



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JOONAS KÄRKI  
ANKKUROINTIALUEEN SUUNNITTELU JÄLKIJÄNNITETYSSÄ  
BETONIRAKENTEESSA

Diplomityö

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Talouden ja rakentamisen tiedekuntaneu-  
voston kokouksessa 3. tammikuuta 2018

## TIIVISTELMÄ

**JOONAS KÄRKI:** Ankkurointialueen suunnittelu jälkijännitetyssä betonirakenteessa

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 101 sivua, 56 liitesivua

Toukokuu 2018

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: jälkijännitetty betonirakenne, ankkurointialue, halkaisuvoima

Ankkurointialueen suunnittelu on oleellinen osa jälkijännitettyjen betonirakenteiden suunnittelua. Jännevoima siirretään rakenteeseen erillisten ankkurikappaleiden välityksellä. Alueelle syntyy jännevoiman siirtymisestä suuri paikallinen puristusjännitys, joka ylittää betonin puristuslujuuden arvon. Puristusjännityksen laajentuessa koko rakenteeseen, rakenteen sisään muodostuu poikittaisia vetojännityksiä ja rakenteen pintaan paikallisia jännityshuippuja. Rakenteen ankkurointialue on raudoitettava näitä vastaan betoniraudoitusta käyttäen.

Ankkurointialueet jaetaan muodostuvan jännitystilan mukaan kahdeksi erilliseksi alueeksi. Ankkurikappaleen edessä olevasta alueesta käytetään nimitystä paikallinen alue (local zone). Paikallisen alueen ulkopuolelle jäävää aluetta nimitetään yleiseksi alueeksi (general zone). Vastuu näiden alueiden suunnittelusta jakautuu jännemenetelmän toimitajan ja rakennesuunnittelijan välille.

Työ jakautuu kahteen osaan: kirjallisuusselvitykseen ja laskennalliseen osuuteen. Kirjallisuusselvitysosassa esitetään ankkurointialueen suunnittelussa huomioitavia asioita sekä alueen mitoituksessa käytettäviä laskentakaavoja ja laskentamenetelmiä. Työn toinen osa käsittelee ankkurointialueesta FEM-ohjelmalla tehtyä tilavuuselementtimallia. FEM-mallissa on käytetty lineaarisesti elastista materiaalmallia. Työssä käydään läpi mallin luonti sekä mallista saadut tulokset ja niiden vertailu laskentakaavoihin. Vertailu osoittaa laskentakaavat käyttökelpoisiksi.

## ABSTRACT

**JOONAS KÄRKI:** Anchorage zone design in post-tensioned concrete structure  
Tampere University of Technology  
Master of Science Thesis, 101 pages, 56 Appendix pages  
May 2018  
Master's Degree Programme in Civil Engineering  
Major: Structural Design  
Examiner: Professor Anssi Laaksonen

**Keywords:** post-tensioned concrete structure, anchorage zone, bursting force

Anchorage zone design is essential part of a post-tensioned concrete structure design. Tendon force is transferred into the structure via anchorage devices. When tendon force is transferred, it produces a high compressive stress, which exceeds acceptable values for unconfined concrete. When compressive stress disperses to the whole structure, there will be lateral tensile stresses inside the structure and high local stresses on loaded surface. The anchorage zone of the structure must be reinforced against these.

Anchorage zones are divided into two regions. Stress state of the anchorage zone defines, which area is in question. The region of very high compressive stresses immediately ahead of the anchorage device is the "local zone". The area right outside of the local zone is called the "general zone". The responsibility of designing these two different areas is shared between the post-tensioning system supplier and the engineer of record.

This thesis is made of two elements: literary research and computational part. Literary research consists of observations that should be considered when designing an anchorage zone. Moreover, there are designing methods and formulas. The second part of the thesis deals with the solid element model made from the anchoring zone with the FEM-software. Linear elastic material model was used. This thesis goes through the creation process of the model as well as the results and compares those to the designing formulas. Comparison proves that the formulas are valid.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty A-Insinöörit Suunnittelu Oy:ssä. Haluan kiittää työn ohjaajia ja mukana olleita A-Insinöörejä sekä muita asiantuntijoita saamastani opastuksesta ja ohjauksesta. Kiitos vanhemmilleni kannustuksesta ja tuesta opiskelujeni aikana. Erityisesti haluan kiittää avopuolisoani Niinaa, joka on ollut erittäin tärkeä tuki niin arjessa kuin opinnoissa.

Diplomityön tekemiselle jäänyt aika on ollut välillä kortilla muiden töiden viedessä aikaa. Vertaisinkin sitä golfiin, jolle myös välillä tuntuu löytyvän liian vähän aikaa. Työn tekeminen on ollut kuin ailahteleva golfkierros: on tullut onnistuneita draiveja, välillä on joutunut pohtimaan oikeaa lähestymistapaa ja työkalun valintaa, vastassa on ollut esteitä ja välillä pallo on ollut hukassa syvällä ryteikössä – ja onneksi lopulta löytynyt sieltä. Lopussa on täytynyt pusertaa päätyäkseen tavoitteeseen, mutta lopulta, se viimeinenkin putti uppoaa ja voi olla tyytyväinen käytyyn matkaan.

Nyt kohti uusia viheriöitä.

Tampereella, 23.05.2018

Joonas Kärki

## SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
1.1	Tutkimuksen tausta.....	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet.....	2
1.3	Tutkimuksen rajaukset .....	2
1.4	Tutkimuksen rakenne ja tutkimusmenetelmät.....	2
2.	JÄNNITETYT BETONIRAKENTEET.....	4
2.1	Ankkurointialue .....	6
2.2	Rakennustuotteiden ja -tuotejärjestelmien kelpoisuus.....	9
2.3	Jännitysjärjestelmien osat .....	9
2.4	Materiaalit .....	13
2.4.1	Betoni .....	14
2.4.2	Betoniteräs.....	26
2.4.3	Jänneteräs .....	29
3.	ANKKUROINTIALUEEN SUUNNITTELU.....	33
3.1	Ankkurointialueen suunnittelun tavoitteet .....	33
3.2	Ankkurointialueiden suunnittelun vastuualueet .....	34
3.3	Jännevoima.....	35
3.3.1	Välittömät jännityshäviöt .....	37
3.3.2	Ajasta riippuvat jännityshäviöt .....	42
3.4	Betonin sallitut jännitykset.....	43
3.5	Jännittämisjärjestys.....	44
3.6	Ankkurikappaleiden ja jänteiden sijoitus sekä ryhmittely .....	45
3.7	Säilyvyys, betonipeite ja toleranssit .....	46
3.8	Paikallinen alue .....	48
3.8.1	Paikallisen alueen geometria .....	48
3.8.2	Paikallisen alueen betoniraudoitus.....	51
3.9	Yleinen alue.....	53
3.9.1	Yleisen alueen geometria .....	53
3.9.2	Yleisen alueen betoniraudoitus.....	54
4.	ANKKUROINTIALUEEN MITOITUS JA LASKENTA .....	57
4.1	Yleistä ankkurointialueen mitoituksesta .....	57
4.2	Paikallinen puristuskestävyys .....	58
4.3	Poikittaiset vetojännitykset ja halkaisuvoima .....	63
4.3.1	Yksinkertaiset laskentakaavat.....	63
4.3.2	Palkkimalli.....	71
4.3.3	Ristikkomenetelmä .....	73
4.4	Rakenteiden tarkasteleminen FEM-ohjelmilla.....	78
4.4.1	Laskentamalli FEM-ohjelmassa .....	78
4.4.2	FEM-laskennasta saatavat tulokset .....	79
5.	LASKENNALLINEN TARKASTELU.....	81

5.1	Tarkasteltava rakenne .....	81
5.2	Rakenteen FEM-malli.....	82
6.	TULOSTEN TARKASTELO.....	84
6.1	Jännitysten jakautuminen FEM-mallissa .....	84
6.2	Halkaisuvoimien tarkastelu .....	88
7.	YHTEENVETO.....	95
	LÄHTEET .....	98

LIITE 1: FEM-MALLI JA LASKENTAKAAVOJEN VERTAILU

LIITE 2: RFEM TULOKSET

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

A	pinta-ala
C	puristusvoima; puristussauva
D	mitta; halkaisija
E	kimmokerroin
F	voima; pistevoima
I	jäyhyysmomentti
K	kerroin
L	mitta; pituus
M	momentti
P	jännevoima; voima
T	vetovoima; halkaisuvoima; vetosauva
V	tilavuus
W	taivutusvastus
a	sivumitta
b	vaikutusleveys
c	betonipeite; symmetrisen prisman mitta
e	mitta; epäkeskisyys
d	mitta
h	korkeusmitta; vaikutusleveys
j	kerroin
k	suhde
n	kappalemäärä
s	kerroin; mitta
t	aika; tuen leveys
w	ankkurointiliukuman vaikutuspituus
x	tarkasteluetäisyys
z	etäisyys; momenttivarsi
$f_{ck}$	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{ck,c}$	betonin puristuslujuus suljetussa tilassa
$f_{ck,cube}$	betonin kuutiolujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{cm}$	betonin lieriölujuuden keskiarvo
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{ctk,0.05}$	betonin vetolujuuden alaraja-arvo
$f_{ctk,0.95}$	betonin vetolujuuden yläraja-arvo
$f_{yk}$	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{pk}$	jänneteräksen vetolujuus
$f_{cpi}$	betonin sallittu puristusjännitys jännittämishetkellä ACI mukainen merkintä
$f'_s$	jänneteräksen vetolujuus ACI mukainen merkintä
$f'_{ci}$	betonin sylinterilujuus jännityshetkellä, ACI mukainen merkintä
$f_{p0.1k}$	jänneteräksen lujuuden 0.1-raja
$\alpha$	kerroin; kulma
$\beta$	kulma, kerroin
$\gamma$	osavarmuusluku

$\Delta P_i$	jänneteräksen välittömät jännityshäviöt
$\Delta P_{c+s+r}$	jänneteräksen ajasta riippuvat jännityshäviöt
$\Delta P_\mu$	kitkahäviö
$\Delta P_{sl}$	ankkurointiliukumasta aiheutuva jännityshäviö
$\Delta P_{el}$	kimmoisen muodonmuutoksen aiheuttama jännityshäviö
$\Delta p$	kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö
$\Delta_{slip}$	ankkurointiliukuma
$\Delta\sigma_c$	jännityksen muutos
$\Delta\sigma_{pr}$	jännityksen muutos
$\Delta\sigma_{p.c+s+r}$	virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta aiheutuva jännityshäviö
$\varepsilon$	muodonmuutos
$\eta$	kerroin
$\theta$	kulmanmuutos
$\mu$	kitkakerroin
$\rho$	tiheys
$\sigma$	jännitys
$\tau$	leikkausjännityskomponentti
$\varphi(t, t_0)$	virumaluku
$\omega_w$	mekaaninen tilavuussuhde
$\emptyset$	halkaisija

ETA	Eurooppalainen tekninen arviointi (European Technical Assessment)
FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method)
RFEM	FEM-ohjelma
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute



# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Ankkurointialueen suunnittelu kuuluu oleellisena osana jännitettyjen betonirakenteiden suunnitteluun. Alueen toimintatapa on erilainen esijännitetyissä ja jälkijännitetyissä betonirakenteissa. Esijännitetyissä betonirakenteissa jännevoima siirretään rakenteeseen betonin ja jänneteräksen välisen tartunnan avulla. Jälkijännitetyissä rakenteissa jännevoima siirtyy rakenteeseen erillisen ankkurikappaleen välityksellä. [9] Ankkurikappaleet liittyvät aina tiettyyn jännemenetelmään, jonka toimivuudesta vastaa jännemenetelmän toimittaja. Tämä jakaa ankkurointialueen suunnitteluvastuun suunnittelijan ja menetelmän toimittajan välillä. Ankkurikappaleen välittömään läheisyyteen vaikuttavan alueen, niin sanotun paikallisen alueen, suunnittelusta vastaa jännemenetelmän toimittaja. Paikallisen alueen ulkopuolelle jäävästä yleisestä alueesta vastaa suunnittelija. [8]

Ankkurikappaleiden taakse syntyy hyvin suuria paikallisia puristusjännityksiä sekä poikkittaisia vetojännityksiä. Suurten jännitysten esiintyminen rakenteen päätyalueella voi aiheuttaa rakenteeseen pituussuuntaisia halkeamia sekä lohkeilua. Tätä varten päätyalue vaatii erillisen lisäraudoituksen ottamaan vastaan rakenteen sisäisiä jännevoimasta aiheutuvia rasituksia. [9] Eurokoodin [1] mukaan ankkurointilaitteiden ja -alueiden lujuuden tulee olla riittävä, jotta jännevoima pystyy siirtymään betoniin, ja halkeamien muodostuminen ankkurointialueella ei saa huonontaa ankkuroinnin toimivuutta.

Jännitettyjen rakenteiden päätyalueelle on yleensä sijoitettuna myös raudoitusta ottamaan vastaan muun muassa leikkaus- ja vääntörasituksia. Näiden raudoitteiden lisäksi jännevoiman ankkuroinnista aiheutuva lisäraudoitus on mahdutettava päätyalueelle. Rakenteen luotettavan toiminnan sekä työn toteutettavuuden kannalta alueen suunnitteluun tulee kiinnittää erityistä huomiota. Alueen suunnittelun osuus voi vaativissa rakenteissa olla huomattava verrattuna koko rakenteen suunnitteluun. [9]

Ankkurointialueen analysointi voidaan tehdä elementtimenetelmällä, mutta tavanomaiseen käytännön mitoitukseen se on työläs. Alueen mitoitukseen kehitetyt menetelmät ovat melko pelkistettyjä ja perustuvat osaksi kokeisiin [10, 9]. Nykyään tietokonepohjaiset FEM-ohjelmat ovat kehittyneet paljon. Niiden avulla voidaan pienellä vaivalla muodostaa laskentamalleja ja ratkaista rakenteeseen kohdistuvia rasituksia.

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on selvittää ja kerätä tietoa jälkijännitetyjen betonirakenteiden ankkurointialueen suunnittelussa huomioon otettavista asioista. Tämän lisäksi työssä perehdytään alueen mitoituksessa käytettäviin menetelmiin ja työkaluihin sekä niiden soveltuvuuteen alueen suunnittelussa. Tavoitteena on koota yhtenäinen paketti ankkurointialueen suunnittelusta. Lisäksi työssä arvioidaan FEM-ohjelman soveltuvuutta ankkurointialueen suunnitteluun. Työn taustalla on jännitetyjen betonirakenteiden suunnittelun osaamisen lisäys A-Insinöörit Suunnittelu Oy:ssä.

## 1.3 Tutkimuksen rajaukset

Tutkimus rajataan käsittelemään jälkijännitetyjä ankkurijännteitä, jotka on jännitetty käyttäen jännepunoksia. Esijännitetyt rakenteet sekä tangoilla ja langoilla jännitetyt rakenteet rajataan tarkastelun ulkopuolelle. Työssä keskitytään rakenteen sisäisiin jännteisiin, joissa jännitykset pääsevät vapaasti tasaantumaan koko rakenteen poikkileikkaukseen. Ulkoisien jännteiden tapauksessa jännitysten jakaantumista saattaa rajoittaa rakenteen geometria. Näiden tapausten tarkastelu sivuutetaan.

Työssä tarkastellaan kuvitteellista, palkkimaisen rakenteen päätyaluetta FEM-ohjelmalla. Työssä käytetään Dlubal Softwares GmbH:n kehittämää RFEM-laskentaohjelman versiota 5.12. Tarkasteltavana on kahdeksalla ankkurikappaleella symmetrisesti kuormitettu, poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoinen rakenne. Rakenteesta luodaan tilavuuselementtimalli. Materiaalimallina käytetään lineaarisesti elastista materiaalimallia.

Mallin avulla tarkastellaan rakenteeseen syntyviä jännityksiä ja niiden jakautumista sekä halkaisuvoimia. Rakennetta kuormitetaan vain yksittäisillä jännevoimilla tai niiden muodostamilla yhdistelmillä. Muut kuormitukset jätetään tarkastelusta pois. Jännevoiman jännityshäviötä ei myöskään mallissa tarkastella.

## 1.4 Tutkimuksen rakenne ja tutkimusmenetelmät

Tutkimus koostuu teoreettisesta osasta sekä FEM-ohjelmalla tehdystä laskennallisesta tarkastelusta. Teoreettinen osuus toteutettiin kirjallisuusselvityksenä keräämällä tietoa ankkurointialueen suunnittelusta ja mitoituksista. Aineistona on käytetty muun muassa standardeja ja suunnitteluohjeita, jännitetyjä rakenteita käsitteleviä teoksia, raportteja, ja valmistajien julkaisuja. Työssä on käytetty sekä eurokoodin mukaisia että amerikkalaisiin suunnittelustandardeihin (PTI, AASHTO, ACI) pohjautuvia laskentakaavoja.

Työn teoreettinen osuus alkaa luvusta kaksi, jossa tarkastellaan jännitetyjä rakenteita yleisesti ja selvitetään, mikä on ankkurointialue. Lisäksi luvussa käsitellään jälkijännitetyissä rakenteissa käytettäviä järjestelmän osia, materiaaleja sekä niiden kelpoisuuden toteutamisesta ja hyväksymismenettelyjä.

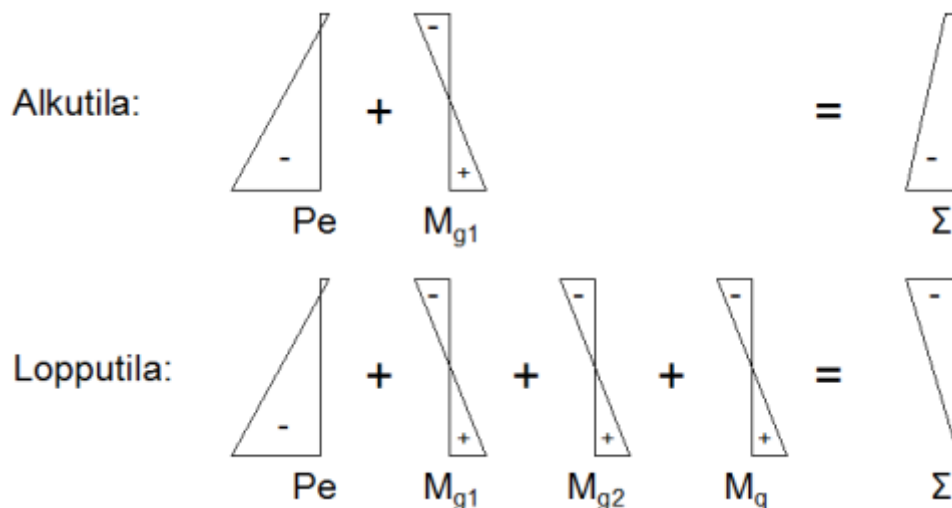
Luvussa kolme tutustutaan ankkurointialueen suunnittelussa huomioon otaviin seikkoihin, kuten alueen suunnittelun tavoitteisiin ja vastuun jakamiseen suunnittelijan ja jännitys-järjestelmän toimittajan välillä. Luvussa käsitellään myös jännevoimaa ja siinä tapahtuvia jännityshäviöitä, jännitysjärjestystä sekä paikallista ja yleistä ankkurointialuetta.

Neljäs luku käsittää ankkurointialueen mitoituksen ja laskennan. Luvussa käydään läpi alueen puristuskestävyyden tarkastelua varten olemassa olevia laskentakaavoja, poikittaisten jännitysten ja halkaisuvoimien selvittämiseen soveltuvia laskentamenetelmiä sekä FEM-ohjelman käyttöä tähän tarkasteluun.

Viidennessä luvussa siirrytään työn laskennalliseen osuuteen tarkastelemalla ankkurointialuetta FEM-mallin avulla. Kuudennessa luvussa käydään läpi FEM-mallista saatavia tuloksia ja verrataan niitä luvussa neljä esitettyihin laskentakaavoihin. Työn viimeisessä luvussa esitetään työn yhteenveto, tehdyt johtopäätökset ja jatkotoimenpide-ehdotukset jatkotutkimuksiin.

## 2. JÄNNITETYT BETONIRAKENTEET

Jännitetyt betonirakenteet ovat betonirakenteita, jotka ovat kokonaan tai lähes kokonaan puristettuja rakenteita elinkaarensa aikana. Puristus saadaan aikaan jännittämällä siihen soveltuvia jänneteräksiä. Betonirakenteen jännittämällä tuotetaan rakenteeseen sellainen puristusjäännitystila, että sen vaikutus summattuna ulkoisista kuormituksista aiheutuviin jännitystiloihin pitää poikkileikkauksen kokonaan puristettuna tai aiheuttaa vain pieniä vetojäännityksiä, jotka eivät aiheuta merkittävää halkeilua. [5] Kuvassa 1 on havainnollistettu rakenteeseen vaikuttavien voimien aiheuttamia jännitystiloja sekä niiden yhteisvaikutusta.

