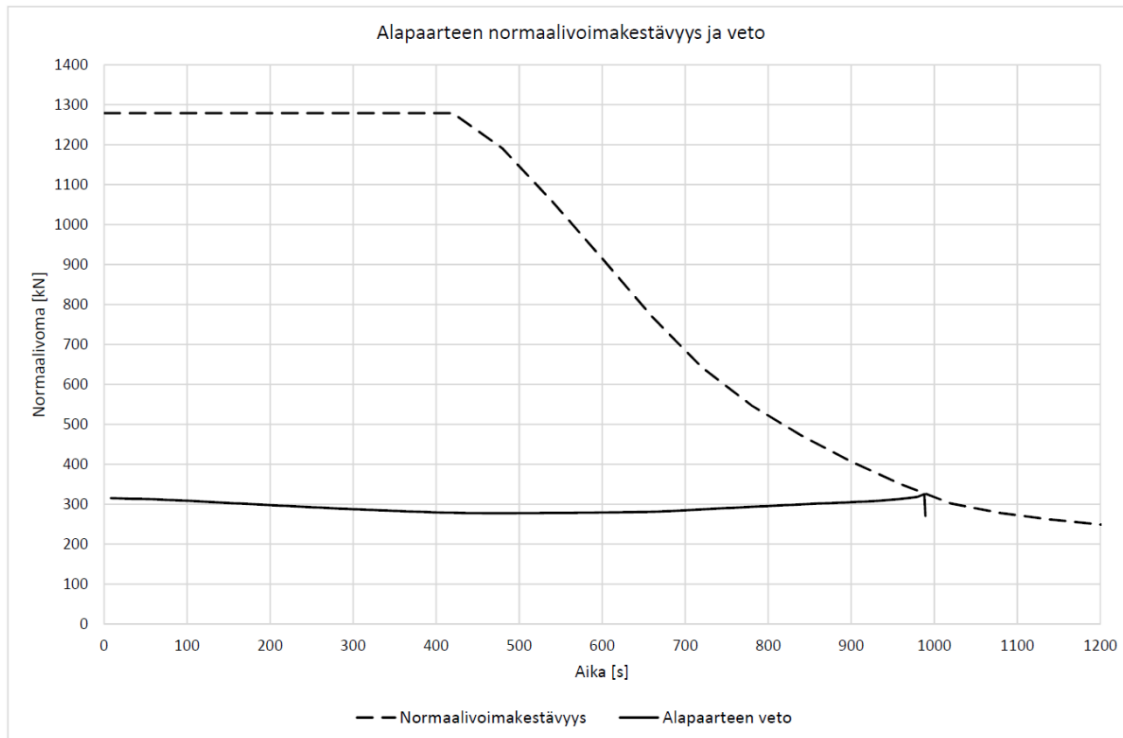
Pilareiden lämpölaajenemisen vaikutuksesta aiheutuu ristikon siirtymä ylöspäin, joka pienentää keskipisteen absoluuttista siirtymää. Kuvassa 10 esitetyssä kuvaajassa yhtenäisellä viivalla on esitettyä ristikon keskipisteen pystysuuntainen siirtymä, jossa on mukana pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus. Katkoviivalla on esitetty kuvaaja ristikon taipumasta, joka on laskettu ristikon keskipisteen siirtymän kuvaajan avulla huomioimalla pilareiden lämpölaajenemisesta aiheutuvat ristikon päiden siirtymät. Kyseisessä tapauksessa laskenta loppuu 989 sekunnin kohdalla.

Testausstandardin EN 13501-2 [10] mukainen taipumanopeus ja taipumanopeuden raja-arvo kyseiselle rakenteelle on esitettyä kuvassa 11. Taipumanopeuden raja-arvoksi kyseiselle rakenteelle saadaan 24,44 mm/min. Taipumanopeus on laskettu käyttämällä ristikon taipumaa, jossa on huomioitu pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus.

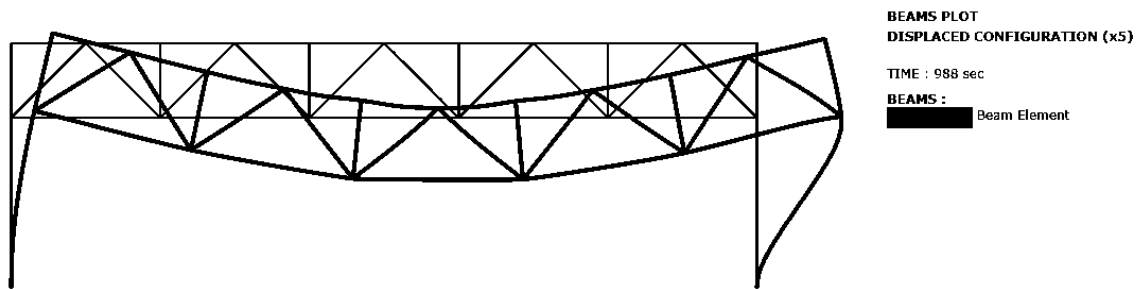


Kuva 11. Taipumanopeuden kuvaaja ajan funktiona.

Muita profiileja selvästi lyhyemmät kriittiset ajat saatiin alapaarteelle sekä ristikon reunimmisille diagonaaleille. Kuvassa 12 on esitetty alapaarteen normaalivoimakestävyyden ja vedon kuvaaja ajan funktiona. Normaalivoimakestävyys on laskettu Safirista saadun profiilin lämpötilan kehittymisen ja lämpötilaa vastaavan pienennyskerroimen avulla. Alapaarteen veto pienenee hieman lämpötilan noustessa ristikon lämpölaajenemisen seurauksena, mutta lähtee kasvamaan taipuman kasvaessa. Kuvaajasta voidaan havaita alapaarteen vedon saavuttavan profiilin normaalivoimakestävyyden, jonka jälkeen alapaarteen vedon kuvaajan lopussa tapahtuu nopea pudotus rakenteen sortumisen johdosta. Kuvassa 13 on esitetty rakenteen siirtymätila 988 sekunnin kohdalla juuri ennen rakenteen sortumaa. Kuvasta 13 on ympyröitynä alapaarteen kohta, jossa alapaarteen myötääminen tapahtuu. Alapaarteen veto normaalilämpötilassa on 315,2 kN:a ja laskee palotilanteessa alimmillaan 270,3 kN:n, jonka jälkeen vetovoima lähtee kasvamaan saavuttaen juuri ennen rakenteen sortumaa 325,4 kN:a.

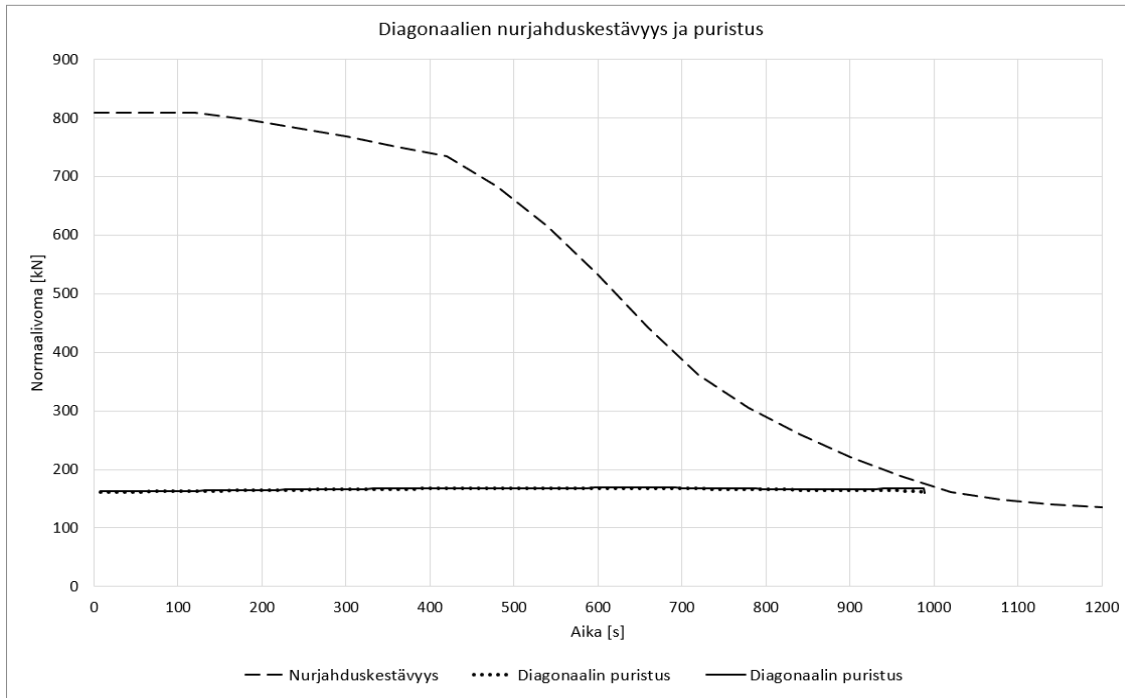


Kuva 12. Alapaarteen normaalivoimakestävyys ja veto ajan funktiona.



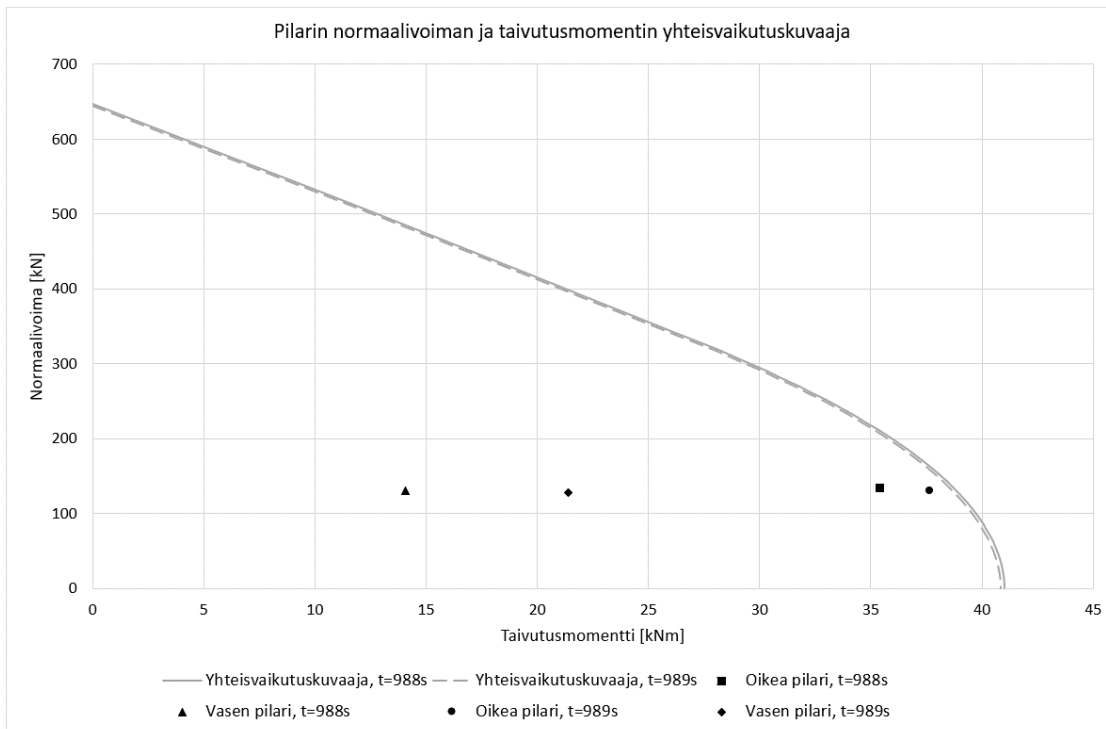
Kuva 13. Kehän siirtymä 5-kertaisena 988 sekunnin kohdalla.

Vastaavasti kuvassa 14 on esitetty ristikon reunimmaisten diagonaalien normaalivoiman ja nurjahduskestävyyden kehittyminen ajan funktiona. Nurjahduskestävyyden kuvaaja on laskettu käyttäen nurjahduspituutena 0,7L. Ristikon reunimmaisille diagonaaleille saatiin hieman alapaarretta pienempi kriittinen aika, mutta diagonaalien puristuksen kuvaaja ei saavuta nurjahduskestävyyttä. Käytettävällä nurjahduspituudella on kuitenkin merkittävä vaikutus nurjahduskestävyyden kuvaajaan. Diagonaalien nurjahtamista ei myöskään ole havaittavissa Safir-mallissa.



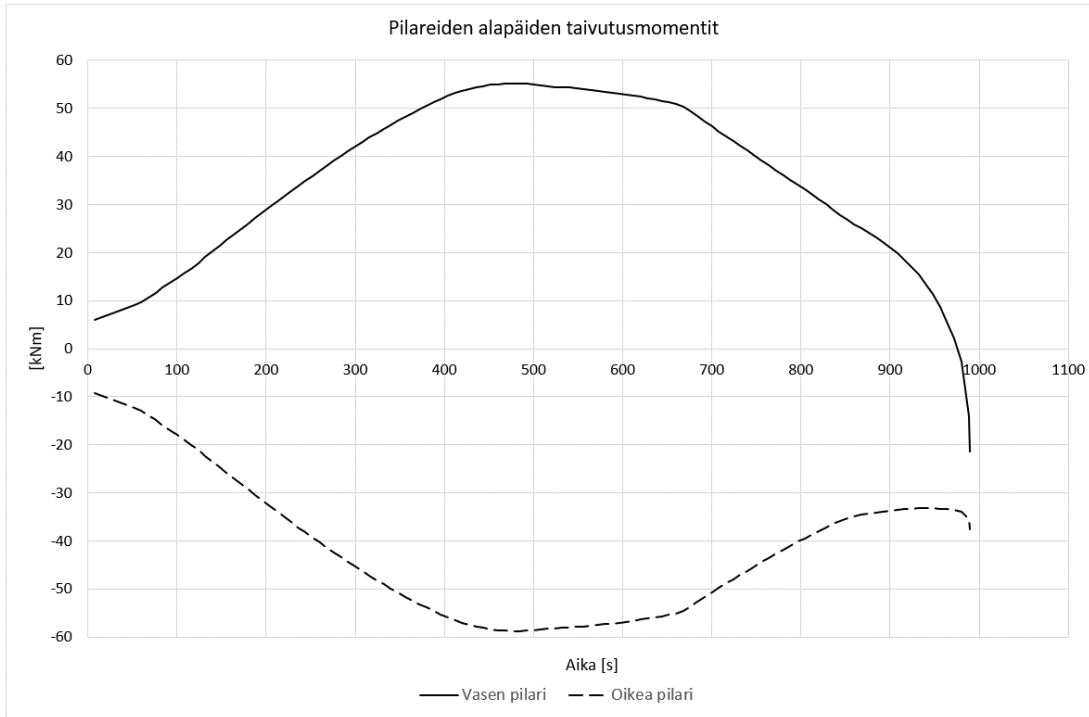
Kuva 14. Diagonaalien normaalivoiman kehittyminen ja nurjahduskestävyys.

Kuvassa 15 on esitetty pilareiden normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ajanhetkillä $t=988$ sekuntia ja $t=989$ sekuntia sekä pilareiden alapäiden normaalivoimat ja taivutusmomentit kyseisinä ajanhetkinä. Kuvasta 15 voidaan havaita, ettei pilareita rasittavien normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus saavuta yhteisvaikutuskuvaajaa.