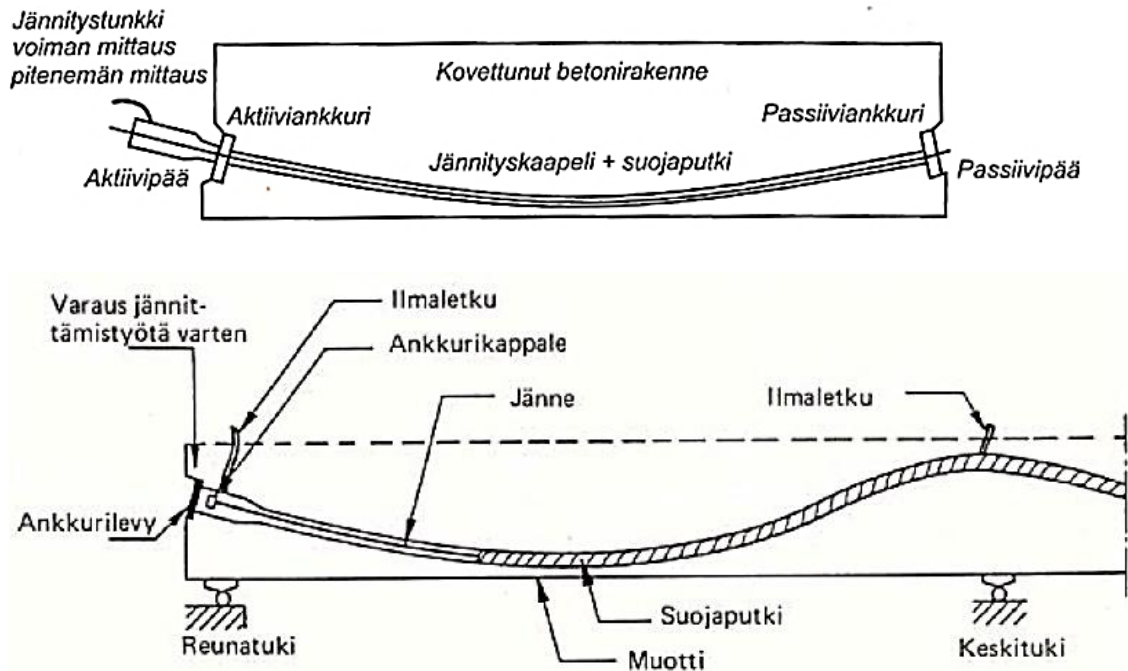


**Kuva 1 Jännebetonirakenteen kuormituksen aiheuttamat jännitystilat [9]**

Rakenteen jännittämällä on monia etuja verrattuna normaaliin teräsbetonirakenteeseen. Koska rakenne pyritään saamaan kokonaan puristetuksi, on koko poikkileikkaus hyödynnettyinä. Tällöin rakenteet ovat hoikempia, kevyempiä sekä halkeilu on vähäisempää. Jännitetyillä rakenteilla saavutetaan myös pienempiä taipumia teräsbetonirakenteeseen verrattuna. [5]

Rakenne voidaan jännittää joko ennen betonivalua, jolloin puhutaan esijännitetyistä rakenteista tai vasta betonin kovettumisen jälkeen, jolloin kyseessä on jälkijännitetty rakenne. Jännevoiman siirron kannalta on merkittävä ero, puhutaanko esi- vai jälkijännitetyistä rakenteista. Esijännitetyissä rakenteissa jännevoima siirretään rakenteelle betonin tartuntajännityksen avulla. Jälkijännitetyissä rakenteissa jännevoima siirtyy erityisten ankkurikappaleiden välityksellä. Tästä johtuen jälkijännitetystä rakenteesta käytetään myös nimitystä ankkurijännerakenne. Jälkijännitetty rakenteet jaetaan vielä tartunnallisiin- ja tartunnattomiin betonirakenteisiin. [5]

Jälkijännittäminen mahdollistaa kuvan 2 kaltaisen kaarevan jännekulun. Kaarevan jännekulun hyöty perustuu kaarevuuden aiheuttamaan kaarevuussäteen suuntaiseen voimaan, niin sanottuun ohjausvoimaan. Jälkijännitetyissä rakenteissa jänneteräkset sijoitetaan jännemenetelmästä riippuen joko metallisiin tai muovisiin suojaputkiin. Suojaputken tehtävänä on estää betonin ja jänneteräksen välinen tartunta, siten jänneteräs pystyy liukumaan putkessa jännittämisen aikana. Jänteiden jännittäminen tapahtuu hydraulitunkin avulla rakenteen aktiivipäästä. [5]



**Kuva 2 Jälkijännitettybetonirakenne [5]**

Tartunnattomissa jännebetonirakenteissa betonin ja jänneteräksen välinen tartunta estetään tarkoituksella. Jänneteräksen ja suojaputken välistä kitkaa pienennetään käyttämällä niiden välissä vaseliinia tai muuta rasvaa. Näin jännevoima siirtyy rakenteeseen vain ankkurin välityksellä. Rasvan tehtävänä on myös suojata jänneterästä. Näin ollen jänneterästen vaihtaminen on teoriassa mahdollista. Tartunnattomista jänteistä käytetään myös nimitystä rasvapunokset. Käytettäessä tartunnallisia jänteitä, suojaputki injektoidaan laastilla jännityksen jälkeen, jotta aikaansaadaan tartunta betonin ja jänneteräksen välille. Laasti suojaa jänneterästä myös korroosiolta sekä parantaa rakenteen halkeilukestävyyttä. [5]

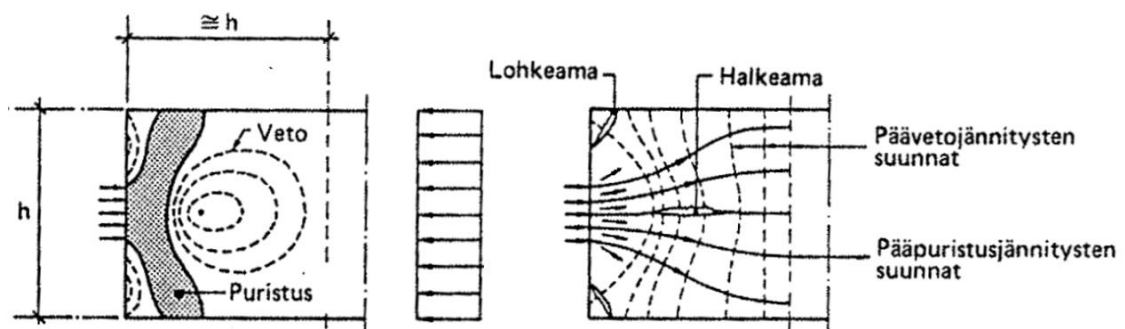
Suunnitelmissa esitetään yksityiskohtaiset tiedot jännittämisjärjestyksestä sekä jännittämistavasta. Jälkijännitettyihin rakenteisiin liittyy aina jokin patentoitu jännemenetelmä, joka määrittää käytettävät varusteet ja laitteet. Tiedot käytettävistä varusteista ja laitteista esitetään järjestelmää koskevissa eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä (myöhemmin ETA). [5, 8]

Jännevoimaa mitataan voima-antureilla tai jännittämistunkin käyttöpaineen avulla käytämällä kalibroitua painemittaria. Saavutettu jännevoima voidaan todeta janteen venymän kautta. Voiman mittaamiseksi on jännemenetelmissä omat tapansa, jotka ilmoitetaan asianomaisessa ETA-hyväksynnässä [5, 8]

## 2.1 Ankkurointialue

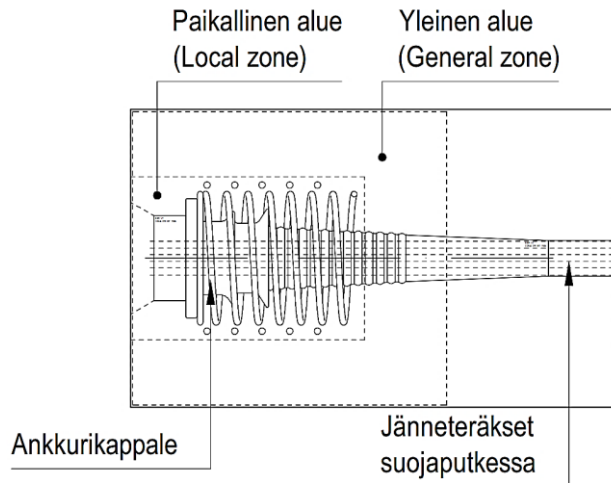
Jännevoiman siirtyessä ankkurikappaleen välityksellä rakenteeseen, syntyy keskittyneitä puristusjännityksiä ankkurikappaleen eteen. Keskittyneet puristusjännitykset leviävät poikkileikkaukseen tasaiseksi puristusjännitykseksi tietyllä matkalla ankkurikappaleesta. Tätä aluetta kutsutaan ankkurointialueeksi. Saint-Venant'n periaatteen mukaan, mitä etäämmällä tarkasteltava poikkileikkaus on kuormituksen vaikutuskohdasta, sitä vähemmän kuormituksen jakauma vaikuttaa tarkasteltavan kohdan jännityskenttään [23]. Niinpä, myös ankkurointialue on rajallinen. [10]

Ankkurointialueella on havaittavissa kolme kriittistä aluetta: alue heti ankkurikappaleen edessä, missä esiintyy puristusjännitys, etäämmällä ankkurikappaleesta oleva alue, missä esiintyy vetojännityksiä sekä rakenteen kuormitetun reunan ja epäjatkuvuuskohtien muodostama alue, jossa esiintyy paikallista lohkeilua. Kuvassa 3 on havaittavissa nämä kyseiset kriittiset alueet ja niissä tyypillisesti esiintyvät vauriot.



**Kuva 3 Ankkurointialueella esiintyvät jännitykset ja tyypilliset vauriot [9 muokattu]**

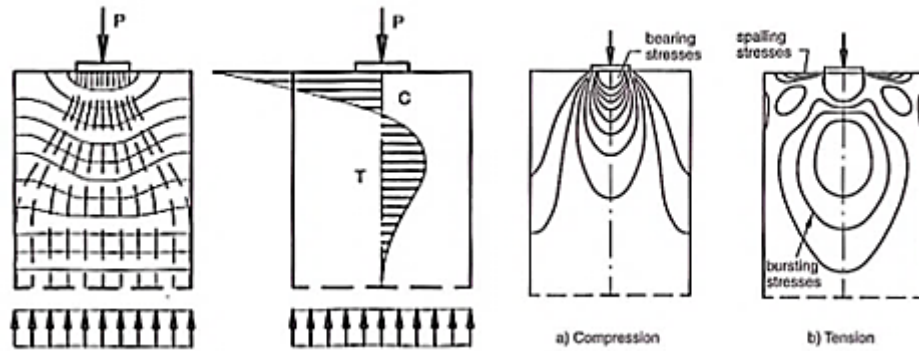
Kriittisistä alueista on erotettavissa kaksi erityyppistä aluetta vallitsevan jännityksen mukaan. Nämä alueet ovat paikallinen- (local zone) ja yleinen (general zone) ankkurointialue. Paikallinen ankkurointialue voidaan määritellä alueena, joka ympäröi ankkurikappaleita. Yleinen ankkurointialue on ankkurikappaleen edessä ja joissain tapauksissa myös takana oleva alue, jossa puristusjännitys jakaantuu vaikuttamaan koko poikkileikkaukseen. Paikallinen ankkurointialue on osa yleistä ankkurointialuetta. [10, 8] Kuvassa 4 on esitetty nämä ankkurointialueen osa-alueet.



**Kuva 4 Jännebetonirakenteen ankkurointialueet**

Paikallisella alueella esiintyy hyvin suuri, keskittynyt puristusjännitys (bearing stress), joka ylittää betonin puristuslujuuden arvon. Puristuessaan kasaan betoniin syntyy mikrohalkeilua ja tilavuuden kasvua, jonka seurauksena betoni pyrkii laajentumaan ja halkeamat kasvavat. Tätä vastaan paikallinen alue vahvistetaan niin sanotulla sidontaroudoituksella (confinement reinforcement). Betoniraudoite parantaa betonin puristuskestävyyttä aikaansaamalla betoniin tehokkaan sulkemisvaikutuksen. Mikäli ankkurikappaleen pinta-ala on huomattavan pieni suhteessa betonin alaan, tarjoaa ankkurin edessä oleva betoni sulkemisvaikutuksen. Tällöin paikallisen alueen raudoitetta ei välttämättä tarvita. [10] Tartunnattomissa ankkurijännebetonirakenteissa, joissa on vain yksittäisiä jänneteräksiä, paikallisen alueen raudoituksena käytetään usein jännemenetelmän mukaista ortogonaalista betoniraudoitusta. Tartunnallisissa ankkurijännebetonirakenteissa ankkuriin kohdistuva voima on usein huomattavasti suurempi ja näin paikallinen alue vaatii vahvemman raudoituksen. Paikallisen alueen raudoitteena käytetään usein jännemenetelmän sisältämää tehokasta spiraalimaista kierrehakaraudoitusta. [10, 18, 19] Raudoite tarvitaan suhteellisen lyhyelle matkalle, koska jännitykset leviävät ankkurikappaleesta nopeasti. Paikallisen alueen raudoitusvaatimus esitetään kullekin jännemenetelmälle asianomaisessa ETA-hyväksynnässä. [10, 8]

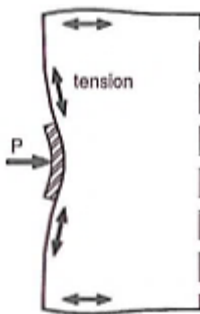
Jännevoima aiheuttaa yleiselle alueelle normaalista palkkiteoriasta poikkeavan, epälineaarisen jännitysjakautuman. Yleisellä alueella puristusjännityksen jakautuessa poikkileikkaukseen, syntyy pääpuristusjännityksen suunnanmuutoksesta (käytetään myös trajektori) johtuen alueelle poikittaisia vetojännityksiä (bursting stresses). [10, 27, 9] Kuvassa 5 on havainnollistettu katkoviivalla puristusjännityksen kulkua sekä muodostuvia poikittaisia jännityksiä.



**Kuva 5 Jännitysten jakautuminen keskeisestä ankkurikappaleesta [10 muokattu]**

Vetojännitysten ylittäessä betonin vetolujuuden, muodostuu alueelle kuvan 3 mukainen jännekulun suuntainen halkeama. Poikittaisen vetojännityksen resultanttia kutsutaan halkaisuvoimaksi. Näitä halkeamia vastaan alue on raudoitettava niin sanotulla halkaisuraudoituksella (bursting reinforcement). Syntyvän halkeaman sijainti riippuu muun muassa rakenteen dimensioista, ankkurikappaleen sijainnista ja epäkeskisyydestä rakenteen päässä. Jännittämisen aikana alueelle muodostuu erilaisia jännitystiloja riippuen jänneterästen jännittämisjärjestyksestä. Tämän takia jännittämisjärjestys tulisi suunnitella siten, että vältetään suuria paikallisia jännitystiloja. [29, 27]

Ankkurikappaleen puristuessa betonia vasten, ankkuri painuu jonkin verran betonin sisään. Betonin muodonmuutoksesta aiheutuu kuvan 6 mukaisia vetojännityksiä kuormitettuun pintaan muodonmuutoksen yhteensopivuusperiaatteen mukaan. [10]



**Kuva 6 Betonin muodonmuutoksesta aiheutuvat jännitykset [10]**

Syntyvät jännitykset voivat muodostua suuriksi, mutta ne ovat hyvin paikallisia. Tällöin jännitysten resultantit ovat pieniä. Vetojännitys aiheuttaa kuvan 3 mukaista lohkeilua ja säröilyä rakenteen pintaan. Muodostunutta vetojännitystä voidaankin nimittää lohkeilujännitykseksi (spalling stresses). Koska muodonmuutos aiheuttaa kyseisen jännityksen, sen vaikutus häviää lohkeilun tapahduttua. Lohkeilu vaikuttaa usein pinnan ja betoni-raudoitteen vaatiman betonipeitteen välisellä alueella, joten sitä on hankala estää betoni-raudoituksella. [10]



## 2.2 Rakennustuotteiden ja -tuotejärjestelmien kelpoisuus

Rakenteen pysyvänä osana käytettävien rakennustuotteiden tulee olla ominaisuuksiltaan olennaiset tekniset vaatimukset täyttäviä koko rakenteen käyttöiän ajan. Rakennustuotteiden ominaisuuksien tulee vastata suunnitelmissa esitettyjä vaatimuksia sekä olla rakennuspaikan olosuhteisiin soveltuvia. Rakennustuotteiden kelpoisuus osoitetaan suoritusta-soilmoituksella DoP (Declaration of Performance) ja CE-merkinnällä, mikäli tuotteella on käyttötarkoitukseen soveltuva harmonisoitu tuotestandardi (hEN). CE-merkintä edellytetään myös eurooppalaisen teknisen arvioinnin (ETA) alaisilta tuotteilta ja järjestelmiltä, joilla ei ole harmonisoitua tuotestandardia. Mikäli rakennustuotteen ja -tuotejärjestelmän soveltuvuutta ei ole osoitettu edellä esitetyllä tavalla on kelpoisuus osoitettava rakennuspaikkakohtaisella hyväksynnällä. [8, 4]

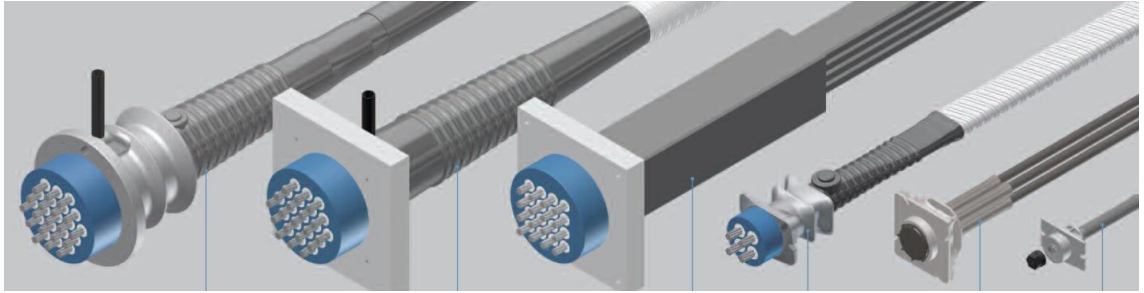
ETA on aina valmistajakohtainen dokumentti ja se on voimassa koko EU:ssa. ETAssa esitetään tuotteen kuvaus ja käyttötarkoitus sekä tuotteen ominaisuudet olennaisen vaatimusten osalta. VTT myöntää rakennustuotteille ETA-hyväksyntöjä. [34] ETA-hyväksynät ovat voimassa yleensä viisi vuotta kerrallaan, jonka jälkeen ne tulee uusida. [8]

## 2.3 Jännitysjärjestelmien osat

Jännitysjärjestelmä koostuu yleensä jännitettävästä elementistä, joka on valmistettu jänneteräksestä, ankkurikappaleesta, janteen jatkoskappaleesta, suoja- tai injektointiputkesta, putken täyttömateriaalista, ankkurikappaleeseen liittyvästä betonirauδοituksesta sekä muista jännemenetelmälle ominaisista osista. Kuvassa 2 on nähtävissä joitain näistä järjestelmässä olevista osista. [17]

Ankkurikappaleita käytetään jänneteräksessä vaikuttavien voimien siirtämiseen betonille ankkurointialueella. Jatkoskappaleita käytetään yhdistämään rakenteen pituutta lyhemmät jänneteräksset tai muusta syystä jatkettavat jänneteräksset yhtenäiseksi, koko rakenteen mittaisiksi jänteiksi. Käytettävien ankkuri ja jatkoskappaleiden tulee olla asianomaisen ETA-hyväksynnän, kansallisen tyyppihyväksynnän tai rakennuspaikkakohtaisen selvityksen mukaisia. [16, 8, 1] Tavallisesti käytettävien kappaleiden on kuuluttava samaan jännitysjärjestelmään [16].

Kuvassa 7 on esitetty erään valmistajan toimittamia ankkurikappaleita. Ankkurikappaleet ovat usein patentoituja teräksestä valmistettuja valurautakappaleita. Geometrialtaan ne voivat olla hyvin erilaisia ja moniulotteisia kuten kuvasta 7 voidaan huomata. [5]



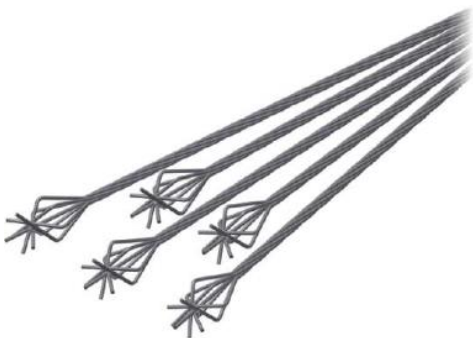
**Kuva 7 Erään valmistajan ankkurikappaleita [20]**

Ankkurikappale voi olla joko jännitettävä tai kiinteä kappale. Rakenteen aktiivipäässä käytetään jännitettävää ankkuria. Passiivipäässä ankkuri voi olla joko kiinteä tai jännitettävä ankkuri, riippuen jännemenetelmästä ja rakenteen jännittämistavasta. Jännitettävät ankkurikappaleet ovat mekaanisia laitteita, jotka on valmistettu erilaisista komponenteista kuten kruunusta, lukituskiiloista sekä kuormitusta siirtävästä runkokappaleesta kuvan 8 mukaan.



**Kuva 8 Jännitysjärjestelmän komponentteja [20 muokattu]**

Myös kiinteät ankkurikappaleet voivat olla edellä esitetyn mukaisia mekaanisia laitteita. Tällöin passiivipää on kiilattuna liukumisen estämiseksi. Passiivipäässä voidaan toteuttaa ilman erillisiä runkokappaleita. Tällöin jänneteräkset on tyssäty kuvan 9 mukaisesti sidonnan maksimoimiseksi. [17]



**Kuva 9 Tyssäty passiivipää [20]**

Yksinkertaisilla levyankkureilla (basic bearing plate), levymäinen kuormansiirtorakenne välittää jännevoiman rakenteeseen. Kehitetymmillä ja geometrialtaan monimutkaisemilla valuankkureilla (special bearing plate), kuormansiirto tapahtuu useiden pienempien

kuormituspintojen kautta. Kuormituspinnat on muotoiltu ja sijoitettu tasaamaan jännityshuippuja. [5, 10]

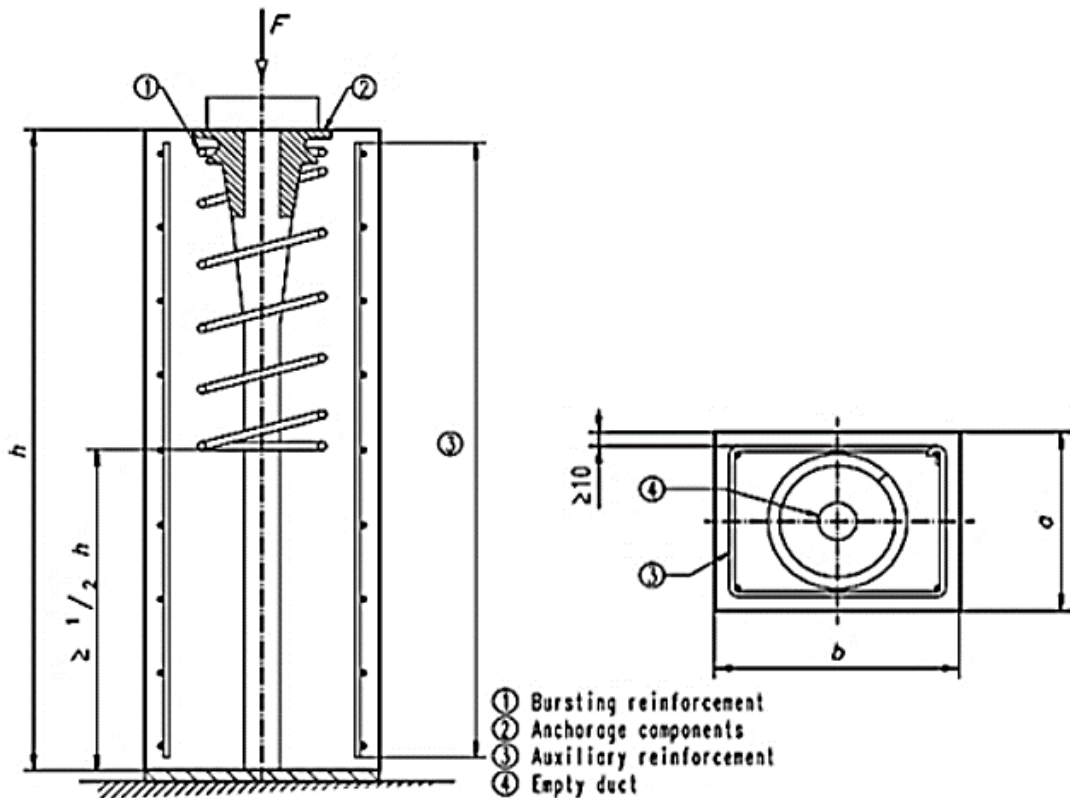
Ankkurointi- ja jatkoskappaleilla tulee olla riittävän hyvät lujuus-, sitkeys- ja väsymisominaisuudet, jotka täyttävät suunnitelmien vaatimukset. Eurokoodin mukaan nämä ominaisuudet voidaan katsoa toteutuvan, jos seuraavat ehdot toteutuvat.

- Ankkuri- ja jatkoskappaleiden muoto- ja materiaaliominaisuudet ovat asianomaisen ETA-hyväksynnän mukaisia ja ne kestävät vähintään yhtä suuren voiman kuin jänneteräkset.
- Jänneteräksen liitos ankkuri- tai jatkoskappaleeseen ei aiheuta jänneteräksen murtumista.
- Kappaleiden murtovenymä on vähintään 2 %.
- Ankkurikappaletta ei sijoiteta alueelle, jossa esiintyy muista syistä kuin jännevoiman siirrosta aiheutuvia suuria jännityksiä.
- Ankkuri- ja jatkoskappaleiden komponenttien väsymisominaisuudet ovat asianomaisen ETA-hyväksynnän mukaisia. [1, 8]

Nämä jännitysjärjestelmiltä edellytettävät ominaisuudet todetaan ja varmennetaan ETAG013 mukaisella testauksella. Kaikilta jännitysjärjestelmiltä vaaditaan muun muassa kestävyyttä staattiselle ja dynaamiselle kuormalle, kuorman luotettavaa siirtymistä rakenteeseen, kitkahäviöiden arviointia ja jänteen sallitun kaarevuussäteen tuntemista. Lisäksi esitetään muutamia lisävaatimuksia erityistapauksille. [17]

Staattisessa kuormituksessa järjestelmään täytyy pystyä kehittymään jänneteräksen murtolujuutta vastaava voima ilman, että ankkurin komponentit murtuvat, tapahtuu merkittävää muodonmuutosta tai kappaleiden välillä tapahtuu liukumista. Dynaamisessa kuormituksessa järjestelmän on kyettävä kestäämään väsyttävää kuormitusta ilman merkittävää poikkileikkausalan vähenemistä. Järjestelmän on kyettävä siirtämään voima jänneteräksestä betonirakenteelle ilman kohtuutonta betonin halkeilua ja muodonmuutosta. Lisäksi järjestelmästä on tunnettava ja pystyttävä ennustamaan jännityshäviöt kitkasta ja lukituksesta sekä jänteen kaarevuussäteen rajoitukset. [17]

Kuormitustestit tehdään koekappaleilla, jotka vastaavat ETA-haltijan määrittämää betonilujuutta ja paikallisen alueen betoniraudoitusta. Varsinaisessa rakenteessa tulee käyttää vastaavanlaista raudoitusta. Koekappale on kooltaan ETA-haltijan määrittämien keskiö- ja reunaetäisyysmittojen mukainen sallien 15% poikkeavuuden. Pituudeltaan koekappale on kaksi kertaa paikallisen alueen pituus. [17] Kuvassa 10 on esitetty ankkurien testauksessa käytettävä koekappale.



**Kuva 10 Ankkurikappaleen koekuormituskappale [17 muokattu]**

Hyväksyvä taho määrittää tarkastuksen laajuuden ja yksityiskohdat sekä harkitsee, koskeeko hyväksyntä järjestelmiä, osia ja materiaalia, joista on pitkä kokemus vai uusia ja innovatiivisia järjestelmiä. Kuormitustestit tehdään jännityselementille ja ankkurikappaleelle erikseen sekä niiden kokoonpanolle. Tyypillisesti järjestelmille vaaditaan kahden tai kolmen eri ankkurikoon testaamista yhdestä viiteen kertaan riippuen testattavasta ominaisuudesta. Kaikkien testien on läpäistävä ETAG013:ssa esitetyt vaatimukset. [17]

Suojaputket valmistetaan yleensä joko kierresaumattusta peltiputkesta tai polyeteenimuovista. Suojaputket asennetaan tukipukkien varaan muotin pohjalle. Betonin valu ei saa vaurioittaa suojaputkia eikä niiden sisään saa päästä betonia. [27]

Suojaputkissa olevat jänneteräksät tulee suojata riittävästi ja pysyvästi korroosiolta. Tämä tapahtuu tartunnattomia jäniteitä käytettäessä peittämällä jänneteräs HDPE-muovilla ja korroosiosuojarasvalla koko jänteen matkalla. Suojarasvan ja muovipinnoitteen vaatimukset on esitetty ETAG013 -dokumentissa. [8, 1] Tartunnallisia jäniteitä käytettäessä injektointilaasti suojaa jänneteräksiä. Injektointilaastin vaatimukset on esitetty standardissa SFS EN 447. [4]

## 2.4 Materiaalit

Mitoituksessa käytettävä materiaalin osavarmuusluku  $\gamma$  määräytyy vallitsevan toteutusluokan, toleranssiluokan ja laadunvalvonnan mukaan. Toteutusluokat on esitetty standardissa SFS-EN 13670. Uudistuneen Suomen rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita käsittelevässä ohjeessa [3] todetaan: ”Rakenteet ja rakenneosat, joiden toteutus katsotaan erityisen vaativaksi tai joiden valmistaminen niiden rakenteellisen toiminnan varmistamiseksi edellytetään erityistä huolellisuutta, kuuluvat toteutusluokkaan 3. Erityisen vaativiksi katsotaan esimerkiksi ... paikalla jännitetyt betonirakenteet.” Eurokoodissa ei varsinaisesti ohjata käyttämään luokkia, mutta siihen annetaan mahdollisuus.

Taulukossa 1 on esitetty materiaalien osavarmuusluvut murtorajatilassa ja onnettomuustilanteessa Suomen kansallisen liitteen mukaiset rakenneluokat huomioiden.

**Taulukko 1 Materiaalien osavarmuusluvut [1, 3]**

Mitoitustilanne	Betonin osavarmuusluku $\gamma_c$	Betoniteräksen osavarmuusluku $\gamma_s$	Jänneteräksen osavarmuusluku $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitus-tilanne	1,5	1,15	1,15
Pienennetyt osavarmuusluvut mikäli käytössä on <ul style="list-style-type: none"> <li>SFS EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu</li> <li>Betonielementeissä SFS EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu</li> </ul>	1,35	1,10	1,10
Onnettomuustilanne	1,0	1,0	1,0

Käyttörajatilassa käytetään materiaaleille osavarmuuslukua 1,0. Taulukon 1 arvot eivät ole voimassa palotilanteessa. [3]

## 2.4.1 Betoni

Betoni koostuu kiviaineesta sekä sementin ja vedestä muodostamasta sementtikivistä. Lisäksi betoniin voidaan lisätä lisäaineita muuttamaan sen ominaisuuksia haluttuun suuntaan. [30] Betonin tärkein ominaisuus on sen suuri puristuslujuus, jonka ansiosta se soveltuu hyvin jännitettyihin rakenteisiin. Merkittävin betonin mekaanisiin ominaisuuksiin vaikuttava tekijä on sementtikiven kapillaarihuokoisuus [5].

### BETONIN LUJUUSOMINAISUUDET

Betoni luokitellaan puristuslujuutensa perusteella taulukon 2 mukaisiin lujuusluokkiin. Eurokoodissa betonin lujuusluokka ilmoitetaan kirjaimella C sekä lieriölujuuden  $f_{ck}$  ja kuutiolujuuden  $f_{ck,cube}$  ominaisarvoina jakoviivalla erotettuna. Puristuslujuuden arvot edustavat 28 vuorokauden iässä tehtyjen puristuslujuuskokeiden tulosten 5 %:n fraktiilia vastaavia ominaislujuudenarvoja. Tämä tarkoittaa, että 95 % tuloksista täyttävät lujuusvaatimuksen ja loput 5 % alittavat sen. Suunnittelussa käytettävät muut betonin mekaaniset ominaisuudet saadaan lujuusluokan perusteella taulukon 2 mukaan. [6, 1, 5]

**Taulukko 2 Betonin lujuusominaisuudet [1]**

Betonin lujuusluokka														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{cm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ck,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ck,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Betonin puristuslujuus  $f_{ck}$  saadaan puristuskokeista saatavien tulosten keskiarvosta vähentämällä keskihajonta kaavalla

$$f_{ck} = f_{cm} - 8MPa \quad (2.1)$$

missä

$f_{cm}$  on puristuslujuuden keskiarvo.

Betonin lujuudenkehitys ei ole lineaarista. Se on riippuvainen muun muassa betonin lujuusluokasta, käytetystä sementtityypistä, sekä ympäristön olosuhteista. Betonin lujuus jatkaa kehittymistään vielä 28 vuorokauden jälkeen. Likimääräistä lujuudenkehitystä voidaan arvioida kaavojen (2.2) ja (2.3) perusteella lämpötilan ollessa 20 °C sekä kun betonin jälkihoito on standardin EN 12390 mukainen.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (2.2)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1-\sqrt{\frac{28}{t}})} \quad (2.3)$$

missä

$\beta_{cc}(t)$  on betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin

$f_{cm}$  on puristuslujuuden keskiarvo

$s$  on sementtityypistä riippuva kerroin.

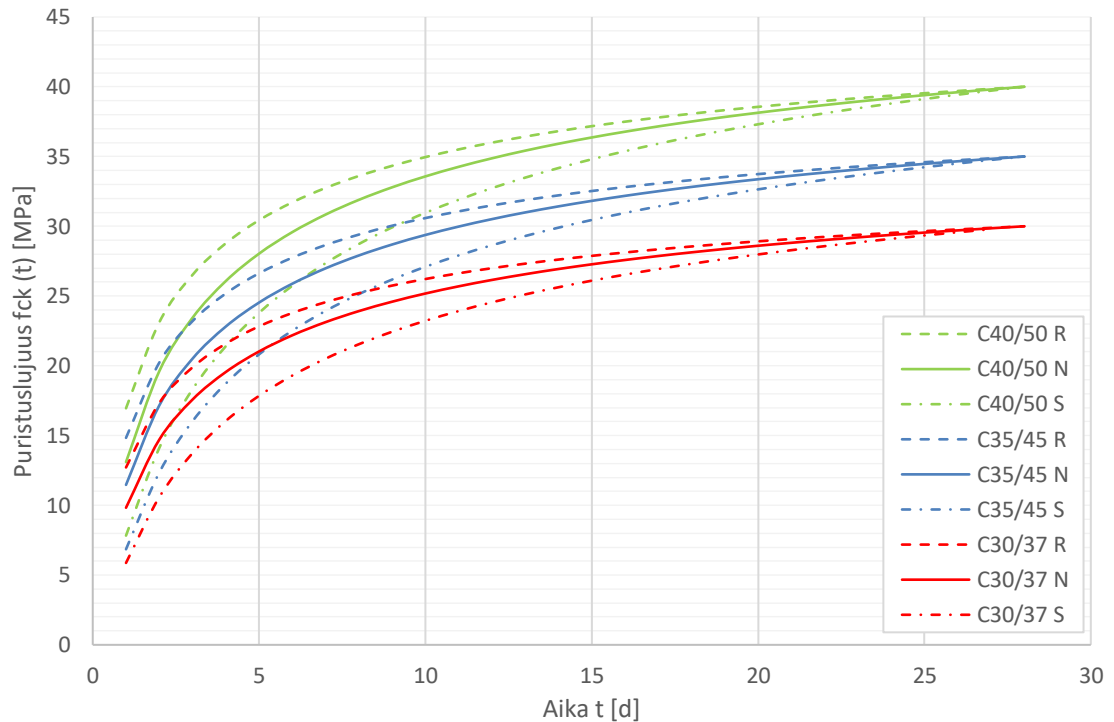
= 0,20 nopeasti kovettuva sementti (R)

= 0,25 normaalisti kovettuva sementti (N)

= 0,38 hitaasti kovettuva sementti (S)

$t$  on betonin ikä vuorokausina.

Mikäli lämpötila poikkeaa 20 °C lujuudenkehitystä korjataan lämpötilan korjauskertoimella. [1, 5, 6] Kuvassa 11 on esitetty kolmen eri betonilujuusluokan lujuudenkehitys käytettäessä eri sementtityyppejä. Jännitettyjen rakenteiden kannalta lujuudenkehitys on hyvin oleellinen tuntee, koska usein rakenteet jännitetään jo ennen kuin suunniteltu puristuslujuus on saavutettu.



**Kuva 11 Betonin puristuslujuuden kehitys**

Rakenteessa vaikuttava todellinen puristuslujuus saattaa poiketa lujuusluokan mukaisesta arvosta, koska rakenteen muoto ja mittasuhteet vaihtelevat. Kokeellisesti on kuitenkin osoitettu, että mitoituksessa ollaan varmallalla puolella käytettäessä lieriölujuutta. Lujuskokeet tehdään hyvin nopeasti, mikä ei välttämättä vastaa todellista kuormitustilannetta. Lyhytaikaisessa kuormituksessa saavutetaan korkeampia lujuuksia kuin pitkäaikaisessa kuormituksessa. [6] Tätä vaikutusta kompensoidaan kertoimella  $\alpha_{cc}$ . Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  lasketaan kaavalla

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.4)$$

missä

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuus

$\alpha_{cc}$  on pitkäaikaistekijät ja kuorman epäedullisesta vaikuttamistavasta aiheutuvat tekijät huomioiva kerroin. Suomen kansallisen liitteen mukainen arvo kertoimelle on 0.85 [3].

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku. [6, 1, 5]

Betonin vetolujuus on noin 10-15 % puristuslujuuden arvosta. Vetolujuuden määrittäminen on vaikeaa, betonin epähomogeenisuuden takia. [25] Betonin keskimääräinen vetolujuus  $f_{ctm}$  voidaan laskea betonin puristuslujuuteen perustuen kaavoilla (2.5) ja (2.6).



$$f_{ctm} = 0,30 \left( \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{2}{3}} MPa \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 MPa \quad (2.5)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10MPa} \right) MPa \quad , \text{ kun } f_{ck} > 50MPa \quad (2.6)$$

missä

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuus

$f_{cm}$  on puristuslujuuden keskiarvo.

Betonin vetolujuuden ominaisarvon alaraja-arvo  $f_{ctk,0,05}$  ja yläraja-arvo  $f_{ctk,0,95}$  lasketaan kaavoilla

$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm} \quad (2.7)$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm} \quad (2.8)$$

Betonin vetolujuus kehittyy eri tahdissa puristuslujuuden kehitykseen nähden. Lisäksi kehittymiseen vaikuttaa suuresti jälkihoito- ja kuivumisolosuhteet sekä rakenteen mitat. Betonin vetolujuuden kehittymistä voidaan kuitenkin aproksimoida kaavalla

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha f_{ctm} \quad (2.9)$$

missä

$\beta_{cc}(t)$  on kaavan (2.3) mukainen betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin

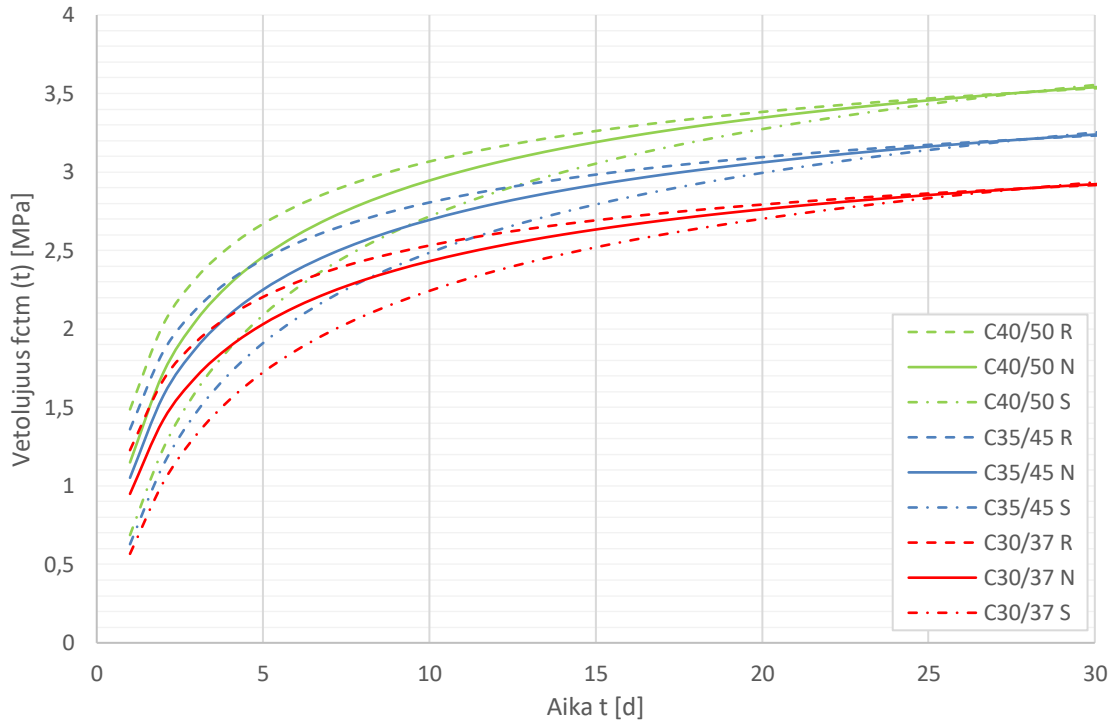
$\alpha$  on betonin iän mukainen kerroin.

$$= 1 \quad , \text{ kun } t < 28$$

$$= 2/3 \quad , \text{ kun } t \geq 28$$

$f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus 28 vuorokauden iässä. [1, 6, 5]

Kuvassa 12 on esitetty vetolujuuden kehitys vastaavilla betoniluokilla kuin kuvassa 11. Kuvasta voidaan huomata käyrien muodon yhtenäisyys sementtityypin ollessa sama. Tämä tarkoittaa, että vetolujuus kehittyy samalla tavalla riippumatta betoniluokasta.



**Kuva 12 Betonin vetolujuuden kehitys**

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  lasketaan kaavalla

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (2.10)$$

missä

$\alpha_{ct}$  on pitkäaikaistekijät ja kuorman epäedullisesta vaikuttamistavasta aiheutuvat tekijät huomioiva kerroin. Suomen kansallisen liitteen mukainen arvo kertoimelle on 1.0 [3].

$f_{ctk,0,05}$  on betonin vetolujuuden ominaisarvon 5 % fraktiili

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku. [1, 6]

## KIMMOINEN MUODONMUUTOS

Materiaalin käyttäytymistä kuvaa kimmokerroin, joka esittää jännityksen suhdetta muodonmuutokseen [6]. Betoni on käyttäytymiseltään epälineaarinen materiaali. Kvartsipitoisesta kiviaineksesta valmistetun betonin käyttäytyminen on kuitenkin lineaarista keskimääräisen jännityksen ollessa alle 40 % suunnitellusta maksimilujuudesta. Tällöin lyhytaikaisessa kuormituksessa betonin muodonmuutokset ovat palautuvia. Kimmoisiin ominaisuuksiin vaikuttaa betonin koostumus, erityisesti käytetty kiviaines. Betonin likimääräinen kimmokerroin  $E_{cm}$  saadaan tältä kyseiseltä jännitystasojen väliltä sekanttiarvona. Kimmokerroin voidaan laskea kaavalla

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (2.11)$$

missä

$f_{cm}$  on puristuslujuuden keskiarvo.

Mikäli betonin runkoaineena on käytetty muuta kuin kvartsipitoista kiviainetta, tulee kimmokerrointa pienentää kalkkikivipitoisilla kiviaineilla 10 % ja hiekkakivipitoisilla kiviaineilla 30 %. Basalttipitoisilla arvoa nostetaan 20 %. Kimmokerroin kehittyy myös ajan myötä ja sen kehitystä voidaan arvioida eurokoodin mukaan kaavalla

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm} \quad (2.12)$$

missä

$E_{cm}(t)$  on kimmokerroin tarkastelu hetkellä  $t$

$f_{cm}(t)$  on puristuslujuuden keskiarvo tarkastelu hetkellä  $t$

$f_{cm}$  on puristuslujuuden keskiarvo

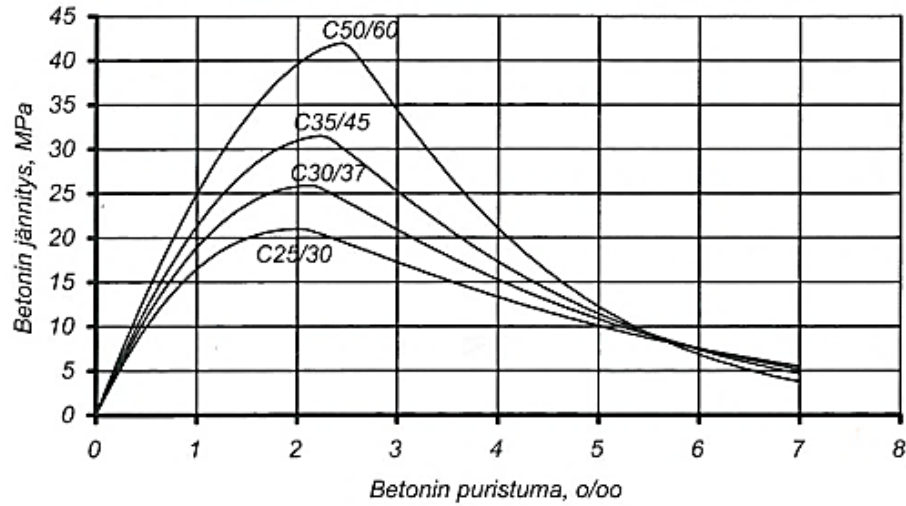
$E_{cm}$  on keskimääräinen kimmokerroin. [1, 6, 5]

Betonin kimmokerroin ei kasva suoraviivaisesti betoniluokan kasvaessa [5].

Betonin Poissonin lukuna  $\nu$  voidaan käyttää arvoa 0,2 halkeilemattomalle betonille ja halkeillelle betonille arvoa 0. Betonin pituuden lämpölaajenemiskertoimenä  $\alpha_c$  käytetään arvoa  $10 \times 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ . [1, 15]

## JÄNNITYS-MUODONMUUTOSYHTEYS

Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys on pienillä rasituksilla lineaarinen jännitystason ollessa likimain alle  $0,3-0,4f_c$ . Rasitusten kasvaessa tätä suuremmaksi muodonmuutokset kasvavat nopeammin pienellä jännityksen lisäyksellä, joka näkyy kuvan 13 käyrän tangentin suunnanmuutoksena. [6] Ennen betonin murtumista rakenteeseen muodostuu sisäisiä halkeamia ja suuria muodonmuutoksia esimerkiksi betonin laajenemisesta seuraavalla tilavuuden muutoksella. Korkeammilla betonin lujuusluokilla käyttäytyminen lähestyy lineaarisesti kimmoista materiaalia, kuten kuvasta 13 näkyy. Tällöin epälineaariset muodonmuutokset ovat vähäisempiä. [5]



**Kuva 13 Betonin jännitys-muodonmuutoskuvaaja eri lujuusluokilla [5]**

Eurokoodin [1] mukainen jännitys-muodonmuutosyhteys lyhytaikaisessa aksiaalisessa kuormituksessa saadaan kaavasta

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad , \text{ kun } 0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}| \quad (2.13)$$

missä

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (2.14)$$

$$k = \frac{1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (2.15)$$

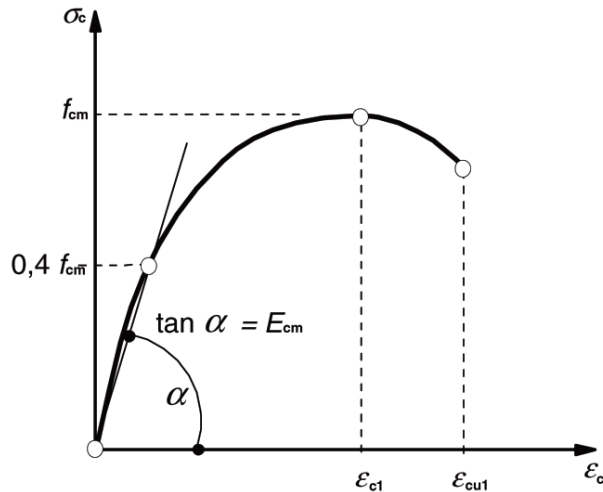
missä

$\varepsilon_c$  on muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla

$\varepsilon_{cu1}$  on murtopuristuman nimellisarvo

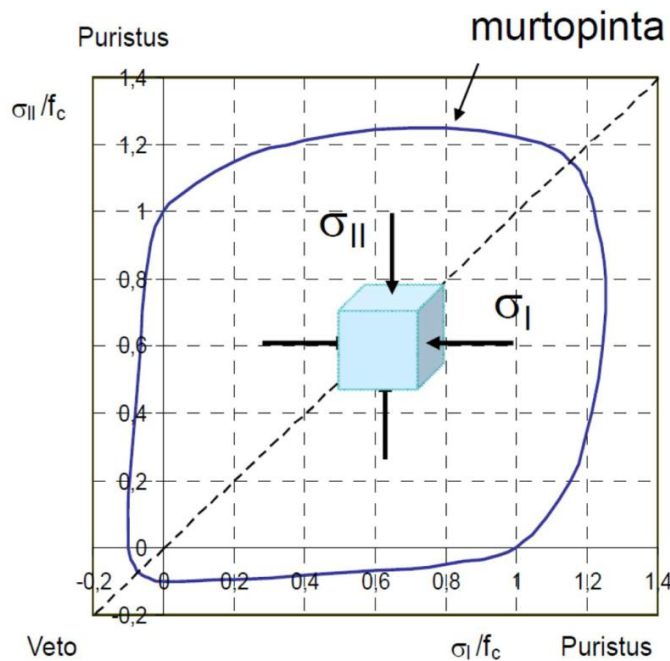
$E_{cm}$  on keskimääräinen kimmokerroin.

Kuvassa 14 esitetään eurokoodin mukainen jännitys-muodonmuutosyhteys lyhytaikaiselle aksiaaliselle kuormitukselle.