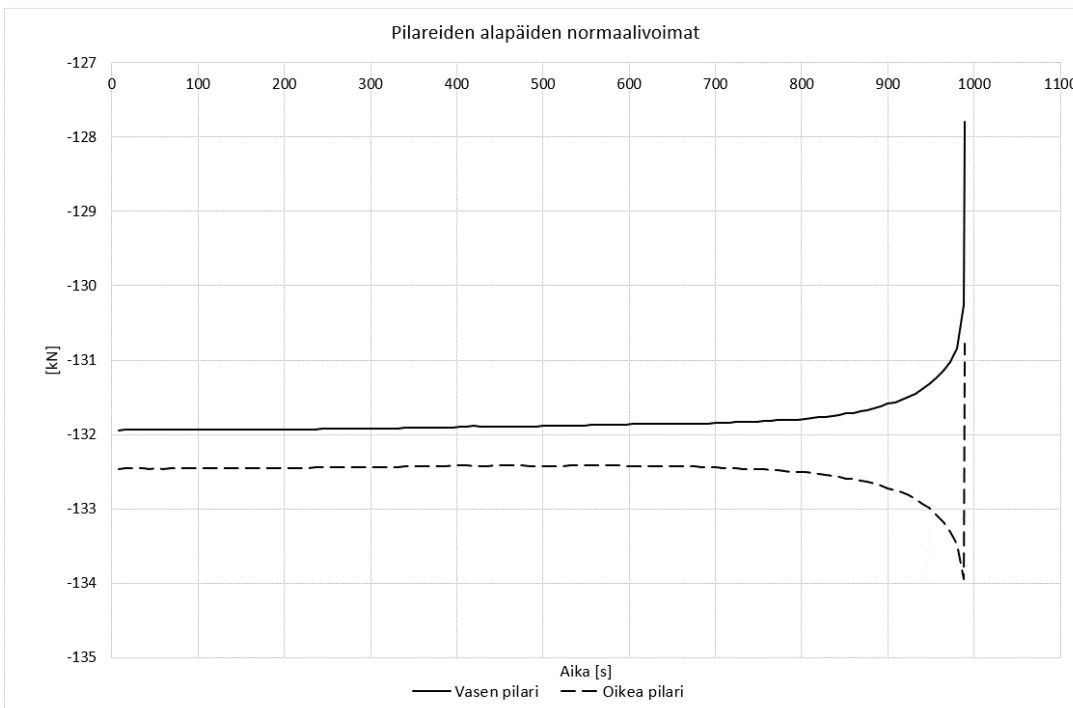


Kuva 15. Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat, kun $t=988$ sekuntia ja $t=989$ sekuntia.

Rakenteen paloaltistuksen aikana pilareiden taivutusmomentit kuitenkin muuttuvat huomattavasti verrattuna normaalilämpötilan taivutusmomenteihin. Tämä voidaan havaita kuvassa 16 esitetyistä pilareiden taivutusmomentin kuvaajista. Pilareiden normaalivoimiin lämpötilan muutoksella ei ole juurikaan vaikutusta. Normaalivoimat muuttuvat vasta merkittävämmän palon loppuvaiheessa kehän siirtymien seurauksena. Pilareiden normaalivoimien kehittyminen on esitettyä kuvassa 17.

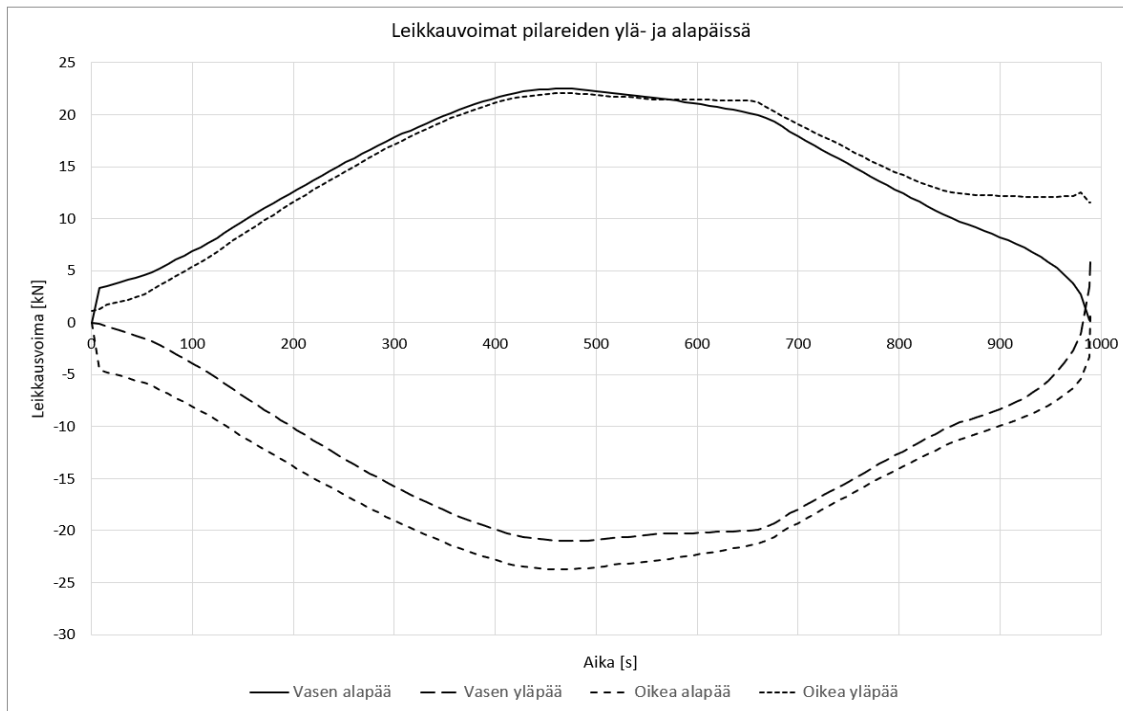


Kuva 16. Pilareiden alapäiden taivutusmomenttien kuvaaja ajan funktiona.



Kuva 17. Pilareiden alapäiden normaalivoimien kuvaajat ajan funktiona.

Kuvassa 18 on esitetty leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä. Kuvaajista voidaan havaita, että leikkausvoimat kasvavat paloaltistuksen aikana moninkertaisiksi verrattuna normaalilämpötilaan, mutta tästä huolimatta pysyvät hyvin maltillisina koko palon ajan. Nämä leikkausvoimat kuvaavat myös pilarin ja ristikon yläpaarten sekä pilarin alapään liitoksissa vaikuttavia leikkausvoimia.

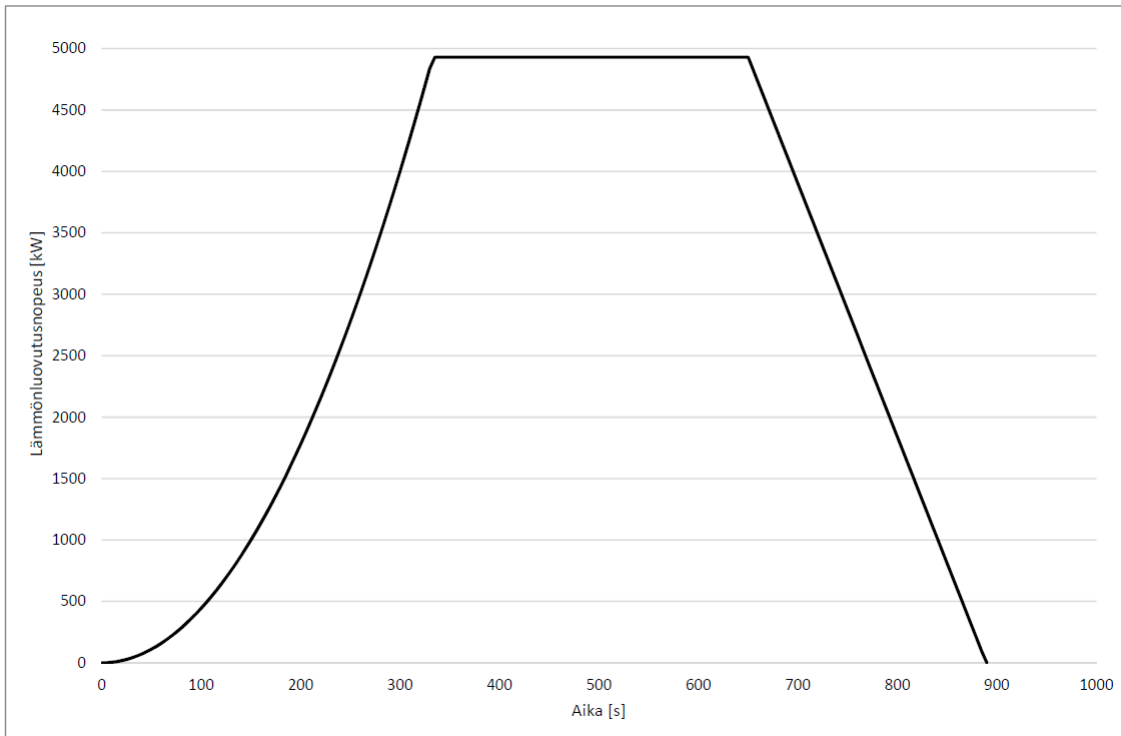


Kuva 18. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä.

Toiminnallinen palomitoitus

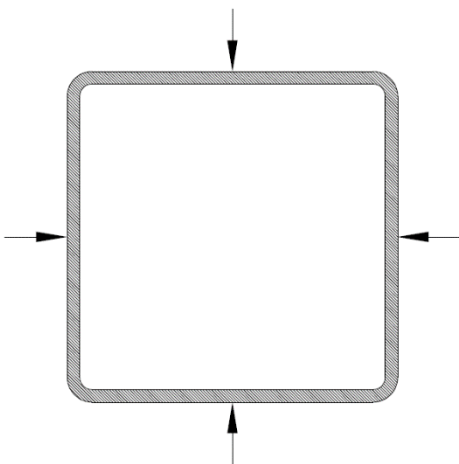
Tässä tarkastelussa keskitytään rakenteen mekaaniseen käyttäytymiseen ja mitoituspalon määrittämistä koskeva menettely jätetään vähemmälle huomiolle. Laskelmissa käytettävää mitoituspaloa valittaessa onkin tehty oletus, että lieskahtamisen todennäköisyys on tilan suuren koon ja pienen palokuorman vuoksi niin pieni, että mitoituspalona voidaan käyttää paikallista paloa. Todellisessa tapauksessa tulee kuitenkin osoittaa laskelmin, ettei tilan lieskahtamista mitoituspalon tapauksessa tapahdu. Tässä tarkastelussa käytetään standardipalomitoituksesta saatuja profiileja ja myös tässä kappaleessa esitetyt tulokset ovat kuormitustapauksesta, joka sisältää omien painojen lisäksi lumikuorman ja lisävaakavoiman.

Palokuormana käytettiin kuormalavakasaa, jonka palokuorma on 2250MJ/m² ja lämmönluovutusnopeuden kuvaajana käytettiin VTT:n julkaisusta [34] saatua kuvaajaa sillä erotuksella, että hiipumisvaiheen kuvaamiseen käytettiin eurokoodissa [2] esitettyä lineaarista tapaa eikä julkaisussa esitettyä eksponentiaalista hiipumista. Kyseisen palon kehitysvaihe kestää 333 sekuntia, jonka jälkeen saavutetaan stationaarisen palon vaihe ja maksimipaloteho $Q_{max}=4930$ kW. Hiipumisvaihe alkaa 650 sekunnin kohdalla ja palo kestää 890 sekuntia.

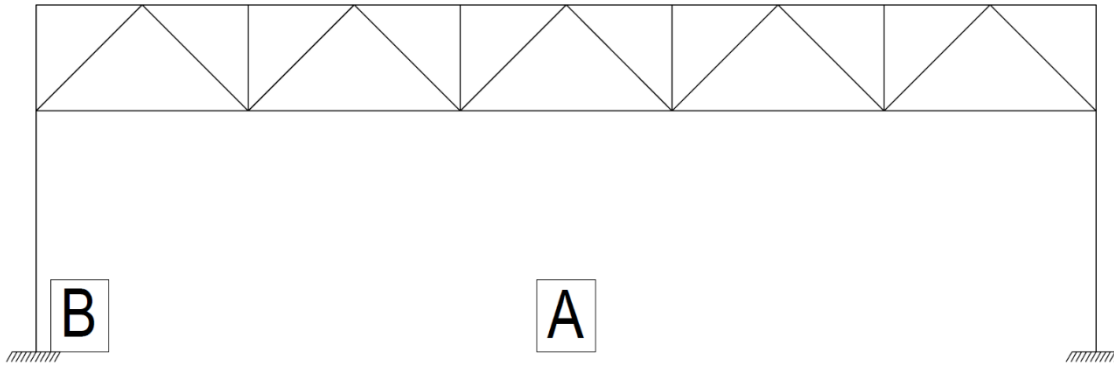


Kuva 19. Lämmönluovutusnopeuden kuvaaja.

Palosimulointi suoritettiin FDS-ohjelmalla, josta rakenneosiin kohdistuvia lämpörasituksia mitattiin sijoittamalla mittausanturit rakenneosien jokaiselle sivulle. Mittausanturien sijoitus on esitetty kuvassa 20 nuolilla. Rakenneosien pituussuunnassa mittauspisteet sijoitettiin palon lähellä tiheämmin ja harventuen palosta pois päin mentäessä. Palosimuloinnista mitattiin adiabaattisia pintalämpötiloja, jotka syötettiin lähtötietoina Safir-ohjelmaan, jolla laskettiin poikkileikkausten lämpötilajakaumien kehittyminen ajan funktiona. Nämä poikkileikkausten lämpötilajakaumat syötettiin edelleen lähtötietona Safirilla tehtyyn rakennemalliin, jolla rakenteen toimintaa ja käyttäytymistä palotilanteessa analysoitiin. Rakenteen toimintaa ja käyttäytymistä analysointiin paikallisen palon mallilla sijoittamalla palo kahteen paikkaan. Kuvassa 21 on esitettyinä tarkasteluissa käytetyt paikallisen palon sijainnit. Ensimmäisessä tapauksessa palo sijoitettiin jänteen keskelle (A kuvassa 21), jolloin saadaan ristikon paarteiden suurimmat lämpötilat kohdassa, jossa paarteiden käyttöaste on suurin. Toisessa tapauksessa palo sijoitettiin pilarin viereen (B kuvassa 21), jolloin saadaan vastaavasti pilarille suurimmat lämpötilat.

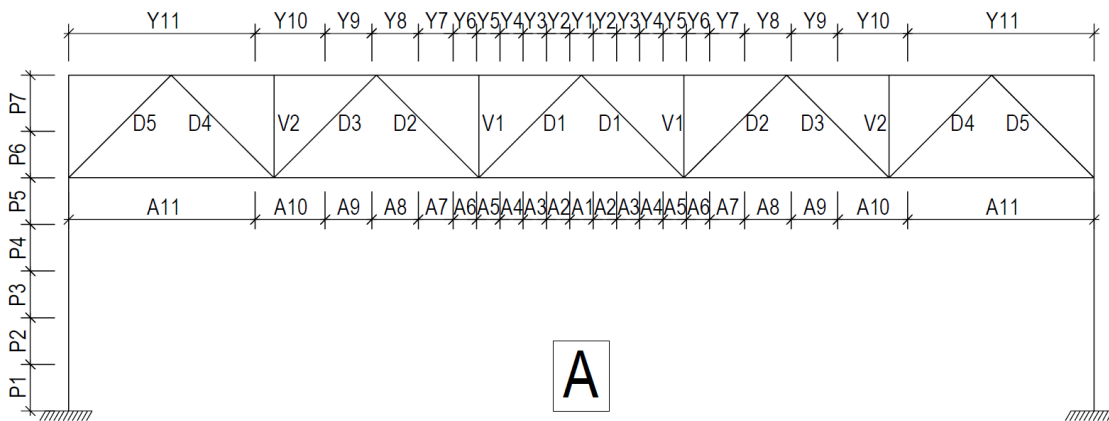


Kuva 20. Putkiprofiilin poikkileikkaus ja lämpötilan mittausanturien sijoitus.