**Kuva 14 Rakenneanalyysissä käytettävä jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva [1]**

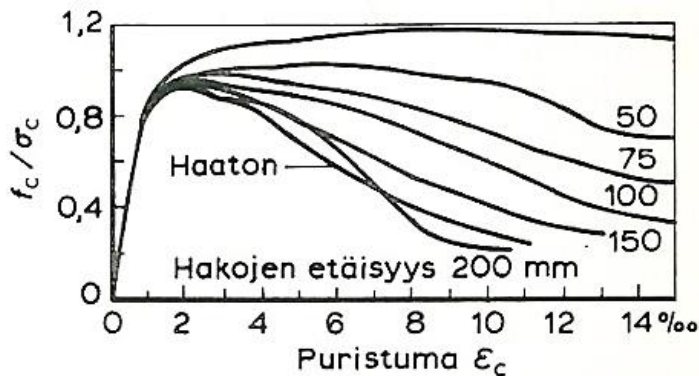
Edellä esitetty jännitys-muodonmuutosyhteys on voimassa aksiaalisessa jännitystilassa, kuten taivutetun suorakaidepoikkileikkauksen puristusosassa. [1, 5, 6] On kuitenkin hyvä muistaa, että lujuus riippuu jännitystilasta, joka voi olla aksiaalinen, tasojännitys- tai tasomuodonmuutostila tai kolmiakselinen jännitystilasta [5]. Kuvassa 15 on havainnollistettu betonin käyttäytymistä moniakselisessa jännitystilassa.



**Kuva 15 Betonin lujuus moniakselisessa jännitystilassa [25]**

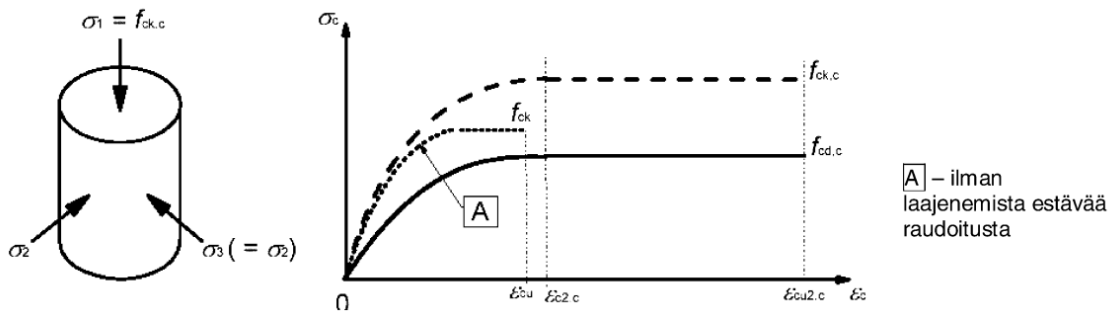
Aksiaalisessa puristuksessa betonin murtopuristuma ja murtolujuus ovat pienempiä kuin epäkeskeisessä. Tämän otaksutaan johtuvan siitä, että epäkeskeisessä kuormituksessa syntyvä epätasainen muodonmuutosjakautuma hidastaa betonin mikrohalkeilua. [7]

Joissakin tapauksissa betonia voidaan tarkastella suljettuna. Tämä tarkoittaa, että betonin puristuessa määräävän jännityksen suunnassa, betonin laajeneminen on tehokkaasti estetty tätä vastaan kohtisuorassa suunnassa. Laajenemista estävä betonirauditus voi koostua hyvin ankkuroidusta umpihaoista tai ristikkäisistä poikittaistangoista, jotka voivat plastisoitua betonin poikittaisen laajenemisen takia. [1, 5] Vaikutus on sitä tehokkaampi mitä pienempi on hakaväli, suurempi on betoniteräksen koko ja mitä suurempi on hakojen sisäpuolelle jäävän osuuden suhde koko poikkileikkaukseen [7]. Kuvassa 16 on esitetty hakojen parantava vaikutus käyttäen eri hakojen etäisyyksiä.



**Kuva 16 Hakojen parantava vaikutus [7]**

Suljetussa betonissa sisäisten halkeamailmiöiden alkaminen ja kasvu viivästyvät ja ne tapahtuvat vasta suuremman määräävän jännityksen vaikuttaessa. Suljetun betonin jännitys-muodonmuutosyhteytenä voidaan käyttää kuvassa 17 esitettyä kuvaajaa tarkempien tietojen puuttuessa.



**Kuva 17 Suljetun betonin jännitys-muodonmuutosyhteys [1]**

Betonin lujuuden ja muodonmuutoksen ominaisarvoja voidaan tällöin kasvattaa seuraavien kaavojen mukaisesti.

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1,0 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad , \text{ kun } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (2.16)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad , \text{ kun } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (2.19)$$

missä

$f_{ck,c}$  on betonin puristuslujuus suljetussa tilassa

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuus

$\sigma_2 (= \sigma_3)$  on laajenemista estävän betoniraudoitteen tehollinen poikittainen puristusjännitys murtorajatilassa

$\varepsilon_{c2,c}$  on suljetun betonin määräävän suunnan puristuma

$\varepsilon_{c2}$  on betonin puristuma

$\varepsilon_{cu2,c}$  on suljetun betonin suurin puristuma

$\varepsilon_{cu2}$  on betonin suurin puristuma.

Suunnittelun kannalta muita materiaalin perusominaisuuksia voidaan pitää muuttumattomina. [1, 5]

Jännitysmalli on varmalla puolella ja siinä otetaan huomioon kuormitukseen pitkäaikaisvaikutukset samalla tavoin kuin aksiaalisessa jännitystilassa. Jotta suljetun betonin lisälujuutta voidaan käyttää, täytyy sulkemisvaikutuksen olemassaolo todentaa. Eurokoodissa ei esitetä mitään mallia todentamiselle. CEB:n mallinormin esittämä poikittaisen laajenemisen estävälle jännitykselle kaavan (2.20), jonka mukaan pilari- tai palkkipoikkileikkauksen hakamäärä on verrannollinen tähän jännitykseen.

$$\frac{\sigma_2}{f_{cd}} \approx \frac{\sigma_3}{f_{cd}} = \frac{1}{2} \alpha_n \alpha_s \omega_w \quad (2.20)$$

$$\omega_w = \frac{V_{sc} f_{sd}}{V_{cc} f_{cd}} \quad (2.21)$$

missä

$\omega_w$  on sulkemisvaikutuksen synnyttävän betoniraudoituksen mekaaninen tilavuussuhde

$V_{sc}$  on sulkemisvaikutuksen synnyttävän betoniraudoituksen tilavuussuhde tarkastelupituudella

$V_{cc}$  on betoniraidoituksen sisäpuolelle jäävän betonin tilavuus tarkastelupituudella

$f_{sd}$  on betoniraidoituksen vetolujuus.

$$\alpha_n = 1 - \frac{n \frac{b_1^2}{6}}{b_0^2} = 1 - \frac{8}{3n} \quad (2.22)$$

$$\alpha_s = 1 + \frac{s}{2b_0} \quad , s < \frac{b_0}{2} \quad (2.23)$$

missä

$\alpha_n$  on poikittaissuunnassa sulkemisvaikutuksen sisään jäävän tehollisen pinta-alan pienennyskerroin

$\alpha_s$  on pituussuunnassa sulkemisvaikutuksen sisään jäävän tehollisen pinta-alan pienennyskerroin

$n$  on hakojen sitomien pitkittäisten betoniraidoitustankojen kokonaismäärä

$b_1$  on pitkittäisten betoniraidoitustankojen keskiöetäisyys

$b_0$  on uloimpien pitkittäisten betoniraidoitustankojen keskiöetäisyys

$s$  on hakojen keskiöetäisyys.

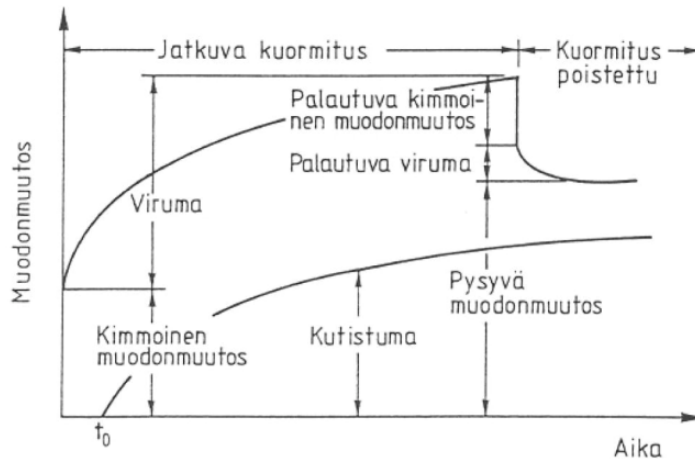
Kaavasta (2.21) voidaan huomata, että sulkemisvaipan sisäpuolisen betonin tilavuuden kasvaessa hakojen sulkemisvaikutus pienenee. [14, 5]

Puristuskestävyys on sitä parempi mitä pienempi on hakaväli, paksumpi on haan läpimitta. Mikäli hakojen sisäpuolelle jäävän osan suhde on suuri koko poikkileikkaukseen nähden, puristuskestävyys paranee entisestään. Jännitys-muodonmuutospiirroksen muotoon vaikuttaa myös muodonmuutosten jakautuminen poikkileikkauksessa. [7]

## VIRUMINEN

Virumalla tarkoitetaan ajan kuluessa kasvavaa muodonmuutosta kuormitetussa betonissa. Viruma mielletään usein haitalliseksi ilmiöksi muodonmuutoksen ja jännityshäviöiden lisääntyessä, mutta sillä on myös edullisia vaikutuksia. Esimerkiksi jatkuvissa rakenteissa viruma pienentää jännityshuippuja, jakaa jännityksiä uudelleen, vähentää halkeilua ja parantaa kestävyyttä. Betoni viruu koko elinkaarensa ajan, mutta ajan kuluessa, se lähestyy arvoa nolla. Käytännössä viruman tekninen loppuarvo saavutetaan noin 70 vuodessa. Virumasta on havaittavissa välittömästi ja viiveellä palautuva sekä palautumaton osuus kuvan 18 mukaan. [5]





**Kuva 18 Betonin kutistuman ja viruman riippuvuus ajasta [25]**

Betonin viruman suuruuteen vaikuttaa betonin koostumus, rakenteen mitat, ympäristön kosteus sekä kuormituksen suuruus ja alkamisajankohta. Viruma lisääntyy betonin kapillaarihuokosmäärän lisääntyessä sekä hydratoituneen sementtiliiman määrän lisääntyessä kiviaineksen ollessa luonteeltaan pehmeämpää. Viruma pienenee vesi/sementti-suhteen pienentyessä ja hydrataatioasteen kasvaessa. Ohuet poikkileikkaukset viruvat enemmän kuin paksut johtuen poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta. Viruma kasvaa mitä aikaisemmin rakennetta kuormitetaan johtuen betonin iästä riippuvasta hydrataatioasteesta. Kuivassa ympäristössä betonin viruma on suurempaa. [5, 6 1]

Viruma on lineaarista betonin jännityksen ollessa alle 45 % senhetkisen puristuslujuuden ominaisarvosta kyseisellä kuormitushetkellä. Mikäli jännitys kasvaa tätä suuremmaksi, tulee viruman epälineaarisuus huomioida. [6, 1]

Viruma huomioidaan mitoituksessa virumaluvun  $\varphi$  avulla. Virumaluvulla tarkoitetaan virumasta aiheutuvan muodonmuutoksen suhdetta jännityksen aiheuttamaan lyhytaikaiseen muodonmuutokseen. [1, 5, 6] Tavallisesti virumaluvun loppuarvo on lähellä arvoa 2, kosteissa olosuhteissa oleville betonirakenteille virumaluku asettuu 1-2 välille ja kuivissa olosuhteissa oleville rakenteille 2-3 välille. [6] Jännitettyjen rakenteiden massiivisuudesta johtuen virumaluku on niillä tyypillisesti noin 1,5. Virumaluku voidaan määrittää eurokoodissa esitettyjen kuvaajien avulla tietyllä ajanhetkellä, kun betonin lujuus, sementtityyppi, poikkileikkauksen muunnettu paksuus ovat tiedossa. Kuvaajat soveltuvat käytettäväksi ympäristön lämpötilan ollessa  $-40 - +40$  °C ja keskimääräisen suhteellisen kosteuden ollessa 40 % ja 100 % välillä. [1] Viruman arvo voidaan myös laskea tarkemmin eurokoodissa esitetyllä tavalla. Tässä työssä viruman laskennallinen tarkastelu sivuutetaan.

## KUTISTUMINEN

Betonin kutistuma koostuu sisäisestä kutistumasta  $\varepsilon_{ca}$  ja kuivumiskutistumasta  $\varepsilon_{cd}$ . Kokonaiskutistuman  $\varepsilon_{cs}$  suuruus saadaan näiden summuna kaavan (2.24) mukaan

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (2.24)$$

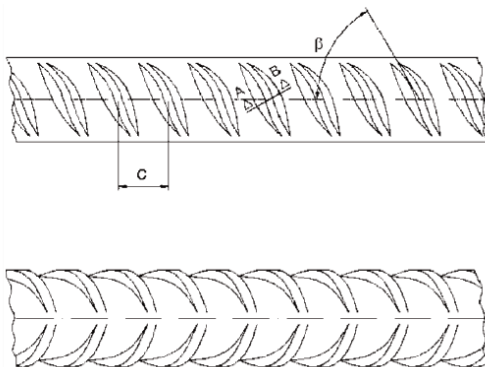
Sisäinen kutistuma kehittyy betonin kovettumisen aikana ja merkittävä osa tapahtuuikin jo ensimmäisen vuorokauden aikana betonin valusta. Sisäisen kutistuma sisältää sementin hydrataatiosta aiheutuvan kemiallisen kutistuman sekä karbonatisaatiokutistaman vaikutukset. Sementin hydratoituessa syntyvien tuotteiden tilavuus on pienempi kuin reaktioon osallistuvien tuotteiden tilavuus. Näin ollen korkealujuusbetoneilla, joissa sementin osuus on suurempi, tapahtuu enemmän sisäistä kutistumaa. [1, 5, 6]

Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti, koska se edellyttää veden poistumista betonin huokosista. Veden poistuessa betonin tilavuus pienenee sementtikiven pakkautuessa tiiviimmän, lähemmäs toisiaan. Kuivumiskutistuman suuruuteen vaikuttaa rakenteen mitat, ympäristön kosteus, betonimassan vesisementti-suhde sekä jälkihoito. Alhaisemmilla betonilujuuksilla, joissa on suuri vesisementti-suhde, kutistuma on suurempaa. Rakenteen mitat vaikuttavat kutistumaan haihduttavan pinnan pinta-alan ja poikkileikkauksen pinta-alan kautta. [1, 5, 6]

Tavallisissa teräsbetonirakenteissa kuivumiskutistuman osuus on suurempi, kun taas jännitetyissä rakenteissa sisäisen kutistuman merkitys kasvaa. Kokonaiskutistuman merkitys on suurempi jännitetyissä rakenteissa, koska sen vaikutus on saman suuntainen puristavan jännevoiman kanssa. [5, 27] Kutistuman laskentaan on eurokoodissa esitetty tarkemmat laskentakaavat, joita ei käsitellä tässä työssä.

## 2.4.2 Betoniteräs

Betoniteräkset ovat betonin raudoittamiseen tarkoitettuja terästankoja. Betoniteräkset luokitellaan niiden valmistusmenetelmän, sitkeyden ja hitsattavuuden perusteella [5]. Teräkset valmistetaan joko kuumavalssaamalla tai kylmämuokkaamalla. Kuumavalssatulla teräksellä on hyvät sitkeys- ja hitsattavuusominaisuudet. Kylmämuokatulla teräksellä on korkeammat lujuusominaisuudet, mutta pienempi venymäkyky. [6] Betoniteräksen pintaan on valssattu kuvan 19 mukaisia tartuntaa parantavia harjoja. [6].



**Kuva 19 Kuumavalssattu (yllä) ja kylmämuokattu (alla) betoniteräs [25]**

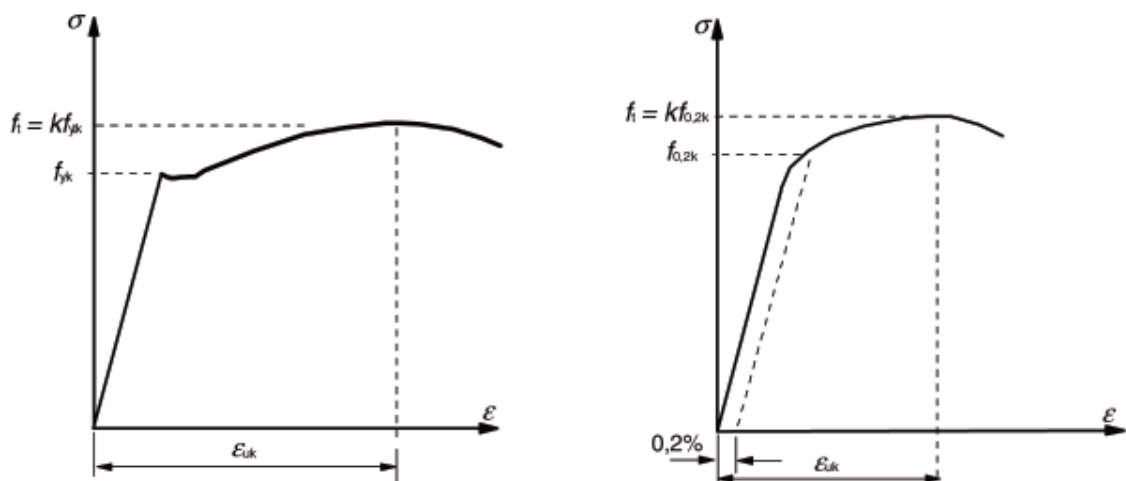
Betonirakenteiden raudoituksena käytetään yleensä standardin EN 10080 mukaisia betoniteräksiä. Mikäli käytetään muita kuin EN 10080 mukaisia teräksiä, tulee standardin EN 1992-1-1 kohdat 3.2.2-3.2.6 sekä liitteen C vaatimukset täyttyä. [1, 15]

Eurokoodin mukaiset suunnittelusäännöt eivät ole voimassa suoraa pinnoitetuille, ruostumattomille betoniteräksille tai betoniteräksille, joiden myötölujuus on yli 600 MPa. Suunnittelusääntöjä voidaan kuitenkin käyttää, mikäli niiden voimassaolo on osoitettavissa. [3].

Betoniteräksen luokka merkitään tunnuksella, joka koostuu kirjain-numero-kirjain -yhdistelmästä. Tunnus ”B” kuvaa betoniterästä. Numero-osa ilmaisee betoniteräksen myötölujuuden. Viimeisellä kirjaimella tarkoitetaan sitkeysluokkaa, joka voi olla A, B tai C. Lisäksi näiden jälkeen voidaan esittää lisätunnus poikkeavuuden ilmaisemiseksi. [6] Nykyään yleisesti käytössä oleva betoniteräs on B500B.

## JÄNNITYS-MUODONMUUTOSYHTEYS

Kuvassa 20 on esitetty betoniterästen tyypilliset jännitys-venymäkuvaajat. Sekä kuumavalssatun että kylmämuokatun betoniteräksen käyttäytyminen on lähes lineaarista, kunnes saavutetaan myötörajaa vastaava jännitys. Myötörajan jälkeen kuumavalssatussa teräksessä tapahtuu teräksen myötäämistä, eli venymä kasvaa jännityksen pysyessä likimain muuttumattomana. Suunnittelussa käytettävä teräksen myötölujuuden ominaisarvo  $f_{yk}$  vastaa teräksen ylempää myötörajaa. Myötäämisen jälkeen betoniteräs alkaa myötölujittua, kunnes saavutetaan suurinta voimaa vastaavan murtovenymän ominaisarvo  $\varepsilon_{uk}$  ja sitä vastaava vetolujuus  $f_t$ . Kylmämuokatun teräksen käyttäytyminen poikkeaa kuumavalssatusta. Siinä ei ole havaittavissa selvää myötörajaa, vaan käyttäytyminen muuttuu kimmoisasta vähitellen plastiseksi. Myötöjännityksenä käytetään tällöin 0,2 % pysyvää venymää edustavaa jännitystä  $f_{0,2k}$ .



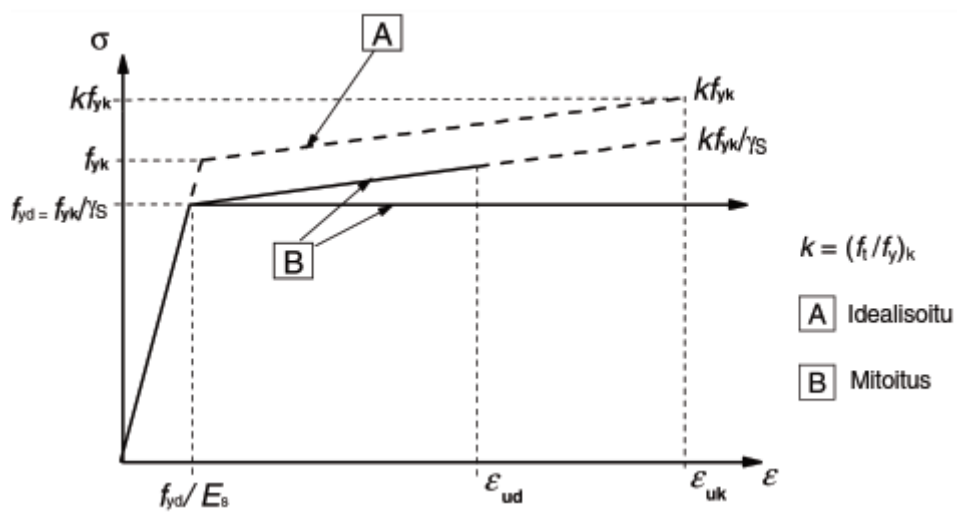
**Kuva 20 Vasemmalla kuumavalssatun ja oikealla kylmämuokatun betoniterästen tyypilliset jännitys-venymäkuvaajat [1]**

Betoniraudoituksen käyttäytyminen tulee olla sitkeää. Sitkeys määritellään vetolujuuden ja myötölujuuden suhteella  $k$  sekä suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvolla. Sitkeysluokkien mukaiset vaatimukset on esitetty taulukossa 3.

**Taulukko 3 Betoniteräksen sitkeysluokka vaatimukset [1, 15, 5]**

Sitkeysluokka	A	B	C
$k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$1,15 \leq k < 1,35$
$\varepsilon_{uk}[\%]$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Betoniteräksen mitoituksessa voidaan käyttää kuvassa 21 esitettyjä idealisoituja jännitys-venymäkuvaajien malleja. Myötölujenevassa mallissa teräksen jännitys nousee muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan  $\varepsilon_{ud}$  saakka. Tällöin sallitun venymän arvo tulee rajoittaa Suomen kansallisen liitteen mukaan 10 %:een. Toisessa mallissa myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.



**Kuva 21 Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja sekä mitoituskuvaajat [1]**

Myötölujuuden mitoitusarvo  $f_{yd}$  lasketaan kaavalla

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.25)$$

missä

$f_{yk}$  on betoniteräksen myötölujuus

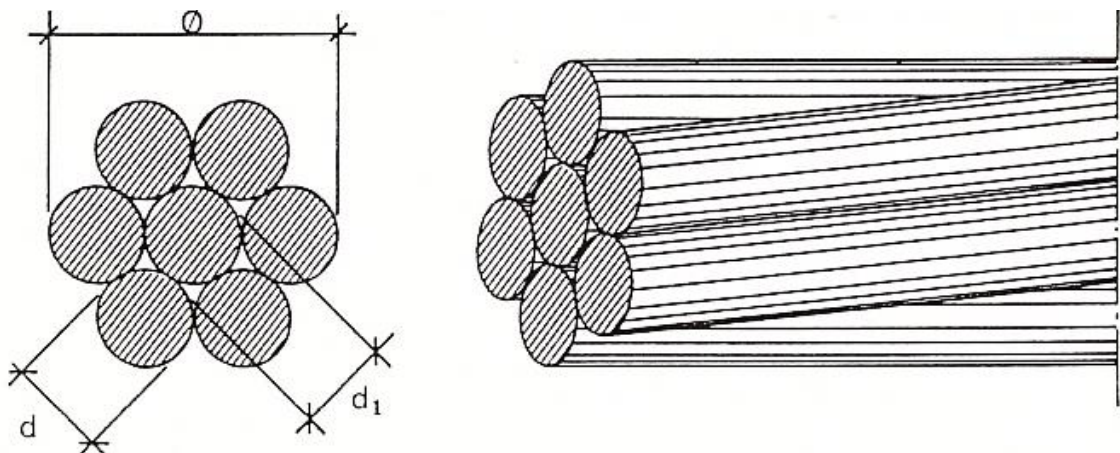
$\gamma_s$  on betoniteräksen osavarmuusluku.

Betoniteräksen kimmokertoimenä  $E_s$  voidaan käyttää arvoa 200 GPa sekä keskimääräisenä tiheytenä  $\rho_s$  arvoa 7850 kg/m<sup>3</sup>.

Betoniterästen hitsaukseen ja taivutukseen tulee kiinnittää huomiota, sillä niillä on vaikutusta teräksen sikeyteen ja kestävyys. Hitsaukset tulee toteuttaa standardin EN ISO 17660 vaatimusten mukaisesti. [5, 1, 15]

### 2.4.3 Jänneteräs

Jännitetyissä rakenteissa voidaan käyttää esijännitystankoja, -lankoja tai punoksia. Suomessa jännitetyissä betonirakenteissa käytetään yleisimmin punoksia. Punokset valmistetaan kylmävedetyistä langoista, jotka punotaan samaan suuntaan. Lankojen lukumäärä punoksessa vaihtelee 2-27 kappaleen välillä. Yleisimmin käytetään kuvassa 22 esitettyä 7-lankaista punosta, jossa keskimäinen ydinlanka on suora ja sen ympärille on punottu 6 ympärilankaa. Punoksilla on paremmat mekaaniset ominaisuudet ja pienempi relaxaatio kuin muilla jänneteräksillä niiden valmistuksessa tehtävän stabiloivan jännityksen päästön ansiosta. [5]



**Kuva 22 Seitsemänlankainen jännepunos [27]**

Jänneteräkset valmistetaan korkealujuusteräksestä. Korkealujuusteräksen käyttö mahdollistaa suuren, jopa 5% venymän. Suuren venymän ansiosta jänneteräksessä vaikuttaa jännehäviöiden jälkeenkin vielä suuri esijännitys voima. [27]

Jännepunosten vaatimuksia ja ominaisuuksia ohjeistetaan kansallisissa tuotehyväksynnöissä SFS 1265-1 ja SFS 1265-3 sekä harmonisoidun tuotestandardin draft-versiossa prEN 10138. Kun jänneterästen tuotannossa, testaamisessa ja vaatimustenmukaisuuden osoittamisessa käytettävät menetelmät ovat kyseisten standardien mukaiset, voidaan olettaa jänneterästen täyttävän eurokoodin edellyttämät vaatimukset sekä riittävän pienen jännityskorroosiotaipumuksen. Käytettäessä muita kuin edellä mainittujen standardien mukaisia jänneteräksiä, voidaan ominaisuudet esittää asianomaisessa ETA-hyväksynnässä tai varmennustodistuksessa. [1, 8 15]

Jänneteräkset luokitellaan lujuuden, relaksaatioluokan, koon ja pintaominaisuuksien mukaan. Nämä ominaisuudet tulee selvästi tunnistaa jokaisesta toimituserästä. Tunnistamiseksi jokaisen toimituserän mukana tulee olla koetodistus, josta selviää tarvittavat tiedot ja tarvittaessa lisätietoja. [1, 8]

Jänneteräkset merkitään tunnuksella, joka koostuu kirjain-numero -yhdistelmästä. Kirjaintunnus ”Y” kuvaa jänneterästä. Numero-osa ilmaisee jänneteräksen vetolujuuden. Tämän jälkeen esitetään jänneteräksen tyypin tietoa, joka kertoo, onko kyseessä punos (S), lanka (C) vai tanko (H) sekä punoksessa olevien lankojen lukumäärän. Lisäksi voidaan esittää poikkileikkauksen halkaisija ja pinnan muotoa sekä relaksaatio-, väsymis- ja jännityskorroosioluokkaa ilmaisevat tunnukset. [27] Tyypillinen käytössä oleva jänneteräs on Y1860S7.

Jänneteräksen relaksaatiolla tarkoitetaan jännityksen vähenemistä venymän pysyessä muuttumattomana. Eurokoodi määrittelee kolme relaksaatioluokkaa. Standardissa SFS 1265 punoksille esitetyt relaksaatioluokat poikkeavat eurokoodin mukaisista luokista. Nämä relaksaatioluokat on esitetty taulukossa 4.

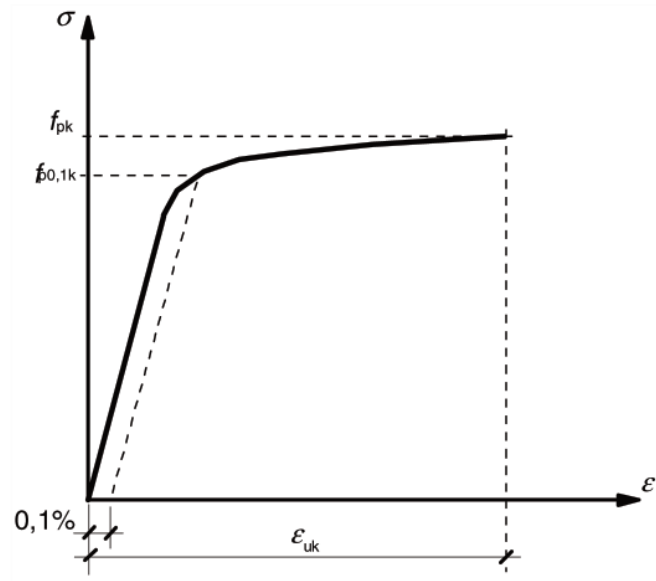
**Taulukko 4 Jänneterästen relaksaatioluokat [1, 8]**

Jänneteräs	Relaksaatioluokka standardissa		$\rho_{1000}$
	SFS EN 1992-1-1	SFS 1265-1	
Lanka tai punos tavallinen relaksaatio	Luokka 1	R2	8 %
Lanka tai punos pieni relaksaatio	Luokka 2	R1	2,5 %
Kuumavalssatut tai muokatut tangot	Luokka 3	-	4 %

Jänneterästen mitoituksessa käytetään relaksaatiohäviötä kuvaavaa arvoa  $\rho_{1000}$ , joka kuvaa 20 °C lämpötilassa 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä prosentteina. [1, 8]

## JÄNNITYS-MUODONMUUTOSYHTEYS

Eurokoodissa määritellään jänneteräkselle vetolujuus  $f_{pk}$ , lujuuden 0,1-raja  $f_{p0.1k}$  ja suurinta voimaa vastaava venymä  $\varepsilon_{uk}$  ominaisarvona. Jänneteräksen 0,1-rajalla tarkoitetaan jännitystä, joka aiheuttaa 0,1 % suuruisen pysyvän muodonmuutoksen. Kuvassa 23 on esitetty tyypillinen jänneteräksen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja.



**Kuva 23 Tyypillisen jänneteräksen jännitys-venymäyhteyden kuvaaja [1]**

Jänneteräksellä tulee olla ohjeistavan standardin prEN 10138 määrittelemä riittävä sitkeys, jotta jänteeseen saadaan aikaan vaadittu venymäarvo suurimmalla kuormalla. Jänneteräksen riittävä vetositkeys voidaan katsoa saavutettavan, jos vetolujuuden suhde 0,1-raja on suurempi kuin 1,1. Taivutussitkeys tulee olla standardin EN ISO 15630 vaatimusten mukainen. [1, 8, 15]

Mitoituksessa käytettävä jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo  $f_{pd}$  lasketaan kaavalla

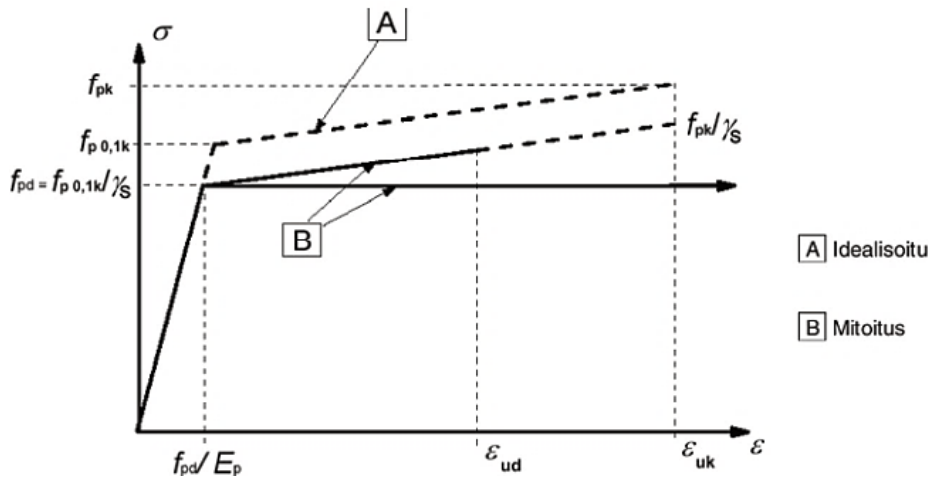
$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (2.26)$$

missä

$f_{p0,1k}$  on jänneteräksen lujuuden 0,1-raja

$\gamma_s$  on jänneteräksen osavarmuusluku.

Kuvassa 24 on esitetty jänneteräksen idealisoitu jännitys-muodonmuutoskuvaajan sekä kaksi mitoituksessa käytettävää mitoitusmallia.



**Kuva 24 Jänneteräksen idealisoitu jännitys-muodonmuutoskuvaaja ja mitoituskuvaajat [1]**

Lujenevassa mallissa jännitys nousee venymän mitoitusarvon sallittuun ylärajaan  $\epsilon_{ud}$  saakka. Tällöin sallitun venymän yläraja rajoitetaan Suomen kansallisen liitteen mukaan 20 %:een ja sitkeyden tulee olla 0,9 [3]. Tämä malli voi perustua myös todelliseen tunnettuun jännitys-muodonmuutosyhteyteen, kun myötöjännitystä pienennetään osavarmuusluvulla kuten kuvassa 24. Toisessa mallissa myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona. Tällöin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa. [15, 1, 8] Jos jänneteräksen myötölujittumista käytetään hyväksi mitoituksessa, todellinen murtovenymä  $\epsilon_{uk}$  on selvittävä jänneteräksen valmistajalta. Mikäli tämä ei ole mahdollista murtovenymälle voidaan käyttää arvoa 8,0 % [8].

Mitoituksessa jännepunokselle käytetään kimmokertoimenä  $E_p$  arvoa 195 GPa, ellei käyttöselosteessa ole toisin mainittu. Jänneteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi  $\rho_p$  voidaan otaksua  $7850 \text{ kg/m}^3$ . Nämä ominaisuuksien arvot voidaan olettaa esiintyvän valmiissa rakenteessa lämpötilan ollessa  $-40^\circ\text{C} \dots +100^\circ\text{C}$  välillä. [1] Suunnittelussa käytettävän relaksaatiohäviön voidaan otaksua olevan  $3\rho_{1000}$ , mikäli tarkempia laskelmia ei tehdä [8, 15].

Jännitetyissä rakenteissa käytettävissä langoissa ja tangoissa ei saa olla hitsejä. Punosten yksittäisissä langoissa saa olla vain ennen kylmävetoa tehtyjä vuorottaisia hitsejä. [1 8]

## JÄNNITYSHÄVIÖT

Jänneteräksessä tapahtuu jännityshäviötä rakenteen elinkaaren aikana. Jännityshäviöt johtuvat rakenteeseen syntyvästä muodonmuutoksesta sekä betonin ja jänneteräksen ominaisuuksista. Jännityshäviöt jaetaan välittömiin ja ajasta riippuviin häviöihin sen mukaan, missä vaiheessa häviö tapahtuu. Tyypillisesti jännityshäviöt aiheuttavat jänneteräkseen noin 10-20 % voiman pienenemisen. Näin ollen jännityshäviöt tulee huomioida rakenteen mitoituksessa. [27, 5,] Tarkemmin jännityshäviöitä käsitellään jännevoiman laskennan yhteydessä luvussa 3.3.



## 3. ANKKUROINTIALUEEN SUUNNITTELU

### 3.1 Ankkurointialueen suunnittelun tavoitteet

Ankkurointialueen suunnittelun tavoitteena on varmistaa jännevoiman turvallinen siirtyminen rakenteeseen ja hallita jännevoiman aiheuttamia halkeamien leveyksiä. Yksi ankkurointialueen ongelmien yleisimmistä syistä on betoniraudoituksella liian täyteen ahdettu rakenteen päätyalue. Tämä johtaa hankaluuksiin sijoittaa ja saada jännevoiman vaatima rauditus mahtumaan rakenteen päätyalueelle. Raudoitteen ahtaudesta seuraa ongelmia betonin valamisessa ja tiivistämisessä. Näin ollen liiallinen määrä betoniraudoitusta ankkurointialueella voi olla yhtä haitallinen kuin riittämätön rauditus. [10] Tämän välttämiseksi rakenteen mittasuhteet tulisi miettiä tarkkaan jo suunnittelun alkuvaiheessa. Lisäksi suunnittelun aikana tulisi miettiä rakenteen toteutettavuutta. Kuvissa 25 ja 26 on havainnollistettu tiiviin betoniraudoituksen aiheuttamaa ahtautta palkin päätyalueella.



*Kuva 25 Ankkurointialueen betoniraudoituksen asennus palkin päässä*



*Kuva 26 Palkin pään betoniraudoitus asennettuna*

Toinen usein tehtävä havainto on betonin halkeilu ankkurointialueella, erityisesti jännekulkua pitkin. Tämä ei välttämättä johdu rakenteellisesta puutteesta, vaan alueelle on odotettavissa jonkin verran rajoitettuja halkeamia alueella sijaitsevien poikittaisten vetojännitysten vuoksi. Yleensä tavoitteena on hallita näitä halkeamia sen sijaan, että niitä yritettäisiin välttää. Mikäli halkeilu jännekululla halutaan estää, on alueelle järjestettävä poikittainen jännitys, tai vetojännitykset on minimoitava huolellisella jänteiden sijoituksella sekä jännittämijärjestyksellä. [10]

### 3.2 Ankkurointialueiden suunnittelun vastualueet

Ankkurointialueen jakaminen paikalliseen ja yleiseen alueeseen jakaa myös alueiden suunnitteluvastuun suunnittelijan ja jännemenetelmän toimittajan välillä. Paikallisen ankkurointialueen toiminnan vastuu kuuluu jännemenetelmän toimittajalle. Jännemenetelmän toimittaja vastaa menetelmässä käytettävien ankkurointikomponenttien suunnittelusta ja testauksesta sekä ankkurikappaleen asianmukaisen toiminnan varmistamisesta. Sidontaradoitus on osa ankkurikappaletta ja on näin riippuvainen kyseisestä jännemenetelmästä. Tällöin sidontaradoitus on toimitettava osana jännitysjärjestelmää jännemenetelmän toimittajan toimesta. [10, 8]

Jännemenetelmän toimittaja on velvollinen esittämään ETA-hyväksynnässä tai muulla hyväksytyllä tavalla rakennesuunnittelijalle paikallisen ankkurointialueen toimintaa koskevat seikat. Tällaisia ovat:

- mahdollisesti ankkurin edessä tarvittava paikallisen alueen betoniradoitus
- ankkurikappaleiden minimi reuna- ja keskiöetäisyydet
- betonin vähimmäislujuus jännittämisen aikana
- jännityskaluston tilavaatimukset
- tarvittaessa jännemenetelmää koskevien hyväksymiskokeiden tulokset. [10, 8]

Yleisen alueen suunnittelusta vastaa rakennesuunnittelija, koska alueen käyttäytymiseen vaikuttavilla asioilla on vaikutusta koko rakenteeseen. Yleisen ankkurointialueen toiminnan varmistamiseksi rakennesuunnittelijan tulee ottaa huomioon seuraavat seikat:

- jännitysvoimat
- ankkurikappaleiden sijoittelu rakenteeseen
- jännitysjärjestys
- rakenteen geometria
- muut ankkurointialueeseen kohdistuvat voimat
- halkaisuvoimia ja lohkeilua estävän betoniradoituksen suunnittelu
- ankkurointialueiden ja rakenteen muiden radoitteiden yhteensovittaminen. [10, 8]

Suunnittelijan on noudatettava ensisijaisesti teknisessä hyväksynnässä esitettyjä arvoja. ETAn salliessa, voidaan hyväksynnän suositusarvoista poiketa, mikäli ankkurointialueen toimivuus voidaan osoittaa laskelmin tai kokein. [10, 8] Yleisen alueen betonirauδοitus ei kuulu jännitysjärjestelmään, joten niiden tilaus ja toimitus on sisällytettävä muiden rauδοitusten tilaukseen. [10]

### 3.3 Jännevoima

Jännevoiman suuruus vaihtelee tarkasteltavan tilanteen mukaan. Jännittämishetkellä jännevoiman aktiivipäässä vaikuttava jännevoima rajoitetaan arvoon  $P_{max}$ , joka voidaan laskea kaavalla

$$P_{max} = A_p \sigma_{p0.max} \quad (3.1)$$

missä

$A_p$  on jännevoiman poikkileikkauksen pinta-ala

$\sigma_{p0.max}$  on jännevoimaan vaikuttava suurin jännitys.

Jänneteräksen vaikuttava suurin jännitys lasketaan kaavan (3.2) mukaan.

$$\sigma_{p0.max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\}. \quad (3.2)$$

missä

$f_{pk}$  on jänneteräksen vetolujuus

$f_{p0,1k}$  on jänneteräksen 0,1-raja.

Suurimman jännevoiman ylitys eli jänneteräksen ylijännittäminen sallitaan, jos jännitystunkin voimaa pystytään mittaamaan  $\pm 5\%$  tarkkuudella jännevoiman loppuarvosta. Tällöin suurinta jännevoimaa  $P_{max}$  voidaan suurentaa arvoon  $0,95f_{p0,1k}A_p$ . Ylijännittäminen voi tulla kyseeseen esimerkiksi odottamattoman suuren kitkan esiintyessä pitkässä jänneteräksessä. [1, 3, 8]

Betoniin vaikuttava keskimääräinen alkujännevoima  $P_{m0}(x)$  etäisyydellä  $x$  jänneteräksen aktiivipäässä välittömästi jännittämisen ja ankkuroinnin jälkeen, saadaan kaavalla

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_i(x) \quad (3.3)$$

missä

$P_{max}$  on jännittämishetkellä vaikuttava jännevoima

$\Delta P_i(x)$  on jänneteräksen välittömät jännityshäviöt.

Keskimääräinen jännevoima saa olla enintään kaavan (3.4) mukaisen arvon suuruinen.

$$P_{m0}(x) = A_p \sigma_{pm0}(x) \quad (3.4)$$

missä

$\sigma_{pm0}$  on jänneteräksen suurin sallittu jännitys ankkuroinnin jälkeen.

Suurin sallittu jännitys rajoitetaan kaavan (3.5) mukaiseen arvoon

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\}. \quad (3.5)$$

Jännevoiman keskimääräinen arvo  $P_{m,t}(x)$  tietyllä ajanhetkellä  $t$  ja etäisyydellä  $x$  jänteen aktiivipäästä lasketaan kaavalla

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(t) - \Delta P_{c+s+r}(x) \quad (3.6)$$

missä

$P_{m0}(t)$  on välittömästi jännittämisen jälkeinen jännevoima

$\Delta P_{c+s+r}(x)$  on jänneteräksen ajasta riippuvat jännityshäviöt etäisyydellä  $x$  itseisarvona.

[1, 3, 8] Liikenneviraston siltarakenteita koskevassa ohjeessa tartunnallisten ankkurijännebetonirakenteiden jännityksiä rajoitetaan hieman enemmän. Jännittämishetkellä suurin sallittu jännitys saa olla kaavalla (3.7) mukainen arvo.

$$\sigma_{p0,max} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} \quad (3.7)$$

Välittömästi jännittämisen jälkeen jänneteräksen jännitys saa olla kaavan (3.8) mukainen.

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,70f_{pk}; 0,80f_{p0,1k}\} \quad (3.8)$$

[15, 27, 29] Jännityksiä rajoitetaan enemmän, koska aika ennen kuin jänneteräkset injektoidaan, voi olla hyvinkin pitkä. Tästä syystä jänneteräkset ovat alttiita jännityskorroosiolle. Lisäksi kitkahäviöihin liittyy epävarmuustekijöitä. Koska jännittäminen tapahtuu usein jo ennen kuin betoni on saavuttanut suunnittelulujuuden, on betonin viruma moninkertainen. Tällä on vaikutusta ankkurointialueen toimintaan. Lisäksi jänneterästen vaihtaminen voi olla hankalaa, mikäli ne menevät poikki jännitystyön yhteydessä. Jännitysten rajoittamisella taataan myös varmuutta halkaisuvoimien analysointiin. [31]

### 3.3.1 Välittömät jännityshäviöt

Välittömiin jännehäviöihin  $\Delta P_i(x)$  kuuluu jänneteräksen kitkahäviöstä  $\Delta P_\mu(x)$ , ankkuroinnin liukumisesta  $\Delta P_{sl}$  ja betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta  $\Delta P_{el}$  johtuvat häviöt. Näiden lisäksi jäännemenetelmän ETA-hyväksynnässä voidaan ilmoittaa ankkurikappaleesta tapahtuvasta kitkahäviöstä  $\Delta F_s$ , joka on pieni edellä mainittuihin verrattuna [18, 19]. Häviöistä oteteen huomioon kulloinkin kyseeseen tulevat välittömät vaikutukset tartuntajänteiden ja tartunnattomienjänteiden osalta. [1]

#### KITKAHÄVIÖ

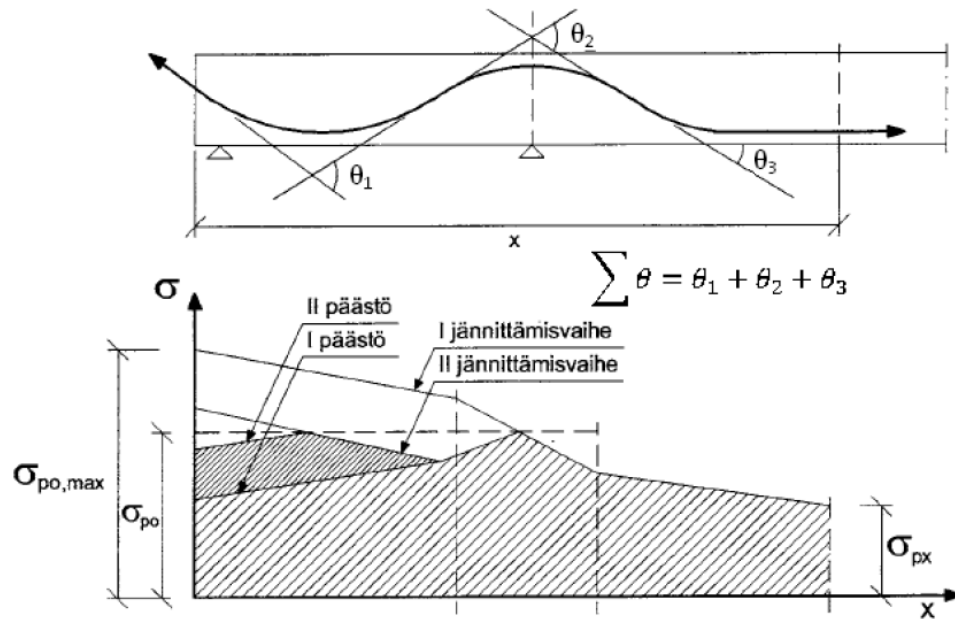
Kitkahäviöt aiheutuvat jänneteräksen ja suojaputken välisestä kitkasta jänneteräksen liukuessa suojaputken pintaa pitkin. Kitkahäviön suuruuteen vaikuttaa kitkakertoimen lisäksi jännekulun kulmanmuutokset sekä aaltoisuusluku. Aaltoisuusluku kuvaa suojaputken pyrkimystä roikkua, eli aalloilla sen tukien välillä. Ankkurijänteiden kitkahäviöt  $\Delta P_\mu(x)$  voidaan laskea kaavalla

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (3.9)$$

missä

- $\mu$  on jänneteräksen ja jänteen suojaputken välinen kitkakerroin
- $x$  on jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys aktiiviankkurista
- $\theta$  on ankkurijänteen suunnan muutoksen summa radiaaneina etäisyydellä  $x$
- $k$  on jänneteräksen aaltoisuusluku.