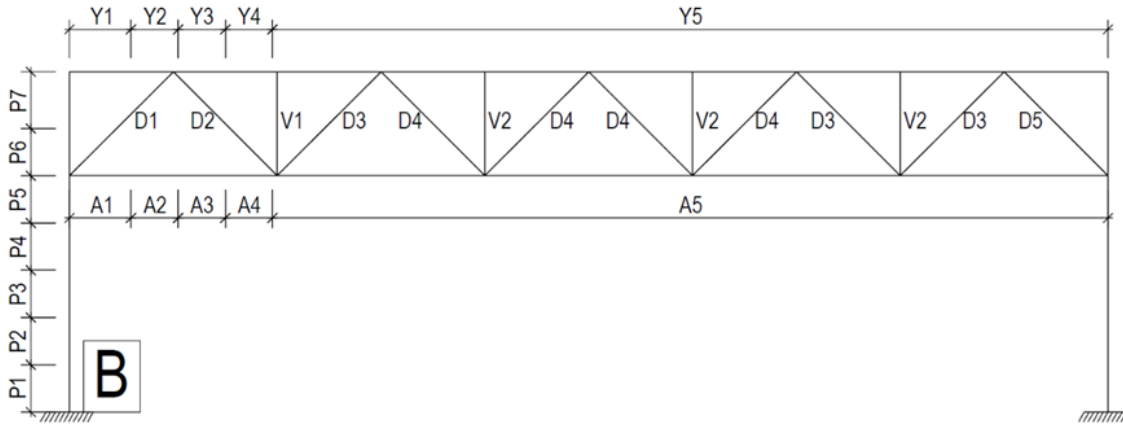


Kuva 21. Paikallisten palojen sijainnit.

Pilareiden ulkoseinän puoleiselle sivulle ja ristikon yläpaarten vesikaton puoleiselle sivulle oletettiin profiilin lämpötilajakaumaa laskettaessa adiabaattinen reunaehto, jolloin profiilista ei siirry lämpöä muihin liittyviin rakenteisiin. Kuljettumisen lämmönsiirtokertoimena käytettiin EN 1991-1-2 [3] mukaista arvoa $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ ja profiilin pinnan emissiivisyytenä EN 1993-1-2 [7] mukaista arvoa 0,7. Profiilien lämpötilojen laskennassa huomioitiin myös profiilin sisällä tapahtuvan lämpösäteilyn vaikutus. Profiilien lämpötilajakauman ja lämpötilan kehittymisen laskennasta saatujen tulosten syöttämistä varten rakennemallien sauvat jaettiin osiin. Alla olevassa kuvassa 22 on esitetty rakennemallissa käytetty sauvojen osiin jaottelu, kun paikallinen palo on sijoitettuna keskelle ja kuvassa 23, kun paikallinen palo on sijoitettu pilarin viereen.

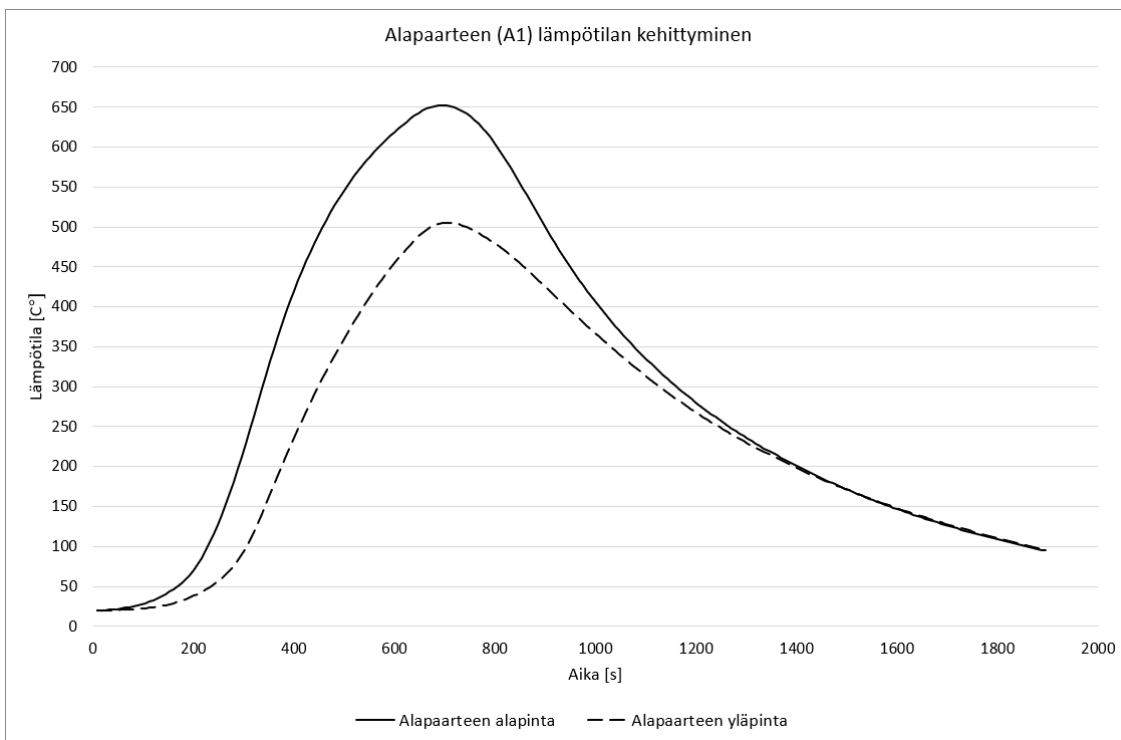


Kuva 22. Kehän osiin jako profiilien lämpötilajakaumien syöttämiseksi rakenteelle, kun palo on sijoitettuna keskelle.

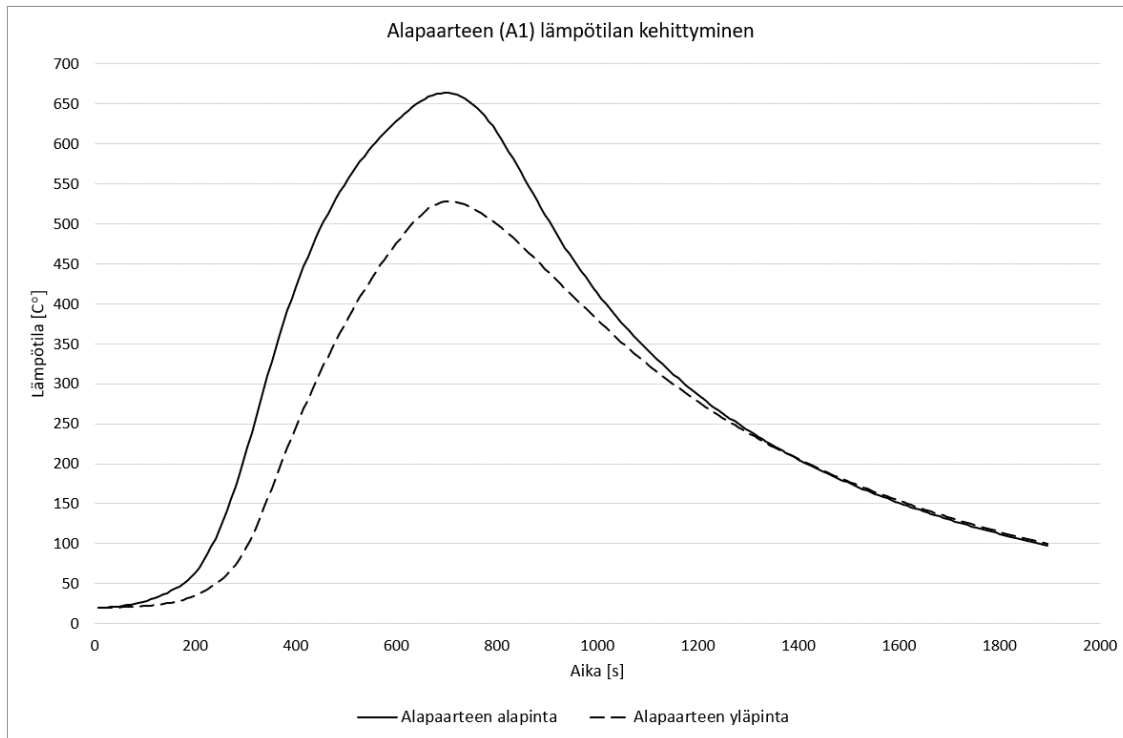


Kuva 23. Kehän osiin jako profiilien lämpötilajakaumien syöttämiseksi rakenteelle, kun palo on sijoitettu pilarin viereen.

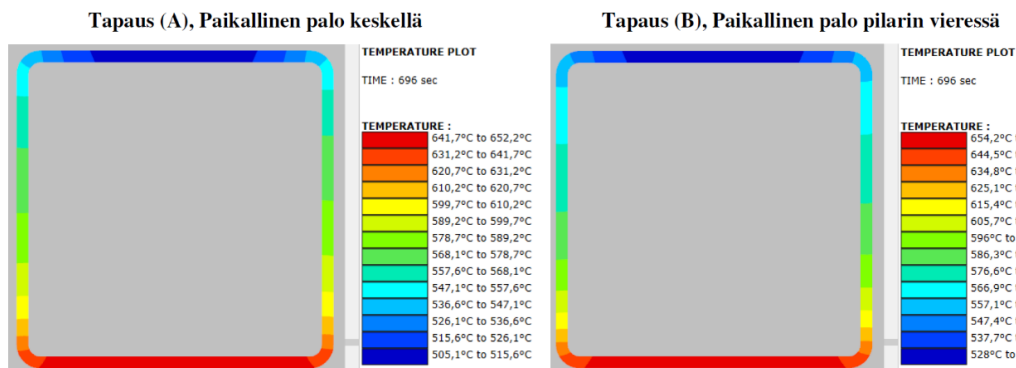
Kuvissa 24 ja 25 on esitettyä alapaarteen lämpötilan kehittymisen kuvaajat molemmista paikallisen palon tapauksista palon yläpuolelta. Kuvaajista voidaan havaita, että poikkileikkauksiin syntyy merkittävä epätasainen lämpötilajakauma, profiilin ala- ja yläpintojen välisen lämpötilaeron ollessa suurimmillaan lähes 150 °C:ta. Lisäksi kuvassa 26 on esitetty myös alapaarteen (A1) profiilien sisäiset lämpötilajakaumat molemmista tarkasteltavista tapauksista yhdellä ajanhetkellä.



Kuva 24. Alapaarteen (A1) lämpötilan kehittyminen, kun palo on sijoitettu keskelle.



Kuva 25. Alapaarteen (A1) lämpötilan kehittyminen, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen.



Kuva 26. Alapaarteen (A1) poikkileikkausten lämpötilajakaumat ajanhetkellä $t=696$ sekuntia.

Taulukoissa 4 ja 5 on esitettyä profiilien saavuttamat maksimilämpötilat palon aikana. Kyseiset lämpötilat edustavat profiilin kuumimman pisteen saavuttamaa lämpötilaa, eikä koko profiilin lämpötila vastaa tätä lämpötilaa, vaan profiilien lämpötilajakaumat ovat epätasaisia, kuten yllä olevasta kuvasta 26 voidaan havaita. Taulukoista voidaan havaita, että suojujen lämpötilat eroavat merkittävästi toisistaan koko kehän alueella.

Taulukko 4. Profiilien maksimilämpötilat, kun palo on keskellä.

Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]
A1	652	A10	89	Y8	111	D4	92
A2	348	A11	85	Y9	105	D5	92
A3	256	Y1	281	Y10	105	P1	35
A4	199	Y2	203	Y11	96	P2	38

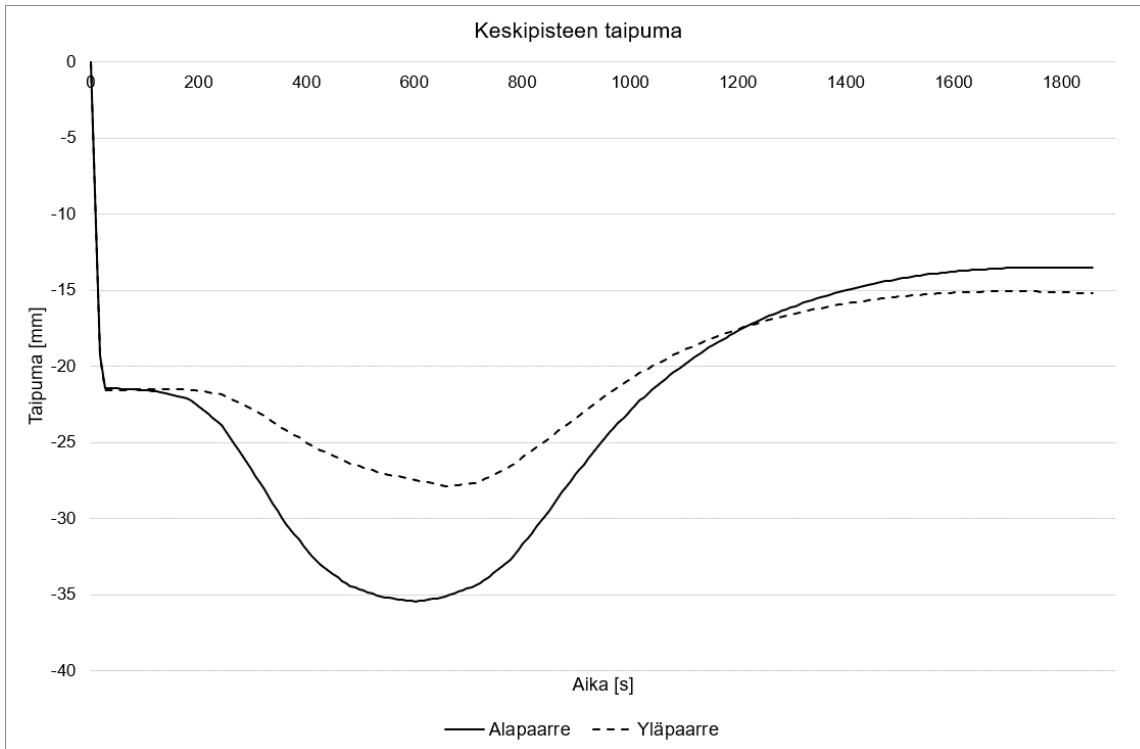
A5	175	Y3	177	V1	179	P3	41
A6	153	Y4	155	V2	119	P4	44
A7	131	Y5	142	D1	213	P5	61
A8	100	Y6	126	D2	126	P6	77
A9	93	Y7	124	D3	104	P7	88

Taulukko 5. Profilien maksimilämpötilat, kun palon on pilarin vieressä.

Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]	Nro	T [°C]
A1	664	Y3	144	D3	118	P5	367
A2	274	Y4	134	D4	126	P6	198
A3	181	Y5	113	D5	110	P7	258
A4	139	V1	153	P1	385	P8	74
A5	90	V2	121	P2	600	P9	40
Y1	300	D1	353	P3	557		
Y2	210	D2	139	P4	440		

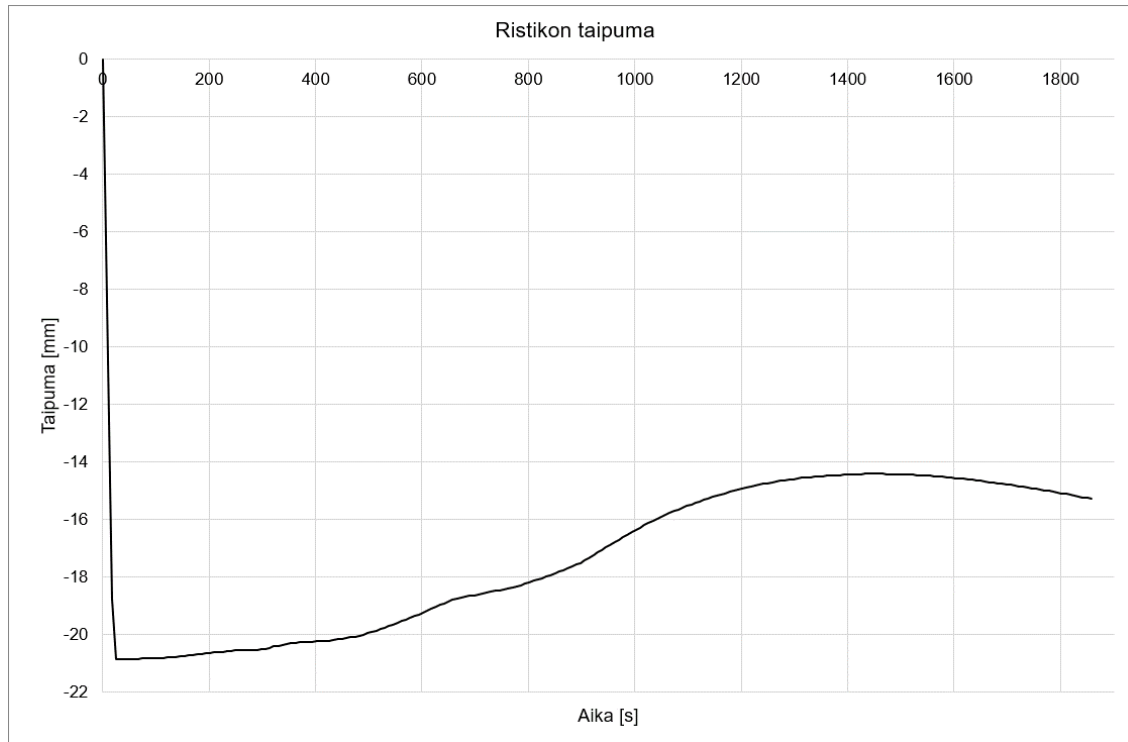
Paikallisen palon rakenneanalyysissä kuormitus tuodaan kehälle 20:n ensimmäisen sekunnin aikana lineaarisesti kuormaa kasvattaen. Tämän jälkeen kuormitus saavuttaa mitoitusarvonsa ja kuormitus pidetään vakiona laskennan loppuun asti. Tämä kuorman kasvattaminen laskennan alussa tehdään mallin konvergoinnin vuoksi. Tästä kuorman kasvattamisesta johtuu myös taipuma-/siirtymäkuvaajien alussa tapahtuvat nopeat taipumien/siirtymien kehittymiset sekä vastaavasti voimasuureiden kuvaajien alussa tapahtuvat nopeat voimien kehittymiset.

Kuvassa 27 on esitetty ristikon taipuma ala- ja yläpaarteesta mitattuna, kun palo on sijoitettuna kehän keskelle. Kuvaajista voidaan havaita, että ala- ja yläpaarteiden kuvaajat poikkeavat merkittävästi toisistaan. Tämä johtuu siitä, että ristikon taipuman lisäksi alapaarre lähtee taipumaan alaspäin epätasaisen lämpötilajakauman vaikutuksesta ja ristikon jäähtyessä alapaarteeseen muodostuu taipuma ylöspäin.



Kuva 27. Ristikön taipuma, kun palo keskellä.

Kuvassa 28 on esitetty vastaavasti ristikon taipuma, kun palo on sijoitettu pilarin viereen. Kyseisessä kuvaajassa on huomioitu pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus laskemalla taipuma pilareiden yläpäiden ja ristikon keskipisteen siirtymien perusteella. Kuvasta voidaan havaita taipuman pienentyvän huomattavasti rakenteen lämpötilan noustessa. Tämä taipuman pienentyminen aiheutuu ristikon lämpölaajenemisen seurauksena ristikon päihin syntyvästä taivutusmomentista.



Kuva 28. Ristikon taipuma, kun palo pilarin vieressä.

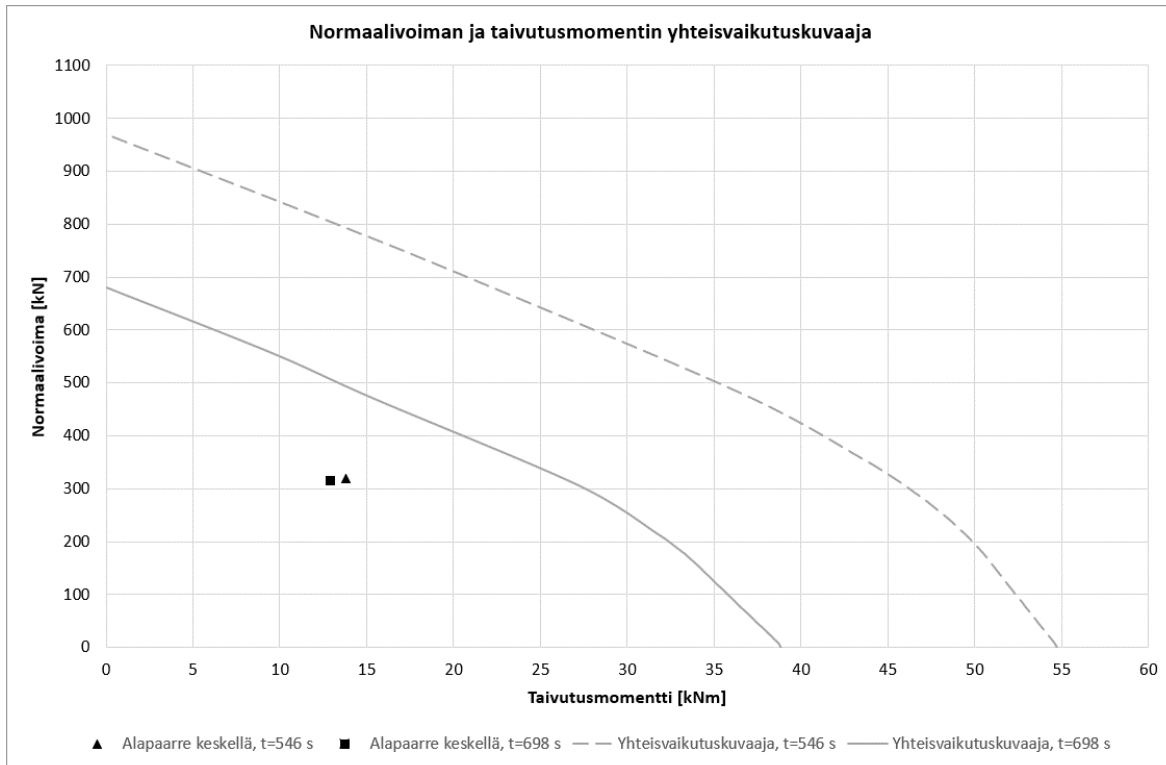
Molemmissa paikallisen palon tapauksissa testausstandardin EN 13501-2 [10] mukainen taipumanopeus pysyy suurimmillaankin hyvin pienenä, taipumanopeuden pysyessä alle 3,5 mm/min. Näin ollen raja-arvoa 24,44mm/min ei missään vaiheessa saavuteta.

Taulukossa 6 on esitettyä eri rakenneosien maksimivoimasuureita sekä samalta ajanhetkeltä myös muut voimasuureet kyseisestä kohdasta, kun palon on sijoitettu kehän keskelle. Pilarin yläpään voimasuureet ovat ristikon alapäärteen ja pilarin liitoksen kohdalta.

Taulukko 6. Rakenneosien voimasuureita, kun palo keskellä.

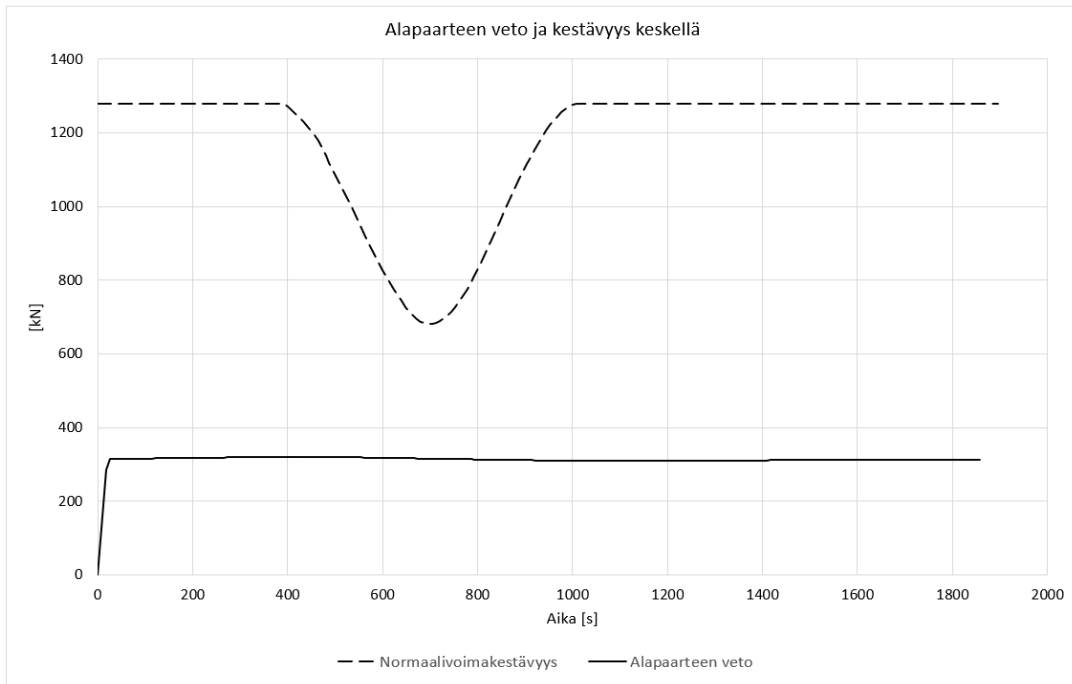
Rakenneosa	Max/min N [kN]	Vastaava M [kNm]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapäärte keskellä	320,45	12,483	-0,22	410
Pilarin alapää, vasen	-161,59	2,82	-1,14	26
Pilarin alapää, oikea	-132,46	8,68	4,30	26
Pilarin yläpää, vasen	129,96	-23,00	6,90	442
Pilarin yläpää, oikea	130,48	-30,25	9,49	538
Rakenneosa	Max/min M [kNm]	Vastaava N [kN]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapäärte keskellä	13,83	319,07	-0,13	546
Pilarin alapää, vasen	6,01	-160,72	-2,9	722
Pilarin alapää, oikea	21,01	-132,45	11,13	722
Pilarin yläpää, vasen	-31,496	-129,96	9,69	722
Pilarin yläpää, oikea	-34,476	-130,47	10,94	722

Kuvassa 29 on esitettyä alapaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ristikon keskeltä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=546$ sekuntia. Ajanhetki $t=698$ sekuntia edustaa hetkeä, jolloin rakenteen lämpötila on korkeimmillaan ja siten kestävyys pienimmillään. Ajanhetki $t=546$ sekuntia taas hetkeä, jolloin taivutusmomentti on suurimmillaan.



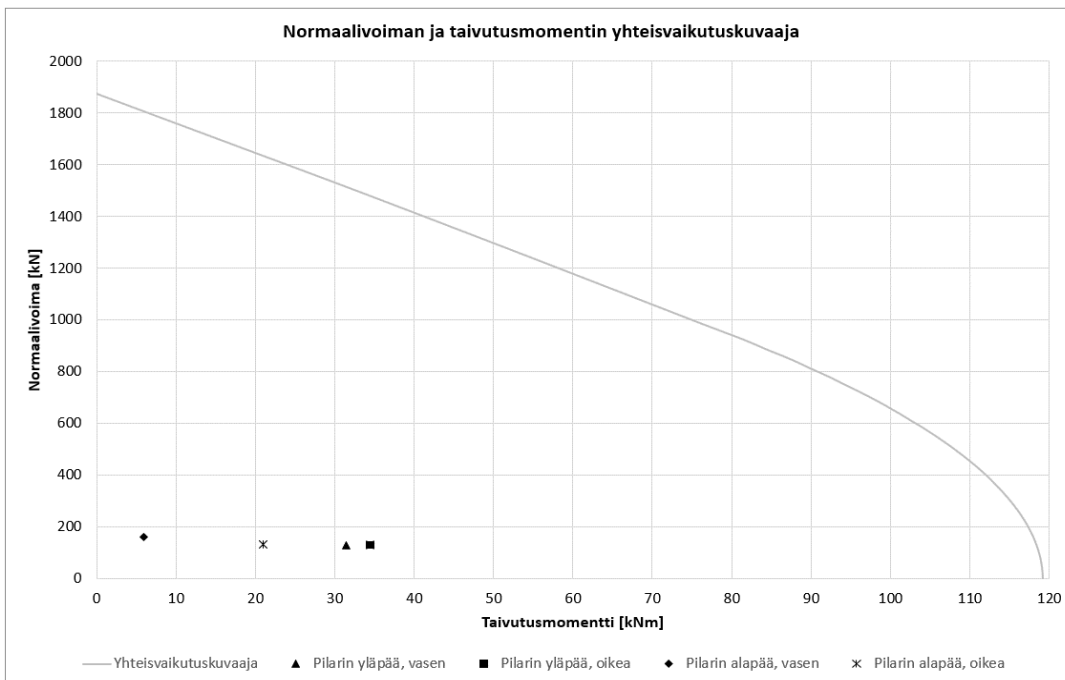
Kuva 29. Alapaarteen yhteisvaikutuskuvaajat keskeltä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=546$ sekuntia sekä palo on sijoitettu keskelle.

Alapaarteen normaalivoimassa ei tapahdu merkittävää muutosta laskennan aikana, arvon ollessa 315 ± 5 kN. Alapaarteen normaalivoimakuvaaja on esitettyä kuvassa 30. Kuvassa 30 on esitetty myös alapaarteen normaalivoimakestävyys ajan funktiona. Kyseinen kestävyys on laskettu huomioiden epätasainen lämpötilajakauma.



Kuva 30. Alapaarteiden normaalivoimakestävyys ja vetorasitus ristikon keskellä, kun palo keskellä.

Kuvassa 31 on esitetty pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja sekä rasitukset pilareiden alapäästä ja yläpäästä ristikon alapaarteiden ja pilarin liitoksen tasolta, kun palo on sijoitettu keskelle. Pilarin lämpötila pysyy koko palon ajan niin alhaisena, ettei lämmön nousulla ole vaikutusta kuvaajaan. Kyseiset rasitukset on esitetty ajanhetkellä $t=722$ sekuntia, jolloin sekä yläpään, että alapään taivutusmomentit ovat suurimmillaan. Kuvasta voidaan havaita, että pilarin ja ristikon alapaarteiden liitoksen kohdalle muodostuu pilarin alapäästä suurempi taivutusmomentti ristikon lämpölaajenemisen ja taipuman seurauksena.



Kuva 31. Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja, kun palo keskellä ja $t=722$ sekuntia.