Kitkakertoimen  $\mu$  ja aaltoisuusluvun  $k$  arvot esitetään käytettävän jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä tai kansallisessa tuotehyväksynnässä. Kitkakertoimen  $\mu$  arvo riippuu jänneterästen ja suojaputken pintojen ominaisuuksista, mahdollisesta ruosteesta, jänneteräksen pituudenmuutoksesta ja jänneteräksen profiilista. Aaltoisuusluvun  $k$  arvo riippuu työn suorituksen laadusta, jänneteräksen tukien välisestä etäisyydestä, käytettävän suojaputken tyypistä ja betonia valettaessa käytettävästä tärytysasteesta. [1, 8] Kuvassa 27 on havainnollistettu jänneteräksen suunnan muutoksen laskentaa ja kitkan vaikutusta jänneteräksen jännitykseen.



**Kuva 27 Kitkan ja kaarevuuden vaikutus [15, 8]**

Taulukossa 5 on eurokoodissa esitetyt oletusarvot kitkakertoimelle, mikäli eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä esitettäviä tietoja ei ole käytettävissä.

**Taulukko 5 Kitkakertoimen oletusarvot [1]**

Jänneteräs	Sisäiset jänteet	Voitelematon		Voideltu	
		Terässuojaputki	HDPE-suojaputki	Terässuojaputki	HDPE-suojaputki
Kylmävedetty lanka	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Punos	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10

Jänneteräksen aaltoisuusluvulle voidaan käyttää arvoja välillä  $0,005-0,01m^{-1}$ , mikäli ETA hyväksynnässä esitettäviä tietoja ei ole saatavilla. [1]

## ANKKUROINTIHÄVIÖ

Ankkurointihäviöt tapahtuvat jännitysvoiman siirtyessä jännitystunkilta ankkurille, jolloin jänneteräs lukitaan jänneankkuriin esimerkiksi kiilojen avulla. Jänneteräs liukuu ankkurikappaleessa ennen sen lukkiutumista. Tämä ankkurikappaleelle ominainen liukuma  $\Delta$  on esitetty jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä. Ankkuriliukumaa tapahtuu sekä janteen aktiivi- että passiivipäässä. Passiivipään liukuma hoidetaan kiristämällä jänneteräs alkukireyteen ennen varsinaisen jännitystyön aloittamista. Tyypillisesti liukuma on 0-9 mm välillä, menetelmästä riippuen [18, 19, 31]. Ankkurointiliukuma on suurimmillaan ankkurin läheisyydessä, mutta sen vaikutus pienenee vaikutuspituuden matkalla siirryttäessä kohti passiiviankkuria.

Ankkurointiliukuman aiheuttaman jännityshäviön  $\Delta P_{sl}$  vaikutus jänteen aktiivipäässä voidaan laskea kaavan (3.10) avulla.

$$\Delta P_{sl} = 2\Delta_p w \quad (3.10)$$

missä

$\Delta_p$  on kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö pituusyksikköä kohden kaavan (3.11) mukaan

$w$  on ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus kaavan (3.12) mukaan.

$$\Delta_p = \frac{P_{max} - P_{(l)}}{l} = \frac{\Delta P_{\mu}(l)}{l} \quad (3.11)$$

$$w = \sqrt{\frac{\Delta_{slip} E_p A_p}{\Delta_p}} \quad (3.12)$$

missä

$P_{max}$  on jännitysvoima

$P_{(l)}$  on jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen

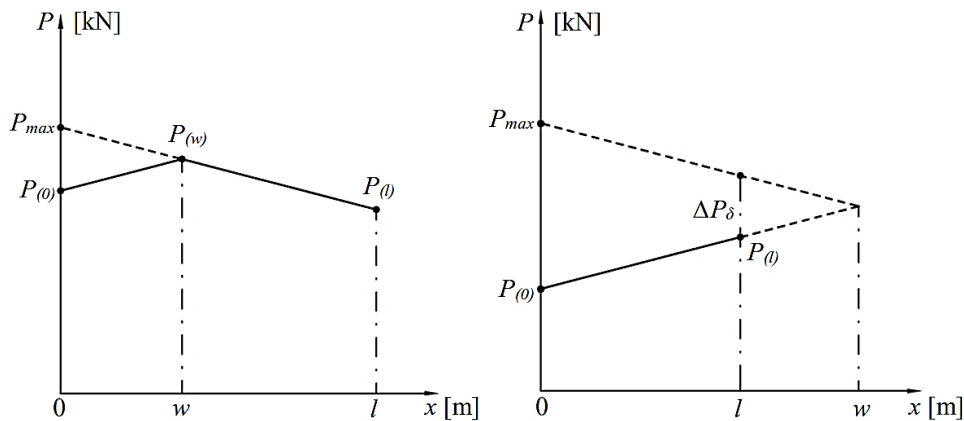
$l$  on jänteen kokonaispituus

$\Delta_{slip}$  on ankkurointiliukuma

$E_p$  on jänneteräksen kimmokerroin

$A_p$  on jänneteräksen pinta-ala.

Kuvan 28 vasemmalla puolella on esitetty jänneteräksessä vaikuttavan jännevoiman suuruus ja tapahtuvat häviöt sen matkalla.



**Kuva 28 Jännityshäviö ankkurointiliukumasta tapauksissa  $w < l$  ja  $w > l$  [31]**

Kaavalla (3.13) voidaan laskea jänteen aktiivipäässä vaikuttava jännevoima lukitushäviön tapahduttua

$$P_{(0)} = P_{max} - \Delta P_{sl}. \quad (3.13)$$

Jännevoiman suuruus ankkurointiliukuman vaikutusmatkan päässä lasketaan kaavalla

$$P_{(w)} = P_{max} - \Delta_p w. \quad (3.14)$$

Poikkileikkauksen mitoituksessa käytettävä keskimääräinen jännevoima  $P_{m0}$  lukitushäviön vaikutuspituuden ollessa pienempi kuin jänteen pituus saadaan kaavalla

$$P_{m0} = \frac{\frac{P_{(0)}+P_{(w)}}{2}w + \frac{P_{(w)}+P_{(l)}}{2}(l-w)}{l}. \quad (3.15)$$

Ankkurointiliukuman vaikutuspituus voi ulottua myös pidemmälle kuin jänneteräksen todellinen pituus, kuten kuvassa 28 vasemmalla on esitetty. Liukuman määrä lasketaan tällöin kahdessa osassa, jänteen matkalla tapahtuvana liukumana ja ylimenevä liukumana, joka jaetaan tasan jänteen matkalle [31]. Tällöin lukitushäviön vaikutus jänteen aktiivi- ja passiivipäässä saadaan kaavoilla (3.16) ja (3.17).

$$P_{(0)} = P_{max} - \frac{\Delta_{slip} E_p A_p}{\Delta_p} - \Delta P_{\mu}(l) \quad (3.16)$$

$$P_{(l)} = P_{max} - \frac{\Delta_{slip} E_p A_p}{l}. \quad (3.17)$$

Lukitushäviön vaikutuspituuden ollessa suurempi kuin jänteen pituus keskimääräinen jännevoima  $P_{m0}$  saadaan kaavalla

$$P_{m0} = \frac{P_{(0)}+P_{(l)}}{2}. \quad (3.18)$$

## BETONIN KIMMOINEN MUODONMUUTOS

Jännevoiman lukitushetkellä jänneteräksestä ankkurikappaleen välityksellä siirtyvä puristava voima aiheuttaa betoniin kimmoisen kokoonpuristumisen. Kimmainen kokoonpuristuminen synnyttää yksittäisiin jänneteräksiin erisuuruisia jännityshäviöitä jännitystyön edetessä. Mikäli kaikki jänneet pystyttäisiin jännittämään samanaikaisesti, ei kimmoisen kokoonpuristumisen aiheuttamaa jännityshäviötä tarvitsisi huomioida. Tämä ei kuitenkaan ole käytännössä mahdollista. Tavallisesti jänneet jännitetään peräkkäin yksi kerrallaan. Tällöin yhden jänteen tuottama jännevoima aiheuttaa kimmoisesta muodonmuutoksesta jännityshäviötä kaikkiin jo aiemmin jännitettyihin jänneteräksiin. Näin ollen jänneterästen jännittämisjärjestyksellä on vaikutusta betonin kimmoiseen puristumaan. [27]



Betonin kimmoisen kokoonpuristumisen vaikutus voidaan huomioida joko jänteiden jännittämisellä usealla kierroksella, jänneterästen jännityshäviöinä tai jänteiden portaittain alenevalla ylijännittämisellä. [31] Kun sama jänneteräs jännitetään useaan kertaan, jänteen tulee olla riittävän pitkä, jotta sitä saadaan venytettyä riittävästi jokaisella kerralla. Tällöin jänneteräs lukittuu ankkuriin lujemmin, kun edellisellä kierroksella ja jäljelle jää vain osa häviöstä. [31]

Kimmoisen kokoonpuristumisen vaikutus voidaan kompensoida jännittämällä jänneteräkset useammassa vaiheessa suunniteltua jännevoimaa suuremmilla portaittain muuttuvalla voimilla. Ensimmäisen vaiheen jänneteräkset jännitetään suurimmalla jännevoimalla muut välittömät jännityshäviöt huomioiden, jolloin niissä on varaa seuraavasta jännitysvaiheesta aiheutuviin kimmoisiin häviöihin. Jännevoimaa vähennetään portaittain eri vaiheissa, kunnes viimeisen vaiheen jänneteräkset jännitetään suunnitellulla jännevoimalla. Näin lopputuloksena kaikissa jänteissä vaikuttaa sama jännevoima jännittämisen jälkeen. [5, 27, 31]

Kimmoisen muodonmuutoksen aiheuttama jännityshäviö voidaan laskea kaavalla (3.19) olettaen kunkin jänneteräksen keskimääräiseksi häviöksi  $\Delta P_{el}$ .

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left( \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) \quad (3.19)$$

missä

$A_p$  on jänneteräksen pinta-ala

$\Delta \sigma_c(t)$  on betonin jännityksen muutos jänneteräksen painopisteessä ajan hetkellä  $t$

$j$  on jännittämisyjärjestyksen huomioon ottava kerroin. Kertoimelle käyttää jännittämishetkellä arvoa  $(n - 1)/(2n)$ , missä  $n$  jänneterästen lukumäärä. Likimääräistarkastelussa arvo on  $1/2$  ja jännittämisen jälkeisissä tarkaste- luissa 1.

$E_p$  on jänneteräksen kimmokerroin

$E_{cm}(t)$  on betonin kimmokerroin ajan hetkellä  $t$ . [1, 8]

Betonin jännityksen muutos jännevoiman muutoksesta voidaan laskea kaavalla

$$\Delta \sigma_c = \frac{\Delta P}{A_c} \pm \frac{\Delta M_P}{W_c} \quad (3.20)$$

missä

$\Delta P$  on jännevoiman muutos

$\Delta M_p$  on muuttuvan jännevoiman aiheuttama momentti

$A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$W_c$  on betonipoikkileikkauksen taivutusvastus.

Betonin todellisen kimmokertoimen tunteminen tuo haasteen kimmoisen muodonmuutoksen huomioimisessa laskennallisesti. Lisäksi jännityksen oletetaan olevan tasan jakautunut jännitystyön päätyttyä. [31]

### 3.3.2 Ajasta riippuvat jännityshäviöt

Ajasta riippuvien jännityshäviöiden taustalla vaikuttaa rakenteen elinkaaren aikana tapahtuvan muodonmuutoksen ja jänneteräkselle ominaisen relaksaation vaikutus. Muodonmuutokseen vaikuttaa betonin kutistuman ja viruman vaikutus, joita on käsitelty luvussa 2.4.1.

Eurokoodin [1] mukainen yksinkertaistettu laskentatapa ajasta riippuvien häviöiden määrittämiseksi kohdassa  $x$  pysyvien kuormien vaikuttaessa saadaan yhteisvaikutuskaavalla

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p.c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) (1 + 0,8 \varphi(t, t_0))} \quad (3.21)$$

missä

$\Delta \sigma_{p.c+s+r}$  on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa  $x$  ja hetkellä  $t$  aiheutuvat jänneterästen jännitysvaihtelun itseisarvo

$\varepsilon_{cs}$  on kohdan kutistuman itseisarvo

$E_p$  on jänneteräksen kimmokerroin

$E_{cm}$  on betonin kimmokerroin

$\Delta \sigma_{pr}$  on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneterästen jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa  $x$  hetkellä  $t$

$\varphi(t, t_0)$  on virumaluku hetkellä  $t$ , kun betonin kuormittaminen on alkanut hetkellä  $t_0$

$\sigma_{c,QP}$  on omasta painosta, alkujännevoimasta ja pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneterästen kohdalla vaikuttava betonin jännitys itseisarvona

$A_p$  on kaikkien kohdassa  $x$  olevien jänneterästen ala

$A_c$	on betonipoikkileikkauksen ala
$I_c$	on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$z_{cp}$	on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys.

Kaava (3.21) soveltuu tartunnattomille jänteille, kun käytetään jännitysten keskimääräisiä arvoja ja tartunnallisille jänteille, kun käytetään jännitysten paikallisia arvoja. Keskiarvot lasketaan koko pituutta pitkin. [8, 1, 15]

### 3.4 Betonin sallitut jännitykset

Jännittämishetkellä jännevoimasta ja muista kuormista aiheutuva betonin puristusjännitys rajoitetaan arvoon

$$\sigma_{c0} \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (3.22)$$

missä

$f_{ck}(t)$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo jännityshetkellä  $t$ .

Jännityshetken betonin jännitystä voidaan suurentaa arvoon  $0,65f_{ck}(t)$ , jos kokeiden tai kokemuksen perusteella voidaan perustella, että pituussuuntaista halkeilua ei esiinny.

Betoniin vaikuttava vetojännitys saa olla enintään kaavan (3.23) mukainen arvo jännityshetkellä

$$\sigma_{t0} \leq f_{ctm}(t) \quad (3.23)$$

missä

$f_{ctm}(t)$  on betonin vetolujuuden keskiarvo jännityshetkellä  $t$ .

Betonin puristusjännityksen ylittäessä pysyvästi arvon  $0,45f_{ck}(t)$ , tulee virumisen epälineaarisuus ottaa huomioon. Tämä vaatimus ajaa usein siihen, että betonin puristusjännitys rajoitetaan lopullisessa tilanteessa arvoon

$$\sigma_{c\infty} \leq 0,45f_{ck}(t) \quad (3.24)$$

missä

$f_{ck}(t)$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo tarkastelu hetkellä  $t$ .

Lopputilanteen vetojännitys rajoitetaan usein kaavan (3.25) mukaiseen arvoon 0, mikäli halutaan rakenteen pysyvän kokonaan puristettuna. Jos rakenteessa hyväksytään vetojännityksiä, jännitys saa olla enintään betonin kestämän vetojännityksen verran.

$$\sigma_{t\infty} \leq 0 \text{ MPa tai } f_{ctm} \quad (3.25)$$

missä

$f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus. [1, 3, 8]

### 3.5 Jännittämisjärjestys

Jänneteräkset jännitetään rakennesuunnittelijan määräämässä järjestyksessä. Ankkurijännteet jännitetään aluksi jännitysvoimalla, joka on noin 20 % lopullisesta jännevoimasta. Tällä hoidetaan muun muassa jänneteräksen roikkumisesta aiheutuva ylimääräinen väljyys ja löysyys pois sekä passiivipään lukittuminen. Tämän jälkeen jänneteräkset voidaan jännittää täyteen lopulliseen jännevoimaansa. Jännittäminen voidaan toteuttaa myös vaiheittain siten, että teräkset jännitetään aluksi esimerkiksi 50 % suunnitellusta ja myöhemmin lopulliseen jännevoiman arvoon. [31] Tällä vältetään suuren ja paikallisen puristusjännityksen muodostuminen tai vähennetään rakenteen kimmoista kokoonpuristumaa. Kimmoisella kokoonpuristumalla on vaikutusta jännityshäviöön, kuten kappaleessa 3.3.1 todettiin. Tartunnattomat rasvapunokset jännitetään usein kerralla suunniteltuun jännevoimaan, koska yhdessä punoksessa vaikuttava voima on pieni.

Rakenteen suuresta pituudesta johtuen, esimerkiksi siltarakenteissa, rakenne voidaan jännittää jänteen molemmista päistä samanaikaisesti. Tämä vähentää jänneteräksessä tapahtuvaa jännityshäviötä. [31]

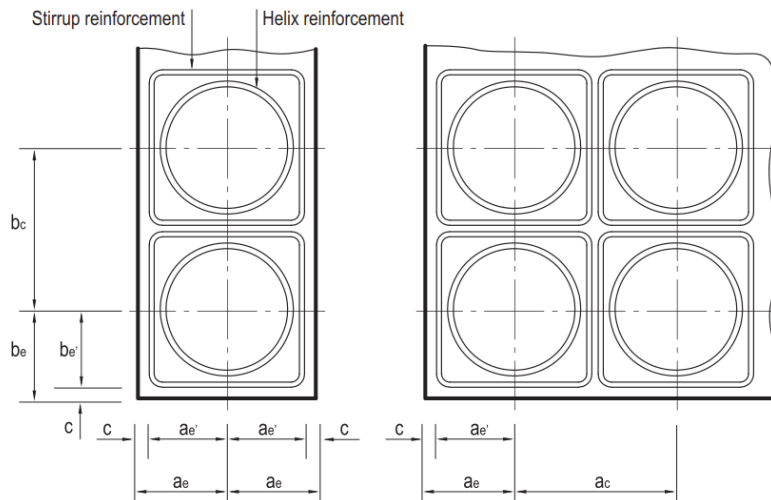
Jänneterästen jännittämisjärjestys tulee suunnitella välttämättä suuria veto- ja puristusjännitystiloja. Järjestys voidaan toteuttaa monella tavalla. Palkkirakenteissa ankkureiden jännitys tulee yleensä aloittaa keskimmaisista ankkureista, jotta puristusjännityksellä on riittävästi tilaa laajeta. Näin vältetään myös epäkeskeisen ankkurin aiheuttamilta haitallisilta jännitystiloilta. Laattarakenteissa jännittäminen voidaan aloittaa rakenteen reunalla sijaitsevista ankkureista. Ensimmäisen ankkurin jännittämisen jälkeen voidaan jännittää vie-reiset ankkurit edeten kohti rakenteen reunoja. Vaihtoehtoisesti ensimmäisen ankkurin jännittämisen jälkeen, voidaan jännittää joka toinen tai kolmas ankkuri. Jäljellejäävät ankkurit jännitetään vastaavassa järjestyksessä. [31]

Yksittäisten ankkureiden sekä ankkureiden yhdistelmien tilanteet tulee tarkistaa. Ankkurointialueen halkaisuvoimatarkastelu tehdään suunnitellulla jännitysjärjestelyllä. Jänneterästen jännitysjärjestys tulee tästä syystä esittää suunnitelmissa ja sitä tulee noudattaa jännitystyön aikana. [31]

Jännittämishetkellä, betonin lujuuden edellytetään olevan vähintään asianomaisen ETA-hyväksynnän määrittämän vähimmäisarvon suuruinen. Jos kaikkien jänteiden jännittäminen tehdään vaiheittain, voidaan betonin lujuutta jännittämishetkellä pienentää. Vähimmäislujuuden  $f_{cm}(t)$  edellytetään olevan 20 % hyväksynnässä vaadittavasta betonin lujuudesta, joka vastaa täyttä jännevoimaa. Vähimmäislujuuden ja täyttä jännevoimaa varten tarvittavan betonin lujuuden välillä jännevoiman suuruus voidaan interpoloida välillä 0-100 %. [1, 3, 8] Tartunnattomille jänteille ei suositella 100 kN pienempää jännevoimaa, jotta jänneteräksen lukitus toimisi luotettavasti [8].

### 3.6 Ankkurikappaleiden ja jänteiden sijoitus sekä ryhmittely

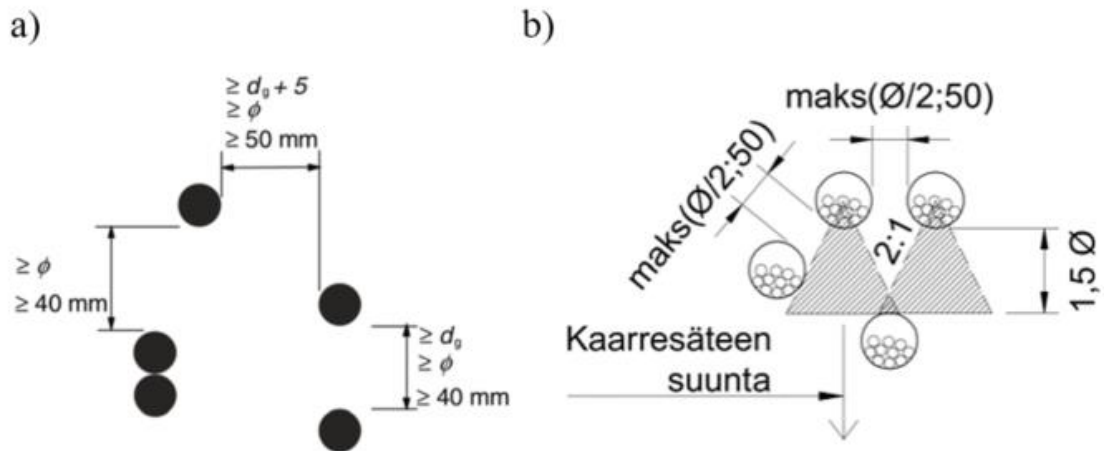
Ankkurikappaleet sijoitetaan jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä esitetyt reuna- ja keskiöetäisyydet huomioiden. Käytettävät etäisyysvaatimukset riippuvat betonin lujuudesta jännityshetkellä. ETAn mukaisia reuna- ja keskiöetäisyyksien minimejä tulee noudattaa, sillä ankkurikappaleen toiminta on varmistettu kuormitustesteillä käyttäen kyseisiä mittoja. [8, 17, 2, 18, 19] Luvussa 2.3 on kerrottu kuormitustesteistä. Kuvassa 29 on esitetty tyypillinen tapa esittää nämä minimivaatimukset ETA-hyväksynnässä. Kuten kuvasta voi huomata ankkurit voivat olla hyvin tiiviisti sijoitettuna.



**Kuva 29 Ankkurien keskiö- ja reunaetäisyys [20]**

Päätyalueen jännekulun geometriaa suunniteltaessa on huomioitava myös suojaputket. Jännekulun geometriaa mietittäessä on huomioitava ETA-hyväksynnässä esitetyt minimi kaarevuussäteet, ympärille tuleva betoniraudoitus ja työn toteutettavuus. Ankkurijänteiden suojaputkien sijoituksen minimivaatimukset on täytyttävä myös ankkurointialueella. Suojaputkien sijoituksessa ja rakenteen suunnittelussa tulee huomioida betonin luotettava valu ilman, että se vaurioittaa suojaputkia. Lisäksi on varmistuttava betonin kestävydestä ohjausvoimaa vastaan jännekulun kaarevissa osissa sekä siitä, ettei injektointilaasti pääse vuotamaan muihin suojaputkiin valun aikana. [1, 8]

Kuvassa 30 on esitetty suoja-putkien sijoituksessa käytettävät vähimmäisarvot. Kuvissa 30 a) ja b),  $\phi$  on suoja-putken halkaisija ja  $d_g$  betonissa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko.



**Kuva 30 Suoja-putkien välisen vapaan välin vähimmäisarvo a) talorakenteissa [1] b) siltarakenteissa [15]**

Eurokoodi sallii kuvan 30 a) mukaisen kahden suoja-putken niputuksen päällekkäin. Tämä ei kuitenkaan ole suositeltavaa, sillä ohjausvoiman takia kaarevuussäteen mukainen ulompi jänne pyrkii siirtymään sisäänpäin lävistäen suoja-putkien välisen pinnan. [27, 15]

Jatkoskappaleet eivät saa vaikuttaa haitallisesti rakenneosan kestävyYTEEN. Yleensä jatkoskappaleita ei sijoiteta välitukien läheisyyteen. Samassa poikkileikkauksessa saa jatkaa korkeintaan 50 % jänneterästen määrästä, ellei toisin voida osoittaa. [8, 1] Jatkosankkureihin vaikuttava voima, joka on imua, siirretään rakenteeseen betoniraudoitteen avulla [15].

### 3.7 Säilyvyys, betonipeite ja toleranssit

Riittäväällä betonipeitteellä varmennetaan rakenteessa käytettävien terästen tartuntavoimien siirtyminen, terästen säilyvyys ja riittävä palonkestävyys. Betonipeitettä määrittäessä tulee huomioida varsinaisen betoniraudoitteen ja jänneterästen lisäksi haat ja työteräksiset. Betonipeitteen nimellisarvo lasketaan kaavalla

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = \text{maks}(c_{min.b}, c_{min.dur}, 10 \text{ mm}) + \Delta c_{dev} \quad (3.26)$$

missä

$c_{min.b}$  on tartunnan vaatima betonipeite

$c_{min.dur}$  on säilyvyyden vaatima betonipeite

$\Delta c_{dev}$  on suunnittelussa huomioonotettava mittapoikkeama. [1]

Tartunnattomille jänneteräksille käytetään rasvan aikaansaaman hyvän korroosiosuojan ansiosta samaa betonipeitteen vähimmäisarvoa kuin betoniraudotteelle. Jänneterästen ankkuroinnin edellyttämä betonipeitteen vähimmäisarvo esitetään ETA-hyväksynnässä tai kansallisessa tuotehyväksynnässä. Tartunnattomien jänneterästen vähimmäisarvon suosituksena on vähintään 20 mm, palonkestovaatimus voi kuitenkin kasvattaa betonipeitettä. [8] Yleensä palotilanteessa jänneteräksen betonipeite tulee olla 15 mm enemmän kuin harjateräksellä. [31]

Betonipeitteen vähimmäisarvot koskevat myös jänneterästen ankkureita, ellei niitä ole korroosiosuojattu kohteen rasitusluokkaa vastaavaksi. Jänteiden ja ankkureiden altistuksessa suurille kemiallisille rasituksille, suositellaan niiden kaikkien osien olevan täysin muovipinnoitettuja. [8, 4]

Taulukossa 6 on esitetty rakenteisiin liittyviä toleransseja suunnitteluun ja toteuttamiseen. Taulukossa käytettävä merkintä (+) tarkoittaa rakenteen sisäänpäin ja (-) rakenteesta ulospäin olevaa suuntaa. Taulukossa 6  $\Delta C_{dev}$  on betonipeitteen sallittu mittapoikkeama, joka on yleensä 10 mm.

**Taulukko 6 Rakenteisiin liittyvät mittatoleranssit [4, 8, 16]**

Poikkileikkausten mittojen sallitut poikkeamat

Toleranssiluokka	$h < 150$ mm	$h = 400$ mm	$h \geq 2500$ mm
1	$\pm 10$ mm	$\pm 15$ mm	$\pm 30$ mm
2	$\pm 5$ mm	$\pm 10$ mm	$\pm 30$ mm

Betoniterästen sallitut poikkeamat

Toleranssiluokka	$h < 150$ mm	$h = 400$ mm	$h \geq 2500$ mm
1	+ 10 mm - $\Delta C_{dev}$	+ 15 mm - $\Delta C_{dev}$	+ 25 mm - $\Delta C_{dev}$
2	+ 5 mm - $\Delta C_{dev}$	+ 10 mm - $\Delta C_{dev}$	+ 20 mm - $\Delta C_{dev}$

Jännepunosten sallitut poikkeamat

Toleranssiluokka	$h \leq 200$ mm	$200 < h < 1000$	$h \geq 1000$ mm
1 ja 2	$\pm 6$ mm	$\pm 0.03h$ mm	$\pm 30$ mm

Jännitysankkureiden sallitut sijaintipoikkeamat

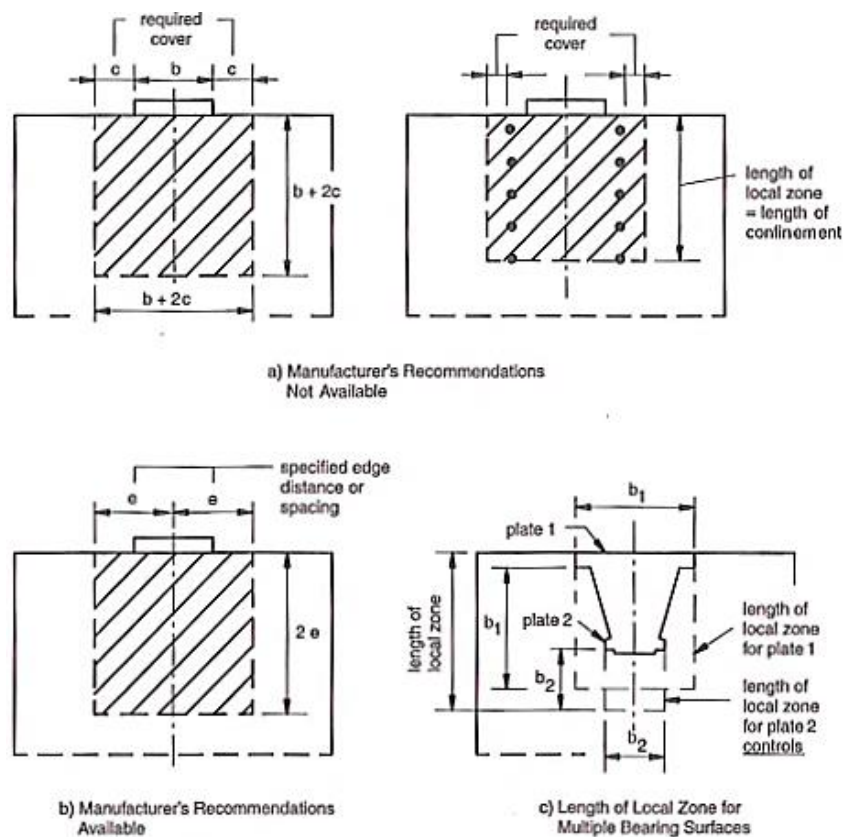
Toleranssiluokka	
1 ja 2	$\pm 10$ mm

### 3.8 Paikallinen alue

Paikallinen alue on ankkurin välittömässä läheisyydessä olevan betonin rajoittama alue, kuten luvussa 2.1 todettiin. Alueella esiintyy suuri paikallinen puristusjännitys, joka ylittää betonin puristuslujuuden arvon. Suuri puristusjännitys huomioidaan suunnittelussa jännevoiman luotettavan siirtymisen aikaansaamiseksi.

#### 3.8.1 Paikallisen alueen geometria

Paikallisen alueen mittasuhteet riippuvat ankkurikappaleesta ja jännitysjärjestelmän teknisistä tiedoista. Levymäisille ankkurikappaleille paikallisen alueen geometria voidaan määrittää ankkurikappaleen leveyden ja tarvittavan suojabetonin mukaan. Pituus voidaan olettaa samaksi kuin leveys, jos ankkurikappaleeseen ei liity järjestelmän mukaista sulkemisraudoitusta. Mikäli ankkurilla on sulkemisraudoitus, paikallisen alueen pituus ulottuu raudoitteen loppuun saakka. Erityisille valuankkurikappaleille pituus on joko paikallisen alueen suurin leveys, sulkemisraudoitteen pituus tai kuormituspintojen leveyksien summa – sen mukaan, mikä on suurin. Paikallisen alueen pituus ei kuitenkaan saa olla 1,5:tä kertaa paikallisen alueen leveyttä suurempi, mikä rajoittaa ankkureiden, joissa on useita kuormituspintoja, pituutta. [10] Paikallisen alueen mittasuhteita on esitetty kuvassa 31.



**Kuva 31 Paikallisen alueen mittasuhteet [10]**



Suunnitteluvaiheessa ei välttämättä vielä tiedetä jännemenetelmän toimittajaa, mutta ankkurikappaleen tarvitsema tila tulisi tuntea. Paikallisen alueen mittasuhteita voidaan kuitenkin arvioida jännevoiman ja betonilujuuden avulla kaavalla (3.27).

$$A_{LZ} = a_x a_y = \frac{1,15 A_p f'_s}{f'_{ci}} \quad (3.27)$$

missä

$a_x, a_y$  on paikallisen alueen pysty- ja vaakasuunnan mitat

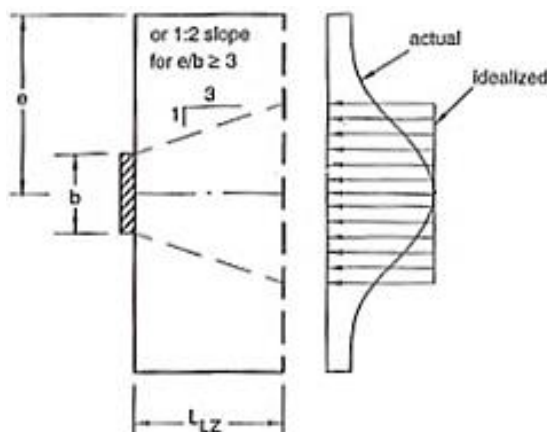
$A_p$  on jänneteräksen pinta-ala

$f'_s$  on jänneteräksen vetolujuus ACI mukainen merkintä ( $= f_{pk}$ )

$f'_{ci}$  on betonin sylinterilujuus jännityshetkellä ACI mukaan ( $= f_{ck}(t)$ ). [10]

Kaava (3.27) perustuu havaintoon, jossa paikallisen alueen ulkopuolella olevan betonin lujuus määräytyy pienimmän paikallisen ankkurointialueen mittasuhteen mukaan. Kerroin 1,15 tulee ankkurikappaleen AASHTO:n mukaisesta kuormitustestistä. [10]

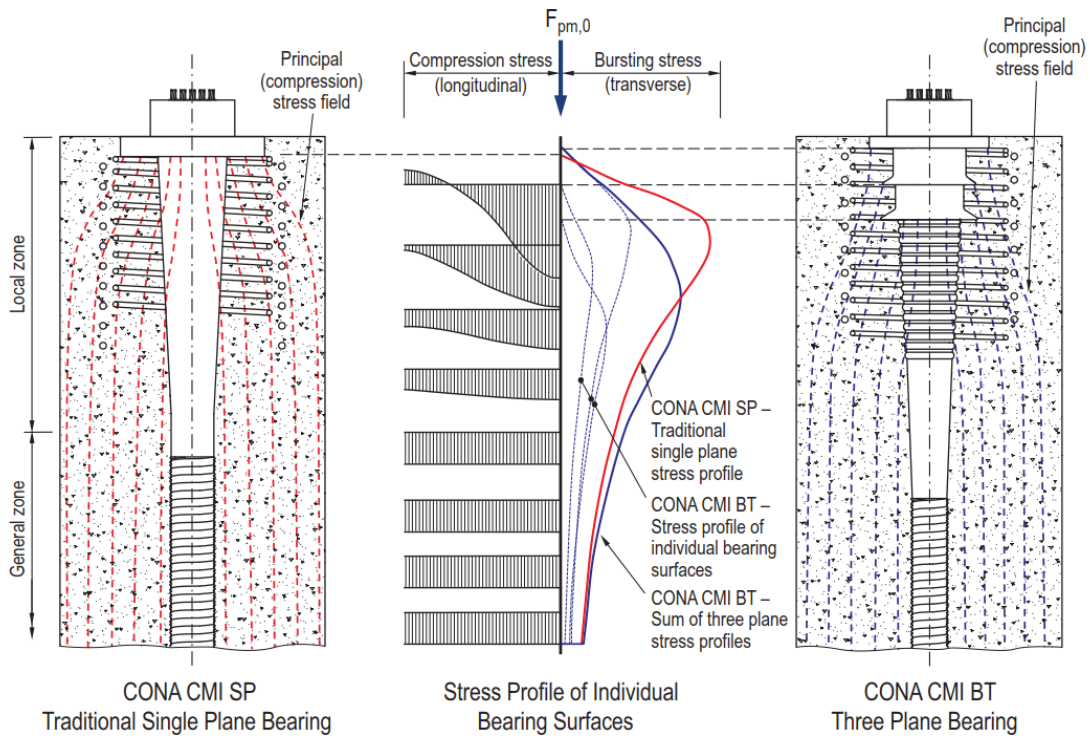
Paikallisen alueen pituus  $L_{LZ}$  voidaan määrittää ehdolla, että alueen lopussa vaikuttavat jännitykset ovat betonille sallitun puristusjäännityksen sisällä. Paikallisen alueen lopussa olevat puristusjäännitykset voidaan laskea jakamalla jännitysvoima tehokkaalla betonin pinta-alalla. Tehokkaan pinta-alan koko riippuu puristusjäännitysten jakautumisen suhteesta, joka puolestaan riippuu ankkurikappaleen reuna- ja keskiöetäisyyksistä. Tyypillisesti jännitysten voidaan olettaa jakautuvan ankkurista suhteella 1:3 paikalliselle alueelle [10, 13]. Tämä vastaa kuvan 32 mukaista tasaista puristusjäännitystä, joka on lähellä lineaarielastisen materiaalin puristusjäännitysjakauman huippua. [10]



**Kuva 32 Jännitysten oletettu jakautuminen ankkurikappaleesta [10 muokattu]**

Mikäli ankkurin reuna- tai keskiöetäisyys on kolme kertaa suurempi kuin ankkurikappaleen leveys, voidaan jännitysten olettaa jakautuvan nopeammin suhteessa 1:2. Valuankkurit, joissa on useita kuormaa jakavia pintoja, voidaan yksinkertaistaa niin, että kuorma jakautuu yhdestä pinnasta. Tämä pinta sijaitsee kappaleen reunimmaisten kuormituspintojen keskellä. [10]

Kuvassa 35 on vertailtu erään valmistajan, kahden erilaisen ankkurikappaleen jännitysten jakautumista. Vasemmalla olevalla levyankkurikappaleella on vain yksi kuormanjakautumispinta, kun taas oikeanpuoleinen sisältää niitä kolme. Keskellä on esitetty puristus- ja halkaisujännitys jakauma kyseisillä ankkurikappaleilla. Levyankkurikappaleelta puristusjännitysten jakautuminen alkaa heti kuormituspinnalta, pääpuristusjännitysten suunnanmuutokset ovat jyrkempiä ja ne tapahtuvat lyhyellä matkalla. Tästä syystä halkaisujännityksen jakauma on suurempi, keskittyneempi ja halkaisuvoiman resultantti sijaitsee lähempänä ankkuria. Pääjännityksen jyrkempi suunnanmuutos aiheuttaa myös pintaan suurempia vetojännityksiä, mistä aiheutuu halkeilua ja pintasäröilyä ankkurin sisältämään pintaan. Ankkurikappaleen eteen kehittyy suurempi paikallinen puristusjännitys, joka vaatii jännityshetkellä suuremman betonilujuuden. [20, 18]

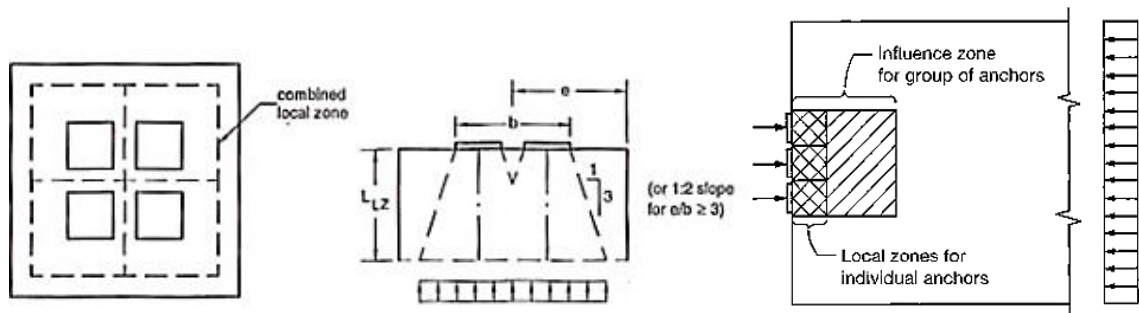


**Kuva 33 Jännitys jakauman vertailu levyankkurin ja valuankkurin välillä [20]**

Oikeanpuoleisen valuankkurin jännitys jakautuu loivemmin ja pidemmällä matkalla, joutuessa kolmen kuormituspinnan tasaavasta vaikutuksesta. Verrattuna levyankkuriin, halkaisujännitykset ovat jakautuneet hieman tasaisemmin, jännitysten resultantti on pienempi ja sijaitsee etäämmällä ankkurikappaleesta. Koska puristusjännitys jakautuu loivemmin ja etäämmällä, ei pintaan muodostu yhtä suuria vetojännityksiä kuin levyankkurilla ja näin pinnan halkeilu ja säröily on pienempää. Oikeanpuoleinen jännitys jakauma

mahdollistaa myös pienemmät ankkurikappaleiden keskiö- ja reunaetäisyydet sekä pienemmän jännityshetken betonin lujuuden levyankkuriin nähden. [20, 18]

Mikäli ankkurikappaleet joudutaan sijoittamaan kuvassa 34 esitetyllä tavalla lähelle toisiaan, paikalliset alueet limittyvät keskenään. Tällöin paikallisen alueen mittasuhteina voidaan käyttää yksittäisten ankkureiden muodostaman alan summaa. Pituus on kuitenkin suurempi kuin yksittäisellä ankkurilla, sillä jännitykset eivät levity yhtä nopeasti. [10] Ankkurien muodostaman ryhmän aiheuttamat jännitykset on tarkistettava ja tarvittaessa alue on vahvistettava lisäraudoituksella. [21]



**Kuva 34 Lähellä sijoitetut ankkurikappaleet [10 muokattu, 21]**

Jännitystyötä varten ankkurin eteen suunnitellaan syvennys siten, että varmistetaan ETA-hyväksynnässä esitetty vähimmäisbetonipeite ankkurikappaleelle rakenteen valmistuttua. Mikäli ankkuri jää ulos, on se oltava korroosiosuojattu. Syvennyksen muoto tulisi olla hieman kartiomainen, jotta jännitystunkin poistaminen on helpompaa. Tunkille tulee varata riittävästi tilaa jännitystyön toteuttamiseksi. Tarvittava tilavaraus esitetään ETA-hyväksynnässä. Lisäksi on huomioitava jänneteräksen vapaa liikkuminen ulos tunkista sekä mahdollisuus jänneteräksen katkaisemiseen. [18, 19]

### 3.8.2 Paikallisen alueen betoniraudoitus

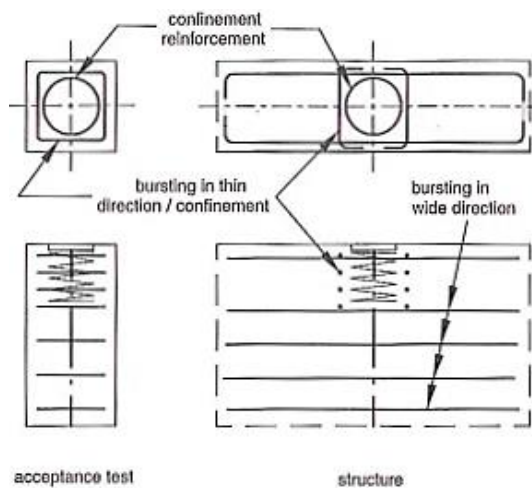
Kuten luvussa 3.2 todettiin, paikallisen alueen betoniraudoituksesta vastaa jännemenetelmän toimittaja. Ankkurikappaleessa, jossa vaikuttaa maltillinen jännevoima, ei betonin puristuslujuutta parantavaa erityistä paikallisen alueen betoniraudoitusta tarvita. Alueelle tarvitaan kuitenkin raudoitus halkeilun hallitsemiseksi sekä sitomaan paikallinen alue osaksi yleistä aluetta. Puristusjännityksen jäädessä suhteellisen pieneksi, raudoitus toteutetaan yleensä ortogonaalisella betoniraudoitteella tehokkaan spiraaliraudoituksen sijaan. Raudoitus jaetaan tasan pysty- ja vaakasuuntaan, kohtisuoraan jännekulkuun nähden. Keskiöetäisyydet ovat tavallisesti alle 100 mm. Paikallisen alueen raudoitusvaatimus voidaan sisällyttää yleisen alueen raudoitukseen levymäisillä ankkurikappaleilla, joissa vaikuttaa suhteellisen pieni jännevoima. [10]

Erityisillä valuankkurikappaleilla jännevoima on usein huomattavasti suurempi, joten paikallinen puristusjännitys on niin ikään suuri ja keskittynyt. Tällöin spiraaliraudoitus

tarjoaa tehokkaimman vaikutuksen betonin puristuslujuuden kasvattamiseksi sekä laajentumisen estämiseksi. Paikalliselle alueelle tulee sijoittaa lisäksi ortogonaalisia lisäraudoitteita sitomaan alue osaksi yleistä aluetta sekä estämään halkeilua. Poikittaisen betoniraudoituksen pinta-ala voidaan sisällyttää paikallisen alueen raudoitusvaatimukseen. Näin ollen valuankkurikappaleiden yhteydessä käytetään usein spiraali- ja ortogonaalisen betoniraudoitteen yhdistelmää. [10]

Spiraalihaan halkaisija tulee olla mahdollisimman suuri, jotta se kattaa koko paikallisen alueen pinta-alan. Kierrejako on usein 45-75 mm välillä. Ensimmäinen kierros tulee sijaita mahdollisimman lähellä ankkurin kuormituspintaa. Spiraali sijoitetaan ankkuriin nähden keskeisesti. Poikittainen betoniraudoitus sijoitetaan noin 25 mm päähän ankkurikappaleen kuormituspinnasta korkeintaan 150 mm jaolla. [10] Raudoitteen ankkurointiin tulee kiinnittää huomiota, jotta vetovoima pystyy kehittymään raudoitteeseen.

Kunkin jännemenetelmän yksityiskohtaiset vaatimukset paikallisen alueen spiraali- ja ortogonaaliselle lisäraudoitteelle on esitetty jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä. Paikallisen alueen toimivuus on varmistettu ETA-hyväksynnässä esitetyllä betoniraudoitteella kuormitustestin avulla, kuten luvussa 2.3 on todettu. Näin ollen toteutettavan raudoituksen tulisi olla lujuudeltaan, pinta-alaltaan ja sijoittelultaan vastaava toimittajan esittämän raudoituksen kanssa. Paikallisen alueen toimivuus ei kuitenkaan saisi merkittävästi muuttua pienellä raudoituksen muutoksella soveltumaan paremmin todelliseen rakenteeseen. [10, 17, 5] Kuvassa 35 on sovellettu ETA-hyväksynnän mukaista lisäraudoitusvaatimusta toteutettavaan rakenteeseen, rakenteen leveämmässä suunnassa.