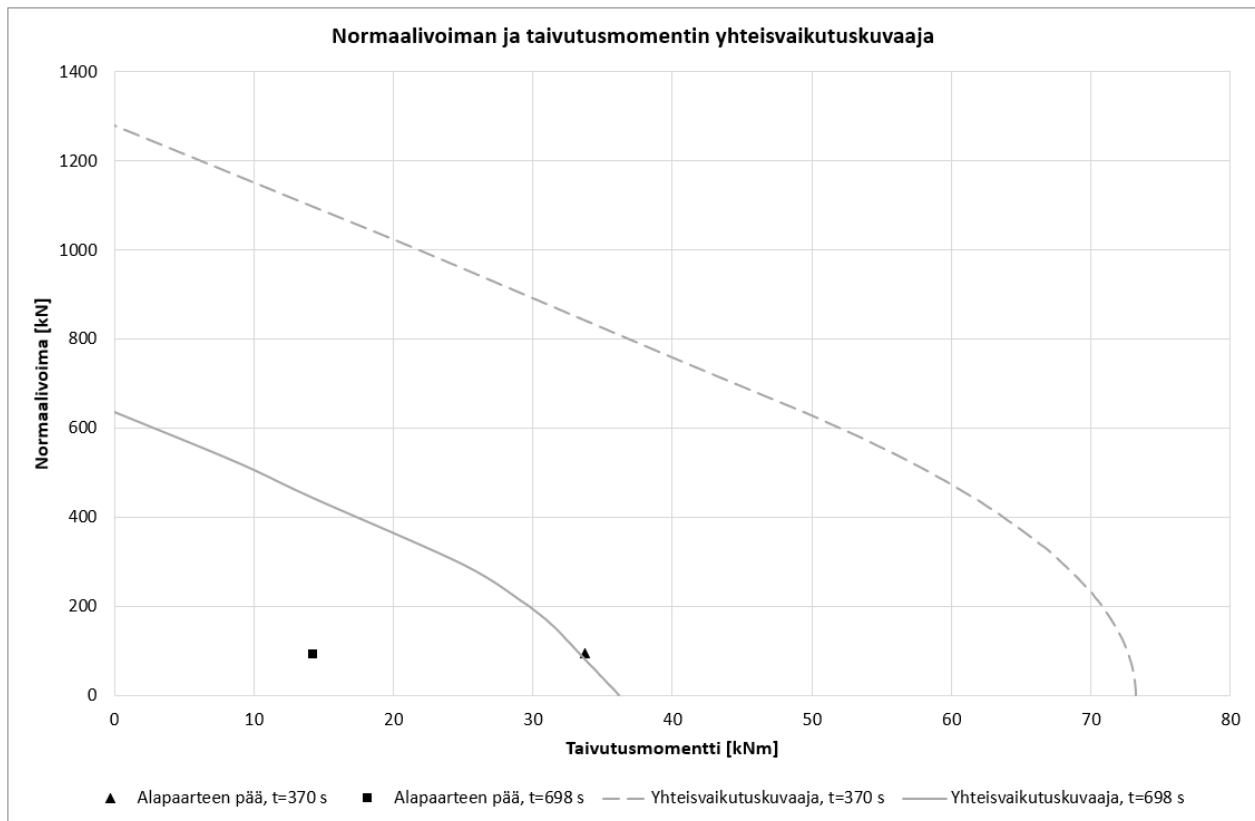


Taulukossa 7 on esitettyä eri rakenneosien maksimivoimasuureita sekä samalta ajanhetkeltä myös muut voimasuureet kyseisestä kohdasta, kun palon on sijoitettu pilarin viereen. Pilarin yläpään voimasuureet ovat ristikon alapaarten ja pilarin liitoksen kohdalta. Pilarin vasemman puolen arvot edustavat arvoja palon puoleisesta pilarista.

Taulukko 7. Rakenneosien voimasuureita, kun palo pilarin vieressä.

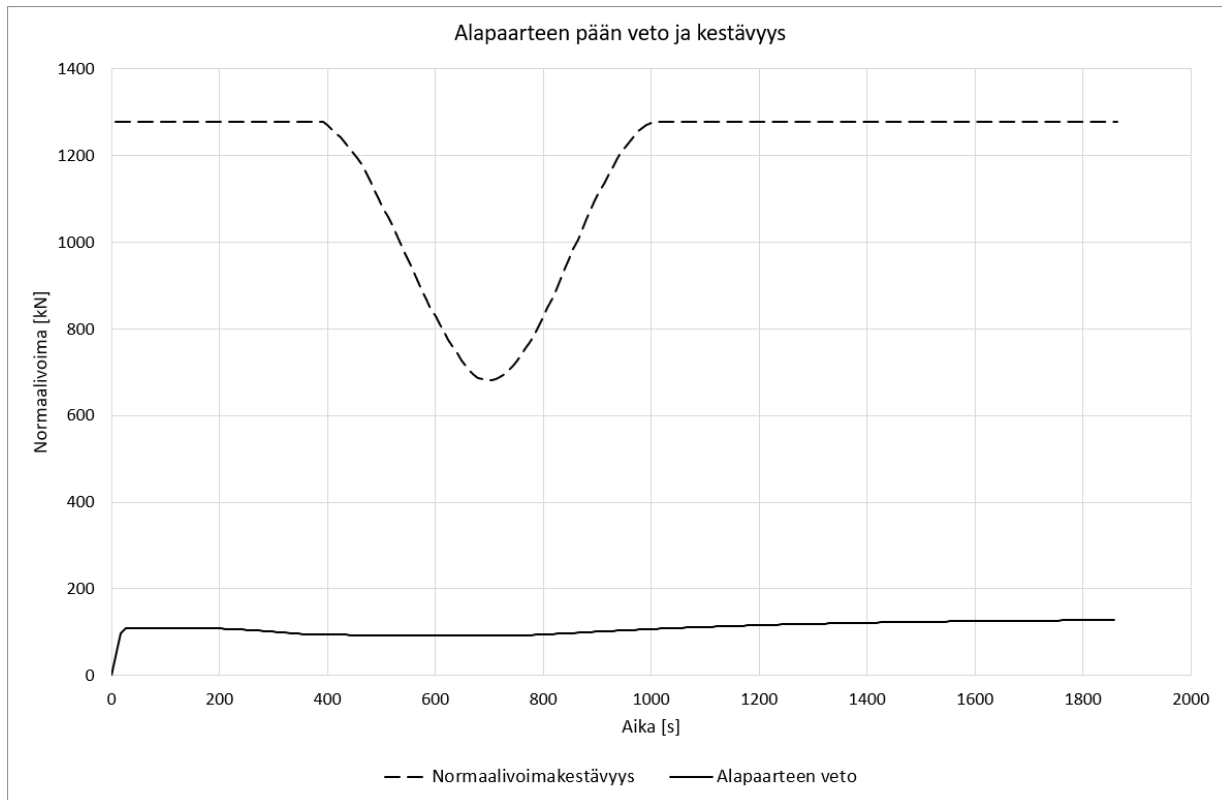
Rakenneosa	Max/min N [kN]	Vastaava M [kNm]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapaarre pilarin vieressä	127,56	-7,25	1,67	1858
Pilarin alapää, vasen	-135,25	-51,67	5,55	434
Pilarin alapää, oikea	-134,31	-6,79	-2,98	1842
Pilarin yläpää, vasen	-133,28	-80,53	5,23	434
Pilarin yläpää, oikea	-132,32	-8,16	-2,89	1842
Pilarin keskellä, vasen	-134,05	-69,60	6,98	482
Rakenneosa	Max/min M [kNm]	Vastaava N [kN]	Vastaava V [kN]	Aika [s]
Alapaarre pilarin vieressä	33,69	94,57	-8,96	370
Pilarin alapää, vasen	61,99	-130,07	4,28	1858
Pilarin alapää, oikea	-13,34	-129,60	-7,41	722
Pilarin yläpää, vasen	-83,59	-133,17	6,81	570
Pilarin yläpää, oikea	23,76	-127,62	-7,33	722
Pilarin keskellä, vasen	-69,60	-134,05	6,98	482

Kuvassa 32 on esitettyä alapaarten normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajat ristikon päästä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=370$ sekuntia sekä palo on sijoitettu pilarin viereen. Ajanhetki $t=698$ sekuntia edustaa hetkeä, jolloin rakenteen lämpötila on korkeimmillaan ja siten kestävyys pienimmillään. Ajanhetki $t=370$ sekuntia taas hetkeä, jolloin taivutusmomentti on suurimmillaan.



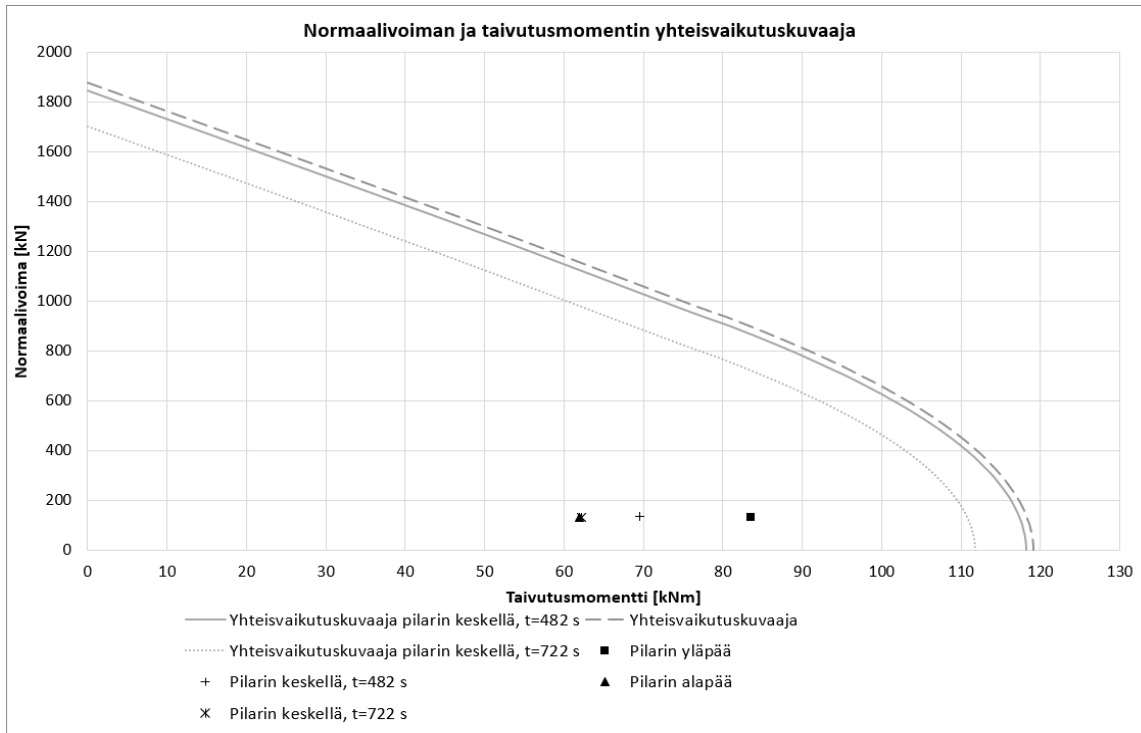
Kuva 32. Alapaarteen yhteisvaikutuskuvaajat ristikon päässä, kun $t=698$ sekuntia ja $t=370$ sekuntia sekä palo on sijoitettu pilarin viereen.

Alapaarteen normaalivoimakuvaja on esitettyä kuvassa 33. Alapaarteen normaalivoima on ristikon päässä huomattavasti pienempi kuin ristikon keskellä. Ristikon keskelle ei kuitenkaan synny yhtä merkittävää taivutusmomenttia kuin ristikon päähän eikä lämpötila nouse keskellä niin paljon, että sillä olisi vaikutusta myötörajaan. Tämän vuoksi kuvassa 33 esitetty yhteisvaikutuskuvaaja on esitetty kohdasta, jossa alapaarteen lämpötila sekä myös taivutusmomentti on suurimmillaan. Palon ollessa sijoitettu pilarin viereen, alapaarteen normaalivoimassa tapahtuu suurempaa vaihtelua kuin palon ollessa keskellä, arvon ollessa alapaarteen päässä 109 ± 18 kN. Alapaarteen normaalivoiman kehittyminen on esitetty kuvassa 33. Lisäksi kuvassa 33 on esitetty myös alapaarteen normaalivoimakestävyys ajan funktiona.



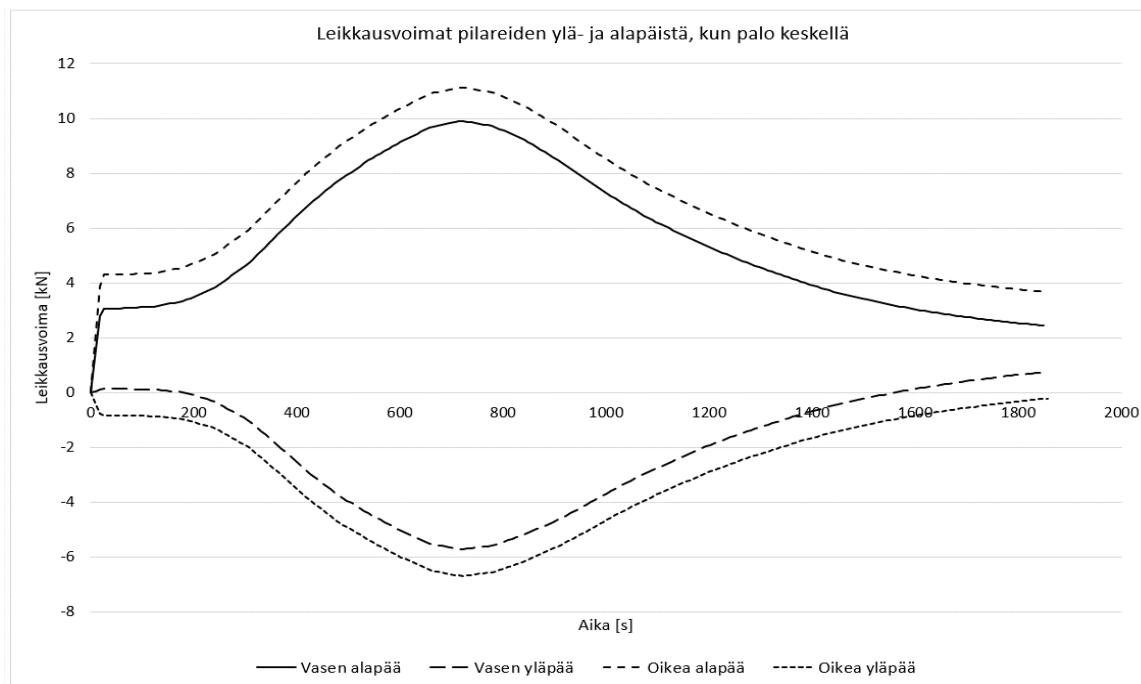
Kuva 33. Alapaarteen normaalivoimakkestävyys ja veto ristikon päässä, kun palo pilarin vieressä.

Kuvassa 34 on esitetty pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajia sekä rasitukset palon puoleisen pilarin alapäästä ja yläpäästä ristikon alapaarteen ja pilarin liitoksen tasolta sekä pilarin keskeltä, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen. Pilarin alapään lämpötila nousee korkeimmillaan 385 °C:seen ja yläpään korkeimmillaan 367 °C:seen. Näin ollen lämpötilan nousulla ei ole vaikutusta yhteisvaikutuskuvaajaan. Tämä kuvaaja on esitettyä katkoviivalla ja pilarin ala- sekä yläpään rasituksia voidaan verrata tähän kuvaajaan. Pilarin keskeltä on esitettyä yhtenäisellä viivalla yhteisvaikutuskuvaaja ajanhetkellä $t=482$ sekuntia, joka vastaa ajanhetkeä, jolloin taivutusmomentti sekä myös normaalivoima ovat suurimmillaan. Pisteviivalla on esitettyä yhteisvaikutuskuvaaja ajanhetkellä $t=722$ sekuntia, jolloin pilarin lämpötila on suurimmillaan. Näitä ajanhetkiä vastaavat rasitukset on myös esitetty kuvassa.



Kuva 34. Pilarin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja, kun palo pilarin vieressä.

Kuvassa 35 on esitettyä leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä, kun palo on sijoitettu kehän keskelle. Kuvaajista voidaan havaita, että leikkausvoimat kasvavat myös toiminnallisen palomitoituksen tapauksessa paloaltistuksen aikana moninkertaisiksi verrattuna normaali lämpötilaan, mutta pysyvät tästä huolimatta hyvin maltillisina koko palon ajan.



Kuva 35. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä, kun palo keskellä.

Kuvassa 36 on esitettyä leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä, kun palo on sijoitettu pilarin viereen. Kuvaajista voidaan havaita, että leikkausvoimissa tapahtuu suurta vaihtelua palon aikana, mutta leikkausvoimat pysyvät kuitenkin maltillisina myös tässä tapauksessa.

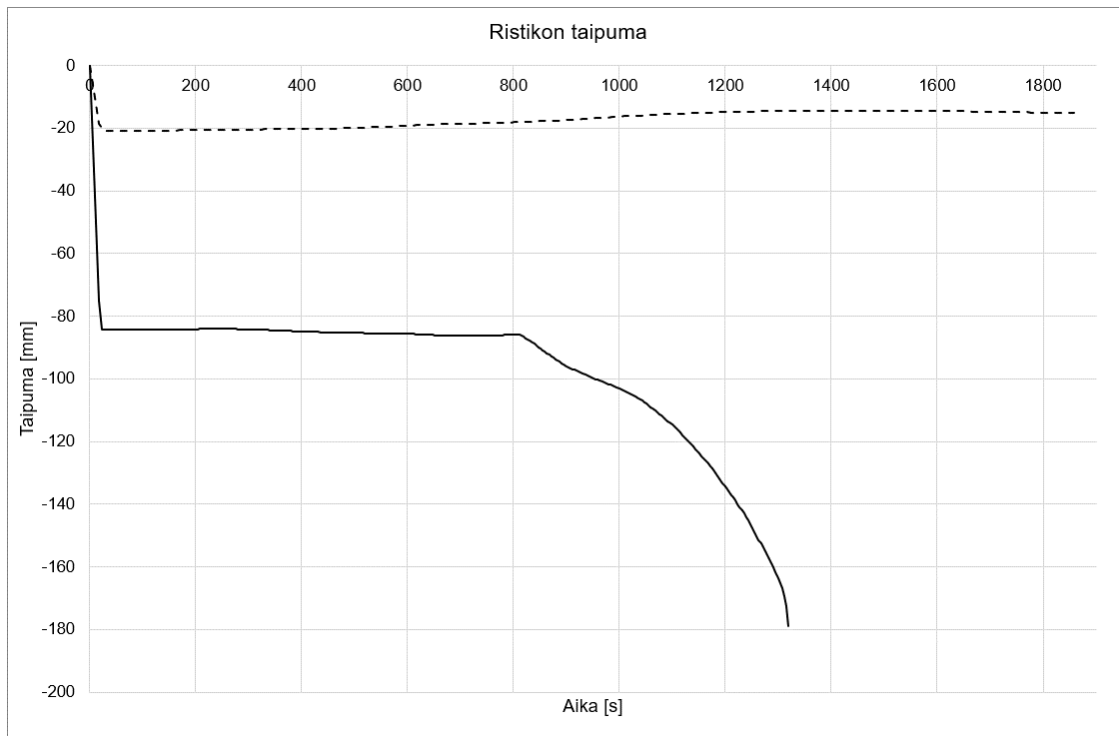


Kuva 36. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäissä, kun palo pilarin vieressä.

Jäähtymisvaiheen sortuma

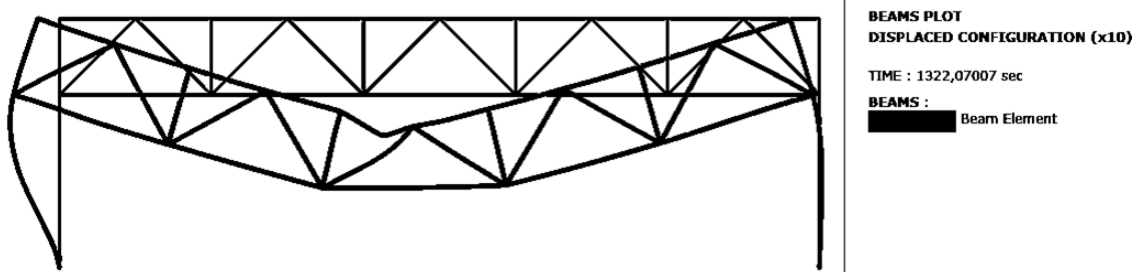
Rakenteen toimintaa tutkittiin myös korottamalla rakenteen kaikkia kuormituksia samalla kertoimella. Rakenteeseen kohdistuva palorasitus ja rakenneosien profiilit ja siten myös rakenneosien lämpötilat ja niiden kehittyminen olivat täysin samat kuin edellä esitetyissä paikallisen palon mallissa.

Tapauksessa, jossa rakenteen kuormitus on kasvatettu 4-kertaiseksi ja palo on sijoitettu pilarin viereen rakenteen sortuma aiheutui rakenteen jäähtymisvaiheen aikana. Kuvassa 37 on esitettyä ristikon taipuma kyseisestä tarkastelusta. Taipuma lähtee laskemaan n. 811 sekunnin kohdalla, jolloin rakenteen jäähtyminen on jo alkanut, ja laskenta loppuu 1322 sekunnin kohdalle. Kuvassa on esitettyä myös vertailuna katkoviivalla taipuman kuvaaja palotilanteen mitoituskuormalla. Kuvaajissa on huomioitu pilareiden lämpölaajenemisen vaikutus.



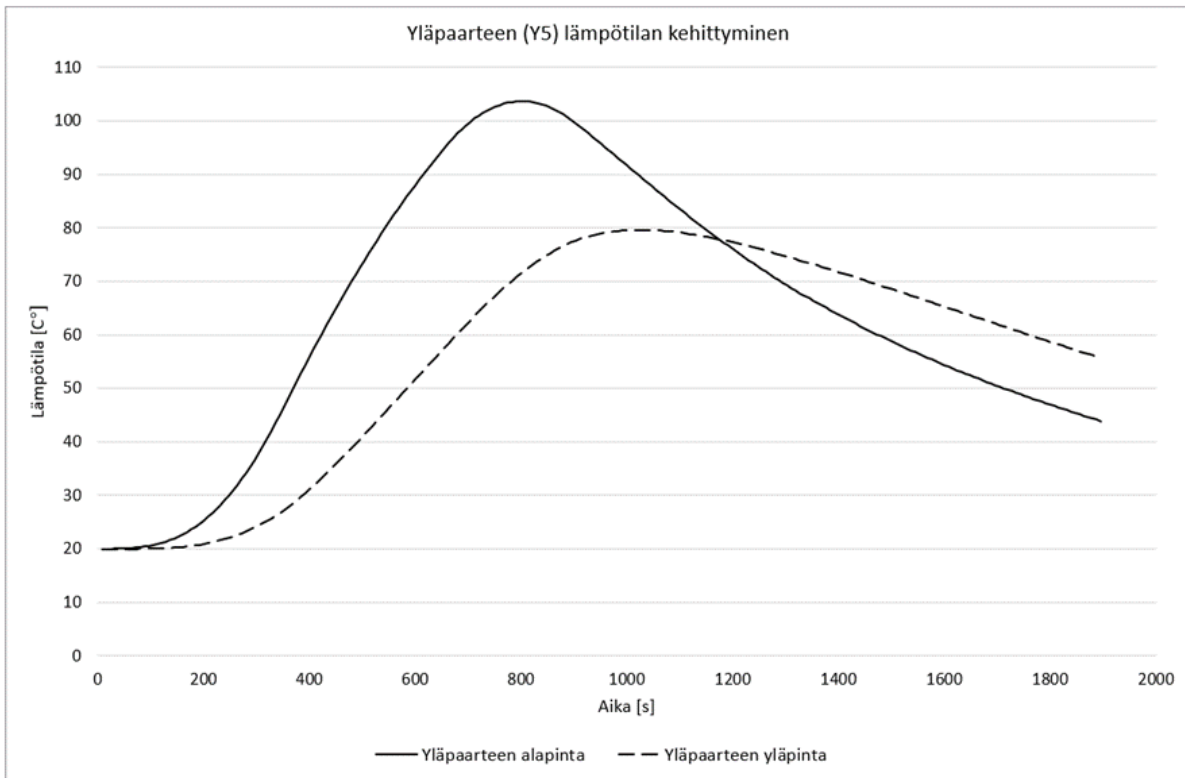
Kuva 37. Ristikon taipuman kuvaaja, kun palo sijoitettu pilarin viereen ja kuorma kasvatettu 4-kertaiseksi.

Kuvassa 38 on esitetty rakenteen siirtymätila n. 1322 sekunnin kohdalla 10-kertaiseksi skaalattuna. Kuvasta voidaan havaita yläpaarteen nurjahtaminen rakenteen sortumahetkellä.

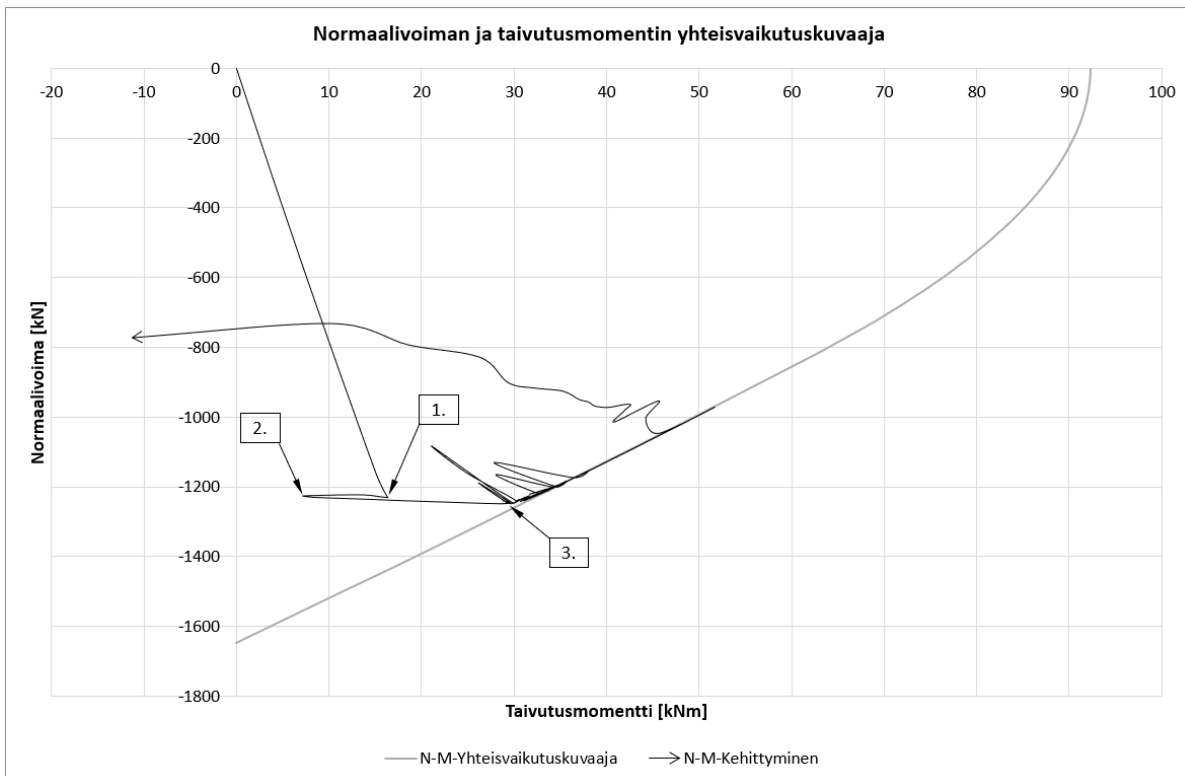


Kuva 38. Rakenteen siirtymätila 1322 sekunnin kohdalla.

Kuvassa 39 on esitetty yläpaarteen lämpötilan kehittyminen kehän keskeltä. Kuvassa esitetyistä kuvaajista voidaan havaita lämpötilan pysyvän koko paloajan hyvin matalana teräksen lujuusominaisuuksien kannalta eikä myötörajan pienenemistä tapahdu. Näin ollen kuvassa 39 esitetty yhteisvaikutuskuvaaja pysyykin samana koko laskennan ajan.



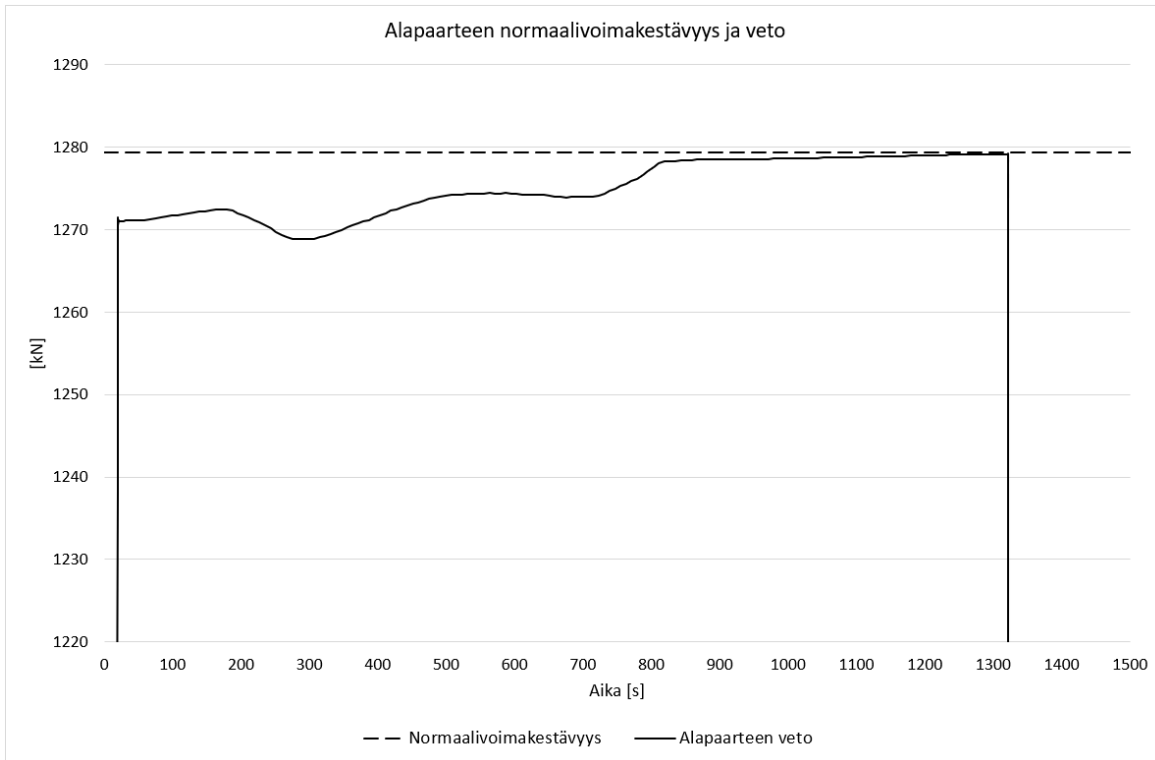
Kuva 39. Yläpaarteen lämpötilan kehittyminen kohdassa, jossa nurjahtaminen tapahtuu.



Kuva 40. Yläpaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja sekä normaalivoiman ja taivutusmomentin kehittyminen.

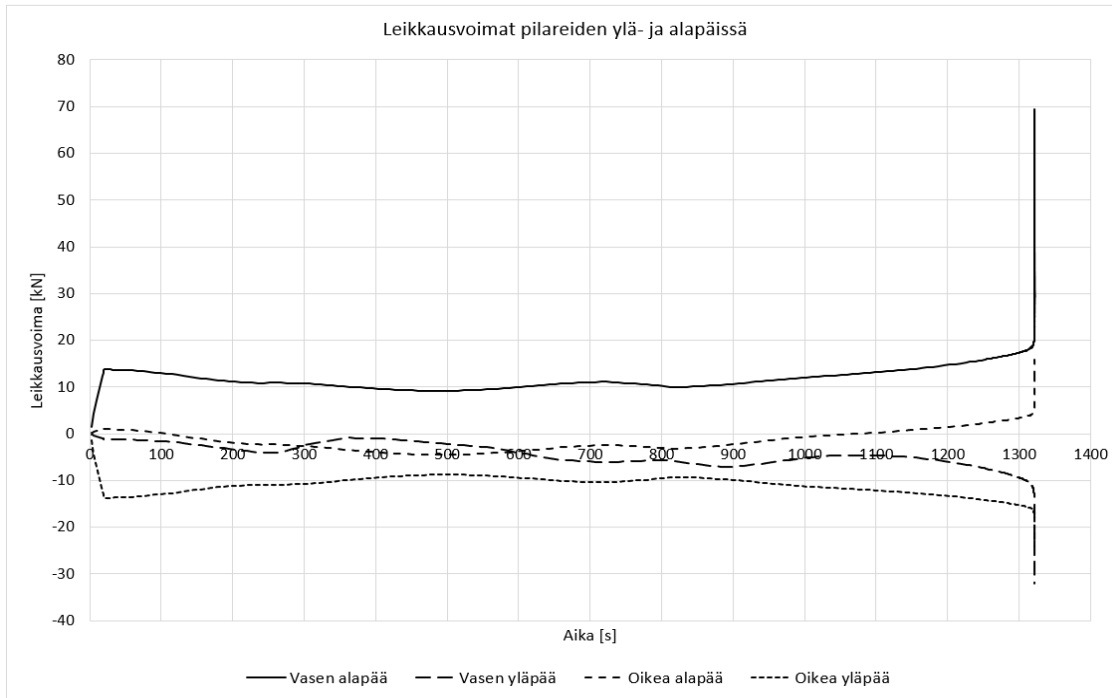
Kuvassa 40 on esitetty yläpaarteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaaja kohdasta, jossa tapahtuu yläpaarteen nurjahtaminen. Kuvaajan alussa lineaarinen normaalivoiman ja taivutusmomentin kasvu pisteeseen 1 asti

aiheutuu kuorman kasvattamisesta 20 sekunnin aikana. Tämän jälkeen normaalivoima pysyy lähes vakiona, mutta taivutusmomentti pienenee (kuvaajassa välillä 1-2) n. 700 sekuntiin asti rakenneosien lämmitessä. Tämän jälkeen rakenneosien jäähtyessä taivutusmomentti lähtee kasvamaan (kuvaajassa välillä 2-3) n. 1321 sekuntiin asti normaalivoiman kasvaessa vain hieman, jonka jälkeen tuloksissa alkaa esiintymään kuvaajassa (kohdan 3 jälkeen) nähtävää ”heilumista” rakenteen sortuman johdosta. Normaalivoiman ja taivutusvoiman kehittyminen seuraa kuitenkin (kohdan 3 jälkeen) pääosin normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuskuvaajaa. Normaalivoima vaihtelee ennen kuvaajassa esitettyä pistettä 3 välillä -1223...-1248 kN ja taivutusmomentti vastaavasti välillä 7...29 kNm. Kuvassa 41 esitetystä alapaarteen normaalivoimakuvaajasta voidaan havaita, että myös alapaarteen veto lähes saavuttaa kestävyiden raja-arvon ennen sortumaa.



Kuva 41. Alapaarteen normaalivoimakestävyys ja veto ajan funktiona kehän keskeltä, kun palo on sijoitettuna pilarin viereen ja kuorma on kasvatettu 4-kertaiseksi.

Kuvassa 42 on esitettyinä leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäistä. Kuvaajista voidaan havaita, ettei leikkausvoimissa tapahdu suurta vaihtelua palon aikana. Lisäksi leikkausvoimat pysyvät maltillisina myös tässä tapauksessa.

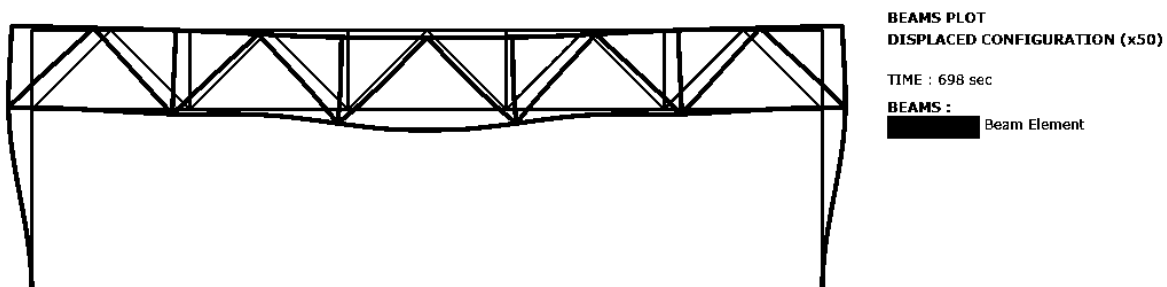


Kuva 42. Leikkausvoimat pilareiden ylä- ja alapäässä.

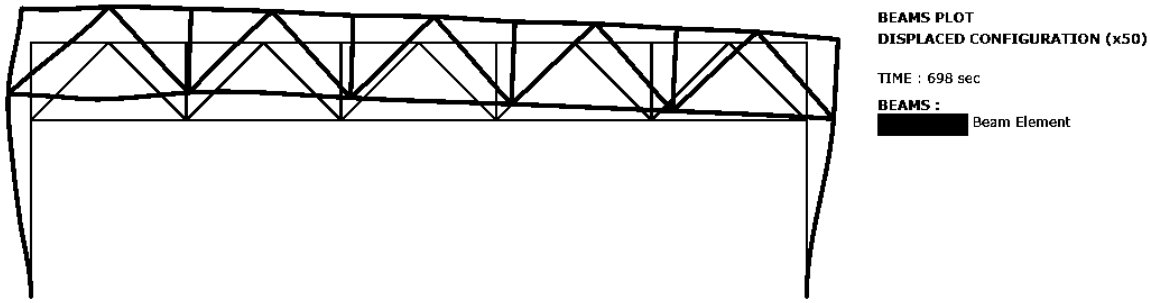
Lämpötilaeron ja epätasaisen lämpötilajakauman vaikutukset

Aiemmin läpi käydyistä palotilanteista tehtiin Safirilla myös laskentamallit, joissa rakenteella ei ole ollenkaan kuormitusta. Näin ollen laskentamalleista saadaan tuloksina pelkästään lämpötilaerojen ja epätasaisen lämpötilojen aiheuttamat rasitukset.

Kuvissa on 43 ja 44 on esitettyä kehän siirtymätilat 50-kertaisella skaalalla paikallisten palojen tapauksissa ajanhetkellä $t=698$ sekuntia. Molemmista kuvista voidaan havaita pilareiden taipumat ulospäin ristikon lämpölaajenemisen seurauksena sekä alapaarten kaareutumisen alaspäin palon yläpuolella.

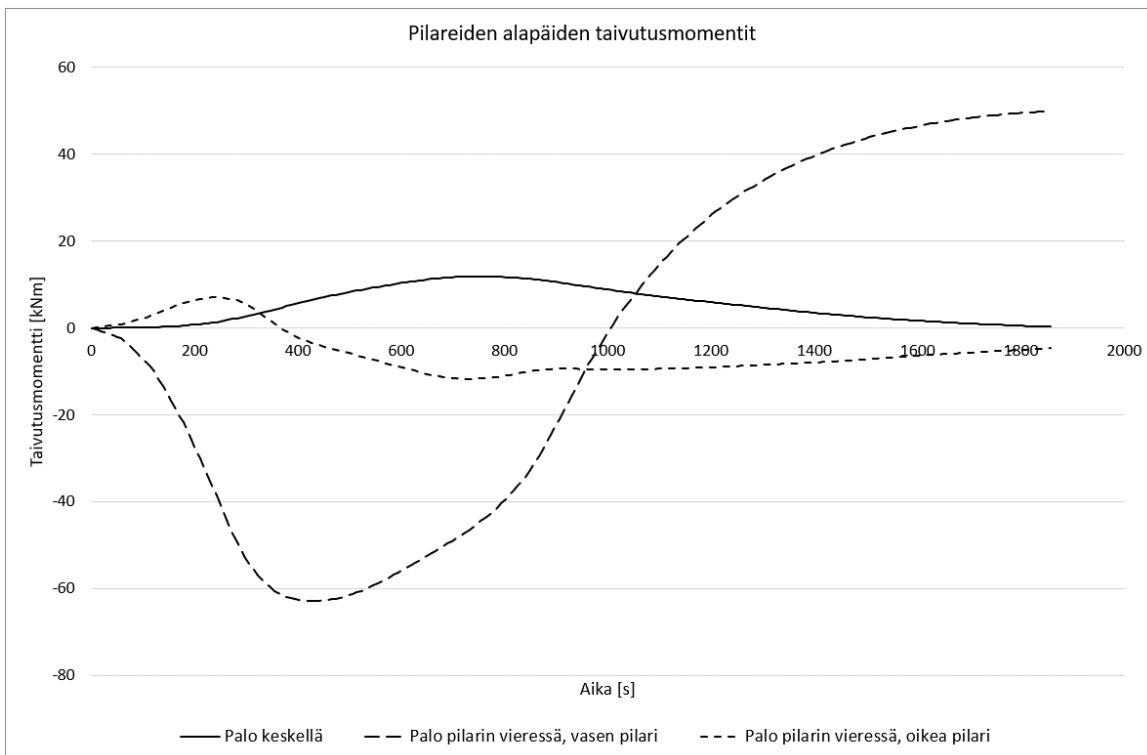


Kuva 43. Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia, kun palo keskellä.



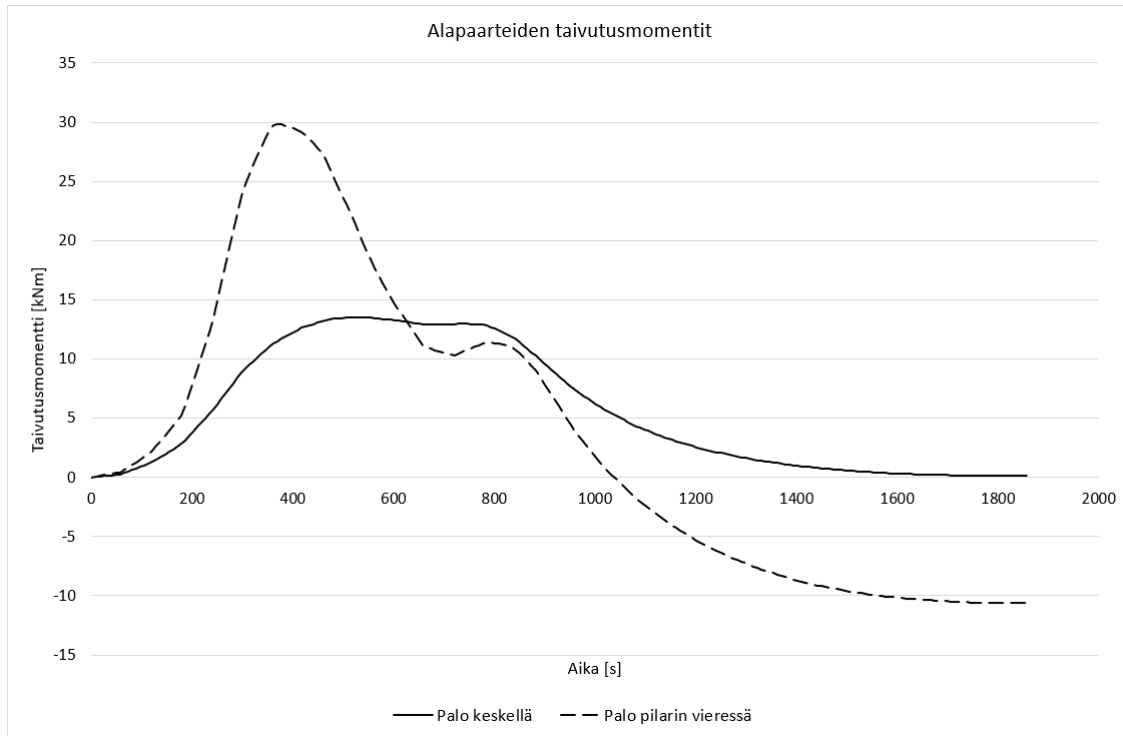
Kuva 44. Kehän siirtymätila ajanhetkellä $t=698$ sekuntia, kun palo pilarin vieressä.

Ristikon lämpölaajenemisen seurauksena pilareihin alkaa muodostua taivutusmomenttia. Palon ollessa sijoitettuna pilarin viereen, pilariin muodostuu myös merkittävästi epätasainen lämpötilajakauma, jonka seurauksena pilareihin aiheutuu taivutusmomenttia. Epätasaisen lämpötilajakauman aiheuttama taivutusmomentti on kuitenkin vastakkaisuuntainen ristikon lämpölaajenemisen aiheuttaman taivutusmomentin kanssa. Tästä huolimatta merkittävin taivutusmomentti muodostuu palon ollessa sijoitettuna pilarin viereen. Pilarin alapäähän muodostuva taivutusmomentti on merkittävä niin pilarin kestävyuden kuin liitoksenkin kestävyuden kannalta ja myös liitosten kestävyudet palotilanteessa tulee tarkastaa. Kuvassa 45 on esitettyä pilareiden taivutusmomenttien kehittyminen ajan funktiona paikallisten palojen tapauksissa.



Kuva 45. Pilareiden alapäiden taivutusmomentit paikallisten palojen tapauksissa.

Kuvassa 46 on esitetty alapaarteiden taivutusmomenttien kehittyminen ajan funktiona. Kuvaajat on esitetty alapaarten päästä palon yläpuolelta tapauksessa, jossa palo on sijoitettuna pilarin viereen. Tapauksessa, jossa palo on keskellä, kuvaaja on esitetty alapaarten keskeltä palon yläpuolelta. Myös näistä kuvaajista voidaan havaita, että epätasaisista lämpötilajakaumista voi muodostua merkittäviäkin taivutusmomenteja.



Kuva 46. Alapaarteiden taivutusmomentit.

Tulosten analysointi

Standardipalo

Rakenneosakohtaisessa standardipalomitoituksessa lyhyimmäksi kriittiseksi ajaksi saatiin 956 s (taulukko 3). Tarkasteltaessa koko kehän toimintaa Safirilla standardipalon alaisena laskenta loppui 989 sekunnin kohdalle. Safir huomioi myös lämpölaajenemisen ja lämpötilaerojen vaikutuksesta syntyvät kuormanvaikutukset, mutta myös rakenteen yhteistoiminnan ja mahdollisen kuormien uudelleen jakautumisen.

Testausstandardin EN 13501-2 [10] mukaiseksi taipuman raja-arvoksi saadaan kyseiselle rakenteelle 550 mm ja taipumanopeuden raja-arvoksi 24,44 mm/min. Standardin mukaan molempien ehtojen tulee täyttyä, että rakenne luokitellaan sortuneeksi. Taipumanopeuden raja-arvo saavutetaan n. 800 sekunnin kohdalla kuvan 11 mukaisesti. Taipuman raja-arvo saavutetaan samassa ajassa kuin laskenta loppuu eli 989 sekunnin kohdalla, jolloin taipuma on 618 mm. 988 sekunnin kohdalla taipuma on 389 mm ja näin ollen alittaa vielä raja-arvon. Sovellettaessa palokokeita käsittelevää standardia tarkasteltavassa tapauksessa, voidaan sen perusteella rakenteen palonkestoajaksi tulkita 988 sekuntia. Kyseessä on kuitenkin rakennustuotteiden ja rakennusosien palonkestävyysskojeita standardipalossa käsittelevän standardin asettamat raja-arvot palonkestävyysskojeiden tuloksiin perustuvalle paloluokitukselle. Näitä raja-arvoja suuremmat taipumat saattavat ollakin hyväksyttäviä.

Alapaarteen lämpötilaksi ajassa 988 sekuntia saadaan n. 689 °C:ta, jota vastaa myötörajan pienennyskerroin 0,2564. Tällöin alapaarteen vetokestävyydeksi saadaan 327,9 kN:a käsinlaskennalla SSAB:n rakenneputket käsikirjassa [28] esitettyjä poikkileikkaussuureita käyttäen. Ristikon keskellä alapaarteen vetokapasiteetti saavutetaan 988 sekunnin kohdalla (kuva 12). Yläpaarteen lämpötila on alapaarteen lämpötilaa pienempi ja normaalivoimakestävyys alapaartetta suurempi suuremman profiilin vuoksi eikä puristuskestävyys näin ollen ylity.



Tehtyjen tarkastelujen perusteella Safirilla saadaan tarkastellulla rakenteella hieman pidempi palonkesto-aika, eron ollessa 32 sekuntia. Näin ollen molemmilla menetelmillä laskettuna tarkastellun rakenteen voidaan todeta täyttävän R15-vaatimuksen.

Toiminnallinen palomitoitus

Hyväksymiskriteerinä kyseiselle rakenteelle voidaan pitää ympäristöministeriön asetuksessa [1] esitetyn taulukon perusteella rakenteen sortumattomuutta 30 minuutin palon aikana toiminnallista palomitoitusta käytettäessä. Mitoituspalona tarkastelussa käytetyn paikallisen palon kesto on n. 15 minuuttia, joten rakenteen tulee kestää koko palo-aika sekä jäähtymisvaihe sortumatta. Eurokoodi edellyttää tarkastelemaan myös rakenteen siirtymätilaa mahdollisena murtorajatilana. Rakennetta ei ole palosuojattu eikä se liity osastoiviin rakenteisiin, joten rakenteen siirtymiä ei ole tarpeen rajoittaa näiden tekijöiden vuoksi. Rakenteen siirtymiä tulee kuitenkin tarkastella rakenneosien yhteensopivuuden varmistamiseksi. Rakenteen siirtymät ja taipumat molemmissa paikallisen palon tapauksissa ovat maltillisia (kuvat 27 ja 28) eikä näin ollen myöskään suuria kiertymiä rakenteenosien välillä tapahdu tarkastelluissa palotilanteissa.

Tarkastelemalla taulukoissa 4 ja 5 esitettyjä profiilien maksimilämpötiloja voidaan havaita, että lämpötilalla on vaikutusta rakenneosien myötörajaan ainoastaan palon välittömässä läheisyydessä. Kuitenkin esitetyn lämpölaajenemisen seurauksena rakenneosiin muodostuu ajanhetkellä $t=0$ suurempia rasituksia.

Palon lähetyvillä olevista rakenneosista esitettiin voimasuureiden ja kestävyyskuvaajia, joiden perusteella näiden rakenneosien kapasiteetit eivät ylitä missään vaiheessa. Myös muiden rakenneosien rasitukset pysyvät koko laskennan ajan kestävyyskuvaajia pienempinä, epäsuorista ja välillisistä kuormanvaikutuksista huolimatta. Myös Safirin laskenta loppuisi ennenaikaisesti, mikäli rakenneosan/rakenteenosien kapasiteetit ylittyisivät ja rakenteelle ei löytyisi enää tasapainoa. Kuvissa 35 ja 36 esitettyjen pilarin ala- ja yläpäähän leikkausvoimien kuvaajien perusteella liitoksissa vaikuttavat leikkausvoimat pysyvät koko palon ajan hyvin maltillisina.

Palon ollessa kehän keskellä, liitosten lämpötilat pysyvät hyvin alhaisina koko palotilanteen ajan. Liitosten lämpötila pysyy myös rakenneosien lämpötilaa alhaisempina suuremman materiaalmäärän vuoksi. Yläpaarten lämpötila on maksimissaan 96 °C:ta ja alapaarten 85 °C:ta. Palon ollessa sijoitettuna pilarin viereen, yläpaarten lämpötila nousee 300 °C:een ja pilarin lämpötila yläpaarten tasolla 258 °C:een. Mikäli liitoksessa käytettäisiin kahta 8.8 lujuusluokan M16 pulttia ja liitosalueen lämpötilana yläpaarten lämpötilaa, saadaan liitoksen kapasiteetiksi 300 °C:ssa 78,5 kN. Liitoksessa vaikuttava leikkausvoima on koko laskennan aikana enimmillään 13,1 kN ajanhetkellä $t=712$ sekuntia, joten pulttien leikkauskestävyys ei rajoita liitoksen kestävyyttä. Lisäksi liitoksen lämpötila on todellisuudessa hieman tätä pienempi. Liitoksen kapasiteettia saattaa kuitenkin rajoittaa muut murtumismuodot.

Näiden aiemmin esitettyjen tulosten perusteella kyseisen rakenteen voidaan katsoa täyttävän tarkasteltavalla palotilanteella rakenteiden palotilanteen kestävyyksille asetetut vaatimukset. Esitettyjen tulosten perusteella tarkasteltavassa tapauksessa, käytettäessä toiminnallista palomitoitusta, profiilikoot voisivat olla myös pienempiä kuin käytettäessä standardipaloa palomitoituksen perusteena. Tällöin voitaisiin saada mahdollisesti myös kustannussäästöjä. Tarkastelu tehtiin kuitenkin käyttäen standardipalomitoituksen mukaan määritettyjä profiilikokoja eri palomitoitusmenetelmin saatujen tulosten vertailtavuuden vuoksi. Toiminnallinen palomitoitus voitaisiin tehdä myös käyttäen normaalilämpötilan mitoituksen perusteella saatavia profiilikokoja ja tarvittaessa kasvattaa kriittisten profiilien kokoja tai määrittää näille vaadittava palosuojaus saatujen tulosten perusteella.



Yhteenveto

Määräyksissä ja asetuksissa esitetään yleisiä vaatimuksia toiminnallista palomitoitusta koskien sekä se, mitä rakenteita mitoitettaessa tulee ottaa huomioon, kuten epäsuorat ja välilliset kuormanvaikutukset ja siirtymien rajoittaminen rakenneosien yhteensopivuuden varmistamiseksi. Niissä ei kuitenkaan anneta tarkempaa, yksityiskohtaista, ohjeistusta toiminnallisen palomitoituksen suorittamisesta tai vaadittavista tarkasteluista, eikä myöskään rakenteen taipumille ja siirtymille esitetä raja-arvoja. Raportissa on esitetty eri lähteistä löytyviä raja-arvoja rakenteen taipumalle. Rakenteen taipumia ja siirtymiä sekä niiden rajoittamista tulee kuitenkin tarkastella aina tapauskohtaisesti.

Tuloksissa esitettyjen rakenneosien siirtymien ja voimasuureiden kuvaajista sekä kuvista voidaan havaita, että rakenneosat voivat kokea merkittäviäkin muodonmuutoksia ja rakenneosia rasittavat voimasuureet voivat vaihdella merkittävästi palotilanteessa. Lisäksi rakenneosiin voi palotilanteessa syntyä myös merkittäviä voimia normaalilämpötilan voimasuureisiin verrattuna. Palotilanteessa rakenneosien voimasuureissa ilmenevät muutokset aiheutuvatkin pääosin estetyn lämpölaajenemisen sekä epätasaisten, niin poikkileikkausten sisäisten kuin rakenneosien välisten, lämpötilajakaumien vaikutuksesta. Kuten myös lämpölaajenemisen seurauksena rakenteeseen syntyvien siirtymien ja epäkeskisyyksien vaikutuksesta. Välillisten ja epäsuorien voimasuureiden jättäminen huomioon ottamatta saattaaakin johtaa epäkonservatiivisiin tuloksiin. Ainakin välillisten ja epäsuorien kuormanvaikutusten merkityksettömyys tulee voida osoittaa, mikäli ne jätetään huomioon ottamatta.

Jäähtymisvaiheessa rakenneosien lämpölaajenemiset lähtevät palautumaan, jolloin myös tästä aiheutuu rasituksia rakenneosille mahdollistaen rakenteen sortumisen myös jäähtymisvaiheessa. Näin ollen rakenneosan maksimilämpötilan perusteella määritetty rakenneosan kestävyys ei välttämättä johda aina konservatiivisiin tuloksiin. Jäähtymisvaiheen sortumisesta löytyy myös erinäisiä tutkimuksia [mm. 35, 36]. Myös tämän raportin yhteydessä esitettiin tapaus, jossa rakenteen sortuma aiheutuu jäähtymisvaiheessa. Kyseisessä tapauksessa rakenteen palotilanteen kuormitusta oli kuitenkin korotettu huomattavasti.

Toiminnallisen palomitoituksen avulla on mahdollista saavuttaa parempi ymmärrys rakenteen odotettavissa olevasta ja todenmukaisemmasta käyttäytymisestä palotilanteesta. Myös rakenneosien lämpötilat ja siten vaadittavat palosuojaukset voidaan määrittää tarkemmin. Näin ollen kustannussäästöjen saavuttaminen on mahdollista. Toiminnallisen palomitoituksen ensisijaisena tarkoituksena ei kuitenkaan ole mahdollistaa kustannustehokkaampia rakenteita, vaan rakennuksen riittävän paloturvallisuuden varmentaminen.



Lähteet

- [1] 848/2017 Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta, Ympäristöministeriö, 2017.
- [2] Perustelumuiotio: Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta, Ympäristöministeriö, 2017.
- [3] SFS-EN 1991-1-2, Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset, Suomen standardisoimisliitto, 2003.
- [4] RIL 195-1-2018, Rakenteellinen paloturvallisuus, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL, 2018, ISBN 978-951-758-637-5.
- [5] Kansallinen liite Standardiin SFS-EN 1991-1-2 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden, Ympäristöministeriö, 2007.
- [6] BFS2013:12 BBRAD3, Boverkets författningssamling, 2013.
- [7] SFS-EN 1993-1-2, Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus, Suomen standardisoimisliitto, 2005.
- [8] SFS-EN 1990, Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen standardisoimisliitto, 2002.
- [9] Kansallinen liite Standardiin SFS-EN 1993-1-2 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus, Ympäristöministeriö, 2007.
- [10] SFS-EN 13501-2:2016, Fire classification of construction products and building elements. Part 2: Classification using data from fire resistance tests, excluding ventilation services, Suomen standardisoimisliitto, 2016.
- [11] Rackauskaite E., Kotsovinos P., Jeffers A., Rein G., Computational analysis of thermal and structural failure criteria of a multistorey steel frame exposed to fire, *Engineering Structures* 180 (2019) 524–543.
- [12] Simms W. I., *Fire Resistance Design of Steel Framed Buildings*, SCI, 2012, ISBN 13:978-1-85942-203-8.
- [13] Implementation of Eurocodes, Handbook 5, Design of buildings for the fire situation, Leonardo Da Vinci pilot project CZ/02/B/F/PP-134007, Development of skills facilitating implementation of Eurocodes, 2005.
- [14] TNO Building and construction research, TNO report 2002-CVB-R06144, Netherlands Organization for Applied Scientific Research, 2002.
- [15] Ding J., Wang Y.C., Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints, *Engineering Structures* 29 (2007) 3485-3502.
- [16] SFS-EN 1993-1-1, Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto, 2005.
- [17] Franssen J.-M., Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire, *Fire Safety Journal* 34 (2000) 191-207.
- [18] Wang P, Wang. Y.-C., Li G.-Q., A new design method for calculating critical temperatures of restrained steel column in fire, *Fire Safety Journal* 45 (2010) 349–360.



- [19] Neves C., Valente J. C., Correia Rodrigues J.P., Thermal restraint and fire resistance of columns, *Fire Safety Journal* 37 (2002) 753–771.
- [20] Maria E. M., Garlock, M., Spencer E. Quiel, Plastic axial load and moment interaction curves for fire-exposed steel sections with thermal gradients, *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(6): 874-880.
- [21] Ozyurt E., Wang Y. C., Effects of truss behaviour on critical temperatures of welded steel tubular truss members exposed to uniform fire, *Engineering Structures* 88 (2015) 225–240.
- [22] Ozyurt E., Wang Y. C., Effects of non-uniform temperature distribution on critical member temperature of steel tubular truss, *Engineering Structures* 116 (2016) 95–106.
- [23] Ho H. C., Chung K. F., Wong Y., Structural Fire Engineering Study on Unprotected Long Span Steel Trusses, *Procedia Engineering* 14 (2011) 1132–1139.
- [24] Franssen J.-M., Gernay T., Modeling structures in fire with SAFIR theoretical background and capabilities, *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 8 Issue: 3, pp.300-323, 2017.
- [25] Franssen J.-M., SAFIR. A thermal-structural program for modelling structures under fire, *Engineering Journal*, A.I.S.C. 2005; 42(3): 143-158, 2005.
- [26] https://www.uee.uliege.be/cms/c_2673990/en/safir-free-downloads Luettu 6.11.2019.
- [27] https://www.uee.uliege.be/cms/c_4016390/en/ueenew-safir-publications Luettu 6.11.2019.
- [28] https://www.uee.uliege.be/cms/c_2675362/fr/safir-users Luettu 6.11.2019.
- [29] OZone V3 User Manual, Saatavilla:
https://research.bauforumstahl.de/fileadmin/user_upload/LOCAFI__Deliverable_D1.4_Software_OZone_UK.pdf
- [30] Design of Columns Subject to Localised Fires (LOCAFI-plus), SCI, 2018.
- [31] Brasseur, M., Zaharia, R., Obiala, R., Franssen, J.-M., Hanus, F., Zhao, B., Pintea, D., Sanghoon, H., Vassart, O., Nadjai, A., Scifo, A., Thauvoye, C., Temperature assessment of a vertical steel member subjected to localised fire (LOCAFI), European Commission, 2018.
- [32] Franssen J.-M., Vila Real P., Fire Design of Steel Structures 2nd Edition, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, 2015, ISBN (ECCS): 978-92-9147-128-7.
- [33] SSAB Domex Tube, Rakenneputket, EN 1993 – Käsikirja 2016, SSAB Europe Oy, 2016.
- [34] Hietaniemi J., VTT Palon voimakkuuden kuvaaminen toiminnallisessa paloteknisessä suunnittelussa, VTT JH Working Papers 1, 2007.
- [35] Gernay T., Franssen J.-M., A performance indicator for structures under natural fire, *Engineering Structures* 100 (2015) 94–103.
- [36] Truong Q. V., Pham T. H., Chu T. B., Failure of Building Structural Members During the Cooling Phase of a Fire, *Proceedings of the International Conference on Advances in Computational Mechanics 2017*: 65-77.

ALOHA

Kantavien teräsrakenteiden oletettuun palonkehitykseen perustuva suunnittelu

Osatehtävä A.1

RAPORTTI
7.11.2019



Teräsrakenneyhdistys
Finnish Constructional Steelwork Association



A-INSINÖÖRIT