**Kuva 35 Betoniraudoituksen sovellettavuus rakenteessa [10]**

Ankkureiden muodostaman ryhmän tapauksessa, yksittäisten ankkureiden lisäraudoitus voidaan yhdistää, edellyttäen, että terästen ankkurointi on varmistettu asianmukaisesti. Ankkureiden lukumäärän, poikkileikkauksen ja sijainnin on kuitenkin pysyttävä ennallaan ETA-hyväksynnän mukaisena. [18, 19]

Rakenteen muita rasituksia, kuten leikkausvoimaa vastaan tarvittavaa betoniraudoitusta, ei saa käyttää ankkurointialueen lisäraudoituksena. Rakenteen raudoitusvaatimuksen ylittävää betoniraudoitusta voidaan kuitenkin hyödyntää ankkurointialueen lisäraudoituksena, jos se on mahdollista sijoittaa sopivasti ETA-hyväksynnän arvoja noudattaen. [18, 19]

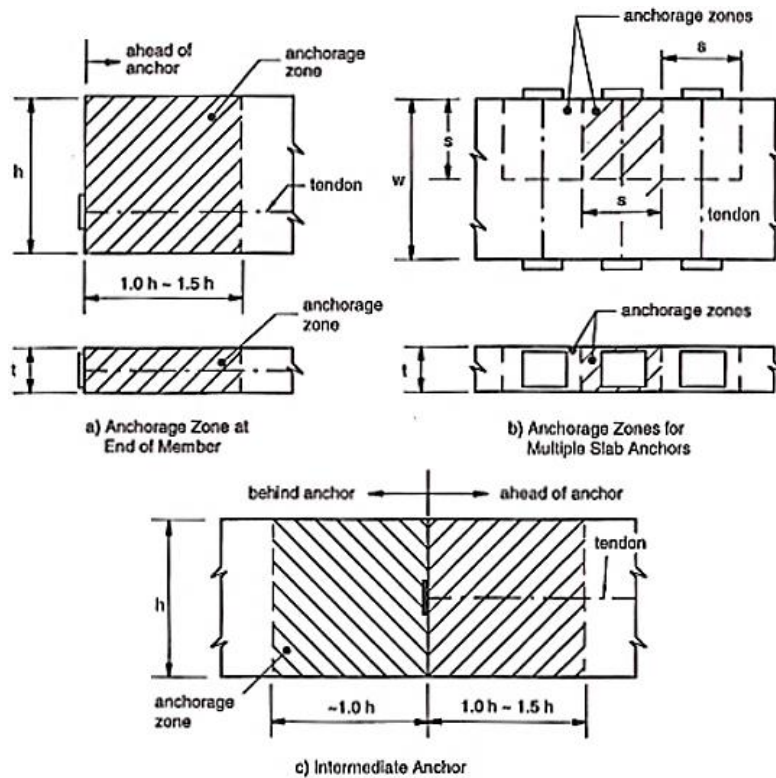
ETAssa esitettyä betoniraudoitusta voidaan muuttaa rakennuspaikkaa koskevien säännösten tai paikallisen viranomaisen hyväksynnän mukaiseksi. ETA-haltija on velvollinen tarjoamaan alkuperäistä suorituskykyä vastaavan betoniraudoituksen järjestelyyn. [18, 19]

### **3.9 Yleinen alue**

Kuten luvussa 2.1 on esitetty, yleinen alue voidaan määritellä alueeksi, jossa jännevoimasta aiheutuvat puristusjännitykset jakaantuvat koko rakenteen poikkileikkaukseen. Jännityksen suunnanmuutoksesta alueelle syntyy poikittaisia vetojännityksiä ja halkaisuvoimia, jotka pyritään selvittämään ja huomioimaan suunnittelussa.

#### **3.9.1 Yleisen alueen geometria**

Yleisen ankkurointialueen geometriaan vaikuttaa jännevoiman suuruus, jännitysjärjestys ja puristusjännitysten jakautumisnopeus. Lisäksi alue on riippuvainen rakenteen poikkileikkauksesta, ankkurikappaleiden lukumäärästä, sijoituksesta ja keskinäisistä etäisyyksistä poikkileikkauksessa. Kuvassa 36 on esitetty tyypillinen ankkurointialueen geometria suorakaidepalkille, laatalle sekä jänneväkensä jatkoskappaleelle. Palkkimaisissa rakenteissa yleisen ankkurointialueen pituus voidaan otaksua vastaavaksi kuin rakenteen suurin poikkileikkauksmitta. Laatoilla pituus ulottuu tyypillisesti ankkurikappaleiden keskiöetäisyyden matkalle. Jatkosankkureilla yleinen alue ulottuu myös ankkurikappaleen taakse samalle etäisyydelle kuin sen eteen. [10]



**Kuva 36 Yleisen alueen geometria a) suorakaidepalkissa b) laattassa c) jänneteräksen jatkoskappaleessa [10]**

### 3.9.2 Yleisen alueen betoniraudoitus

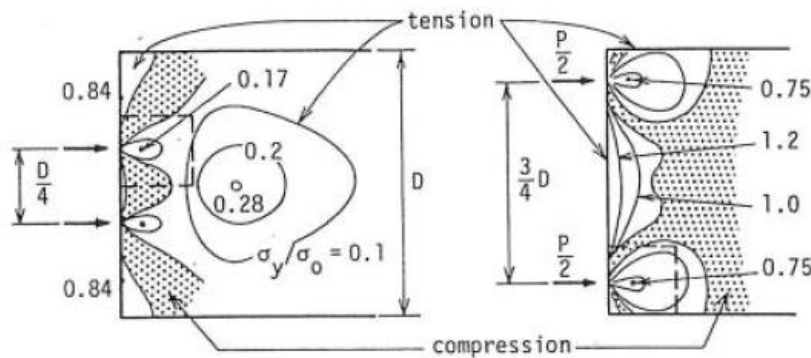
Kuten luvussa 3.2 todettiin, yleisen alueen betoniraudoituksen suunnittelusta vastaa rakennesuunnittelija. Yleiselle alueelle muodostuu poikittaisia vetojännityksiä ja halkaisuvoimia. Nämä paikallisen alueen ulkopuoliset rasitukset tulee tarkastaa ja tarvittaessa ottaa vastaan betoniraudoituksella [10, 18, 19]. Ankkurointialueelle voidaan siis tarvita myös jännemenetelmän mukaisen paikallisen alueen betoniraudoituksen lisäksi muuta vetovoimia vastaanottavaa betoniraudoitusta [8].

Yleisen alueen betoniraudoitus vastustaa halkaisuvoiman muodostavia poikittaisia vetojännityksiä sekä rakenteen pintaan ja epäjatkuvuuskohtiin muodostuvia vetojännityksiä ja niiden aiheuttamaa halkeilua. Raudoituksella sidotaan myös paikallinen alue yhteiseksi kokonaisuudeksi yleisen alueen kanssa. Raudoitus toteutetaan normaalisti suorilla tangoilla, umpi- tai pistohaoilla tai niiden yhdistelmällä. [10]

Halkaisuraudoitus jaetaan tasan vähintään yleisen alueen pituudelle. Erittäin epäkeskisissä ankkureissa raudoitus tulisi sijoittaa matkalle, joka vastaa pienemmän reunaetäisyyden kaksinkertaista arvoa. [10] Suositeltavaa olisi kuitenkin jatkaa raudoitusta 20 %:a pidemmälle, matkalle  $1.2D$ , jossa  $D$  vastaa suunnittelussa käytettävää yleisen alueen mittaa [15, 27]. Ensimmäinen halkaisuvoimia vastaanottava betoniraudoite on sijoitettava

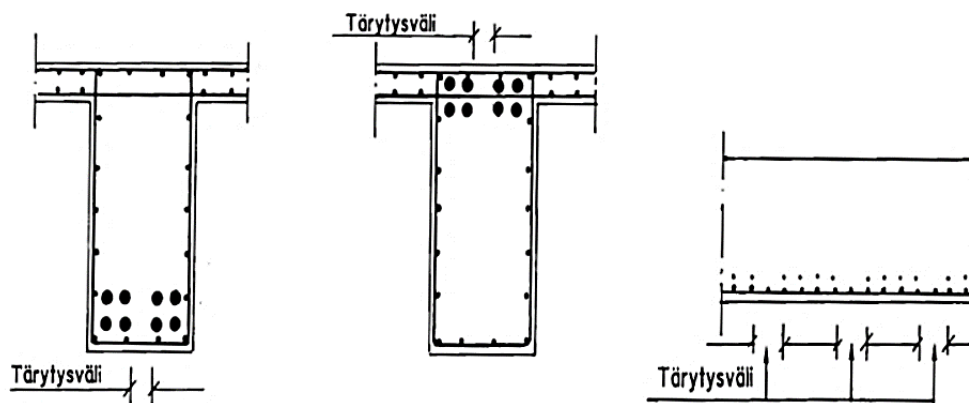
noin  $0,1D$  etäisyydelle kuormituslevystä, missä  $D$  vastaa ankkurointialueen pituutta. Halkaisuraudoitteen jakona ei tulisi käyttää suurempaa arvoa kuin 300 mm tai 24 kertaa tangon halkaisija. [10]

Tavallisesti pintaan, jossa ankkuri sijaitsee, on oletettu vaikuttavan keskeisen ankkurin tapauksessa halkaisuvoima  $T = 0.03P_d$  ja epäkeskeisen ankkurin tapauksessa voima  $T = 0.04P_d$ . Ilman tarkempia selvityksiä pinnat voidaan raudoittaa näille voimille. Palkkien päät suositellaan raudoitettavan voimalle  $T = 0.04P_d$ . [15, 9, 13] Kuvassa 37 on esitetty palkin päähän syntyvien jännitysten jakaumaa vetojännityksen suhteessa puristusjännitykseen.



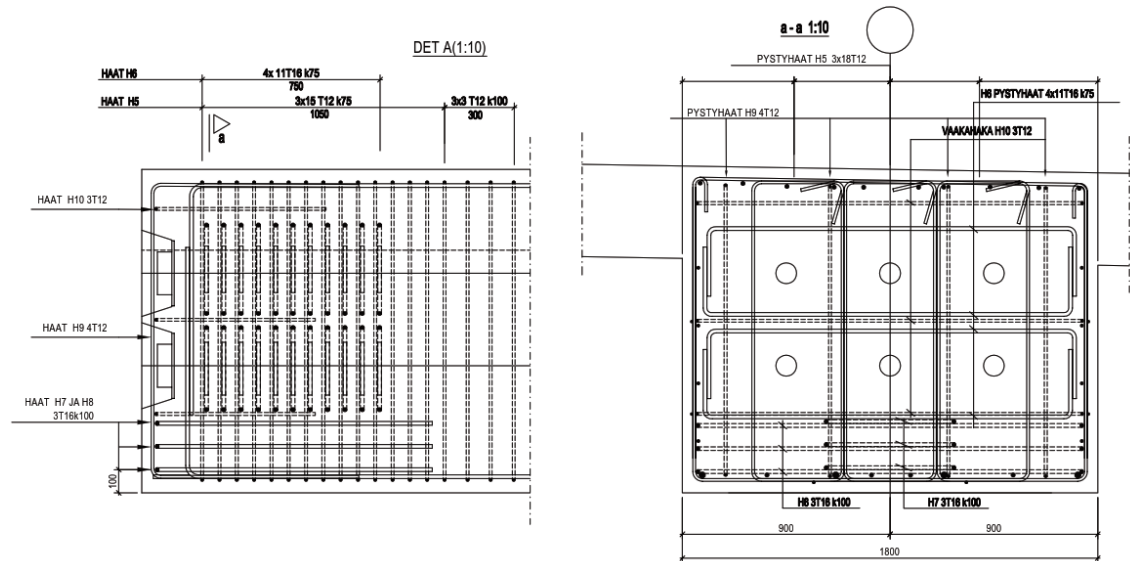
**Kuva 37 veto- ja puristusjännityksen suhde keskeisessä ja epäkeskeisessä tapauksessa [27, 28]**

Betonirauditus tulee olla ankkuroitunut, jotta se pystyy ottamaan vastaan voimia. Raudituksen ankkuroinnissa käytettävät koukut voivat mahdollisesti haitata ankkurikappaleiden ja jänneterästensuojaputkien sijoittelua. Näin ollen ne on mietittävä tarkkaan. Lisäksi betoniraudituksen asennusjärjestys olisi suotavaa esittää suunnitelmissa asennustyön helpottamiseksi. Betoniraudituksen keskiöetäisyyksien tulisi olla riittävät betonin tyydyttävän valamisen ja tiivistämisen mahdollistamiseksi. Jotta tiheään raudoitettun rakenteen betonointi onnistuisi siirtämättä raudoitusta, tulisi rakenteeseen varata erilliset kuvan 38 mukaiset valu- ja tärytysväli. [15]



**Kuva 38 Rakenteeseen varattava mahdollinen tärytysväli [15]**

Kuvassa 39 on esitetty ankkurijännepalkin päätyalueen raudituspiirustus. Kaikki tarvittavat betoniraudotteet tulee esittää suunnitelmissa selkeästi ja yksilöitynä. Erikokoiset hakateräkset on hyvä numeroida ja esittää kuvan vieressä mitoitettuna.



**Kuva 39 Ankkurijännepalkin päätyalueen raudituspiirustus**

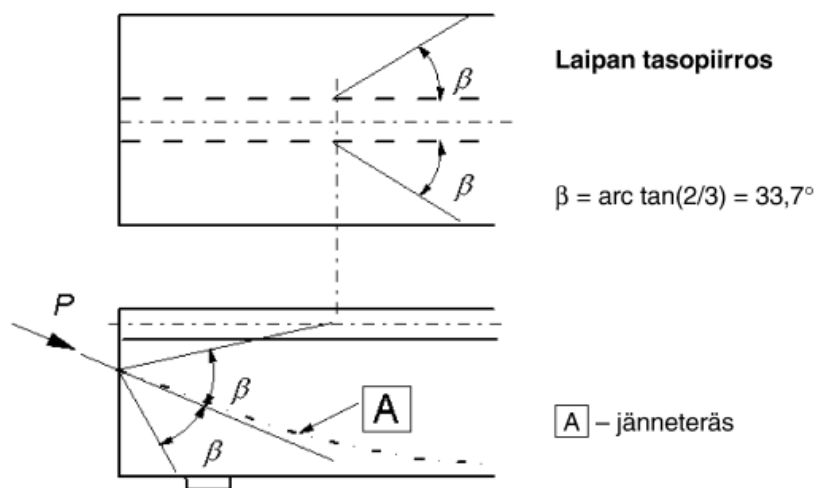


## 4. ANKKUROINTIALUEEN MITOITUS JA LASKENTA

### 4.1 Yleistä ankkurointialueen mitoituksesta

Ankkurointialueen mitoittavin tilanne on jännittämismomentin tilanne, jolloin jännevoima on suurimmillaan eikä siinä ole tapahtunut merkittävää jännityshäviötä. Lisäksi jännittämismomentissa betoni ei ole välttämättä saavuttanut suunniteltua puristuslujuutta. Jännevoimalle käytetään paikallisessa tarkastelussa, kuten ankkurointialueella, kuorman osavarmuuslukua  $\gamma_{P,unfav}$ . Suomen kansallisen liitteen mukaan  $\gamma_{P,unfav}$  arvo on 1,2. [1,3, 8]

Eurokoodin [1] mukaan, jännevoiman voidaan olettaa jakautuvan kuvan 40 mukaan kulmalla  $2\beta$ , jossa  $\beta$  on  $\arctan(2/3)$ , mikäli muuta ei osoiteta. Tätä voidaan käyttää yleisesti alueen suunnittelussa.



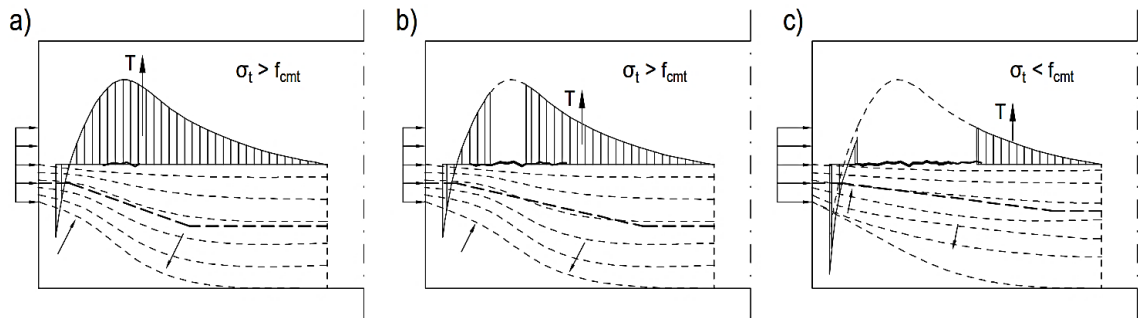
**Kuva 40 Jännevoiman jakautuminen rakenteessa [1]**

Mikäli betonin vetolujuus huomioidaan, käytetään sille ominaisarvon alarajaa  $f_{ctk,0,05}$ . [1, 8, 15] Raudoitus suunnitellaan olettaen, että raudoituksessa vaikuttaa mitoituslujuus  $f_{yd}$ . Mikäli raudoitteen jännitys rajoitetaan 300 MPa, ei halkeamaleveyksiä tarvitse tarkastaa. [1, 8] Siltarakenteissa jännitys rajoitetaan konservatiivisemmin arvoon 250 MPa. [2]

Betonin käyttäytymistä on hankalaa mallintaa tarkasti, sen epähomogeenisen rakenteen takia. Betonin käyttäytyminen ei ole lineaarista ja se on ajasta riippuvaa, kuten kappaleessa 2.4.1 on todettu. Betoni käyttäytymistä voidaan kuitenkin pitää homogeenisena ennen halkeamien muodostumista, koska sen ominaisuudet ovat lähes samanlaisia joka

suuntaan ja raudoitus ei vielä toimi tehokkaasti. [5] Halkeilemattoman betonin materiaa-  
limallina käytetään lineaarisesti elastista materiaa-  
limallia.

Kuva 41 esittää poikittaisesta vetojännityksestä aiheutuvan halkeaman muodostumista ja  
jännitysten uudelleenjakautumista. Halkeaman muodostuttua puristusjännitykset jakau-  
tuvat uudelleen siten, että puristusresultantin suunta muuttuu kohti ankkurin keskilinjaa  
(b). Halkeaman leveneminen pysähtyy lopulta itsestään, kun poikittaiset vetojännitykset  
pienenevät ankkurista pois päin edetessä (c). [10]



**Kuva 41 Halkeaman synty a) halkeama muodostuu b) halkeama suurenee edelleen  
c) halkeaman leveneminen pysähtyy [10 jäljitelmä]**

Vaikka halkeaman muodostuminen ankkurointialueella vähentää poikittaista halkaisu-  
voimaa, se myös pienentää puristusjännitysten jakaantumista. Kuormitusta voidaan edel-  
leen kasvattaa, vaikka alueen raudoitus olisi saavuttanut myötölujuuden. Kuormituksen  
lisääntyessä puristusresultantti kääntyy entisestään kohti ankkurin keskilinjaa ja puristus-  
jännitys kuormituslevyn edessä kasvaa, kunnes lopulta saavutetaan puristusmurto. Niinpä  
jännevoima ja ankkurointialue tulee olla suunniteltu huolellisesti. Tilanne kuitenkin  
muuttuu, jos jännitykset eivät pääse jakautumaan uudelleen ja halkeama ei pysähdy itses-  
tään. [10]

## 4.2 Paikallinen puristuskestävyys

Betonin paikallista murtumista tai halkeamista ankkurointialueella tulee välttää. Nämä  
katsotaan vältetyksi noudattamalla kyseisen jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä tai  
kansallisessa tuotehyväksynnässä esitettyjä vaatimuksia. Vaatimukset koskevat betonin  
lujuutta jännityshetkellä, ankkureiden reuna- ja keskiöetäisyyksiä sekä ankkurointialueen  
raudoitusvaatimuksia. [1] Kun vaatimuksia noudatetaan, ei jännevoiman siirrosta aiheu-  
tuvaa betonin paikallista puristusta tarvitse tarkastaa paikallisella alueella. [18, 19] Mikäli  
poiketaan ETAssa esitetyistä arvoista, paikallinen puristus tulee tarkastaa käyttäen jänni-  
tyshetken betonin puristuslujuutta ja jännevoiman mitoitusarvoa. [8] Tällöin on oltava  
yhteydessä jännitysjärjestelmän toimittajaan. [20] Betonin puristusjännitys on tarkastet-  
tava paikallisen ja yleisen alueen rajapinnalla sekä rakenteen epäjatkuvuuskohdissa. Epä-  
jatkuvuuskohtia ovat rakenteen geometrian muutoksesta sekä ulkoisista kuormituksista  
aiheutuvat alueet. [10]

Paikallinen puristuskestävyys tarkastetaan eurokoodin mukaan pistekuormakestävyyden kaavalla (4.1) kuorman jakautuessa tasaisesti kuormituspinnalle  $A_{c0}$ .

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 f_{cd} A_{c0} \quad (4.1)$$

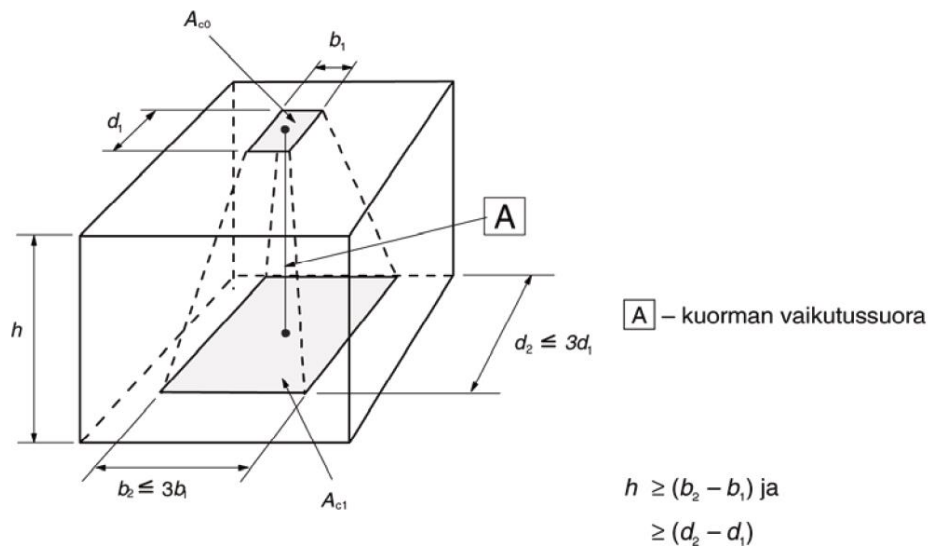
missä

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo

$A_{c0}$  on kuormituspinnan pinta-ala (kuvassa 42  $b_1 d_1$ )

$A_{c1}$  on kuorman jakaantumispinnan pinta-ala (kuvassa 42  $b_2 d_2$ ).

Kuvassa 42 on havainnollistettu paikallisen puristuksen mitoitustilannetta. Kuorman jakaantumispituutta on merkitty kuvassa merkinnällä  $h$ .



**Kuva 42 Paikallisen puristuksen jakautuminen betonirakenteessa. [1]**

Edellä esitetyn kaavan (4.1) toimivuudelle on asetettu kuvassa 42 esitettyjä ehtoja jakautumispituudelle ja jakautumispinnan sivumitoille. Kaavan (4.1) toimivuus edellyttää myös, että kuormituspinta  $A_{c0}$  ja kuorman jakautumispinta  $A_{c1}$  ovat yhdenmuotoisia sekä kuorman resultantti kulkee kuormituspinnan  $A_{c0}$  ja kuorman jakautumispinnan  $A_{c1}$  keskipisteiden kautta. Lisäksi useamman kuorman vaikuttaessa poikkileikkaukseen, eivät kuormien jakautumisalueet saa limittyä keskenään. Mikäli kuorma ei ole jakautunut tasaisesti, pistekuormakestävyyden arvoa  $F_{Rdu}$  tulee pienentää. [1] Kuormituskestävyyttä pienennetään myös, jos puristusalue on halkeillut tai on odotettavissa halkeilua, esimerkiksi betoniraudoitteen puuttuessa. Kestävyuden pienennettynä arvona voidaan käyttää kaavan (4.2) mukaista arvoa.

$$F_{Rdu} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} A_{c0} \quad (4.2)$$

missä

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo

$A_{c0}$  on kuormituspinnan pinta-ala. [15]

Kuten kuvassa 42 on esitetty, kuorman on pystyttävä jakautumaan tasaisesti. Mikäli alueella esiintyy epäjatkuvuusalueita tai muita häiriötä aiheuttavia kuormia ei paikallisen puristuskestävyyden kaava (4.1) päde [7]. Lisäksi rakenteen poikkileikkaus voi rajoittaa kuorman jakautumista, esimerkiksi rakenteen reuna-alueella. Usein nurkka-alueella vaikuttaakin suurin paikallinen puristusjännitys, mikäli ankkurikappale sijaitsee lähellä reunaa ja jännevoima jakaantuu hyvin lyhyellä matkalla. [27, 31] Kaava (4.1) ei huomioi ankkurointialueella olevan raudituksen sulkemisvaikutusta. Ympäröivän betonin vaikutuksen tämä kuitenkin huomioi, sallimalla suurimmillaan kolminkertaisen betonin puristusjännityksen. Kaava soveltuukin paremmin normaalille teräsbetonirakenteelle [28].

Levymäiset ankkurikappaleet ovat geometrialtaan yksinkertaisia ja siten kappaleesta levittyvien jännitysten jakauma on helpompi laskea. Jännevoiman ollessa maltillinen ja käytettäessä levyankkureita betonin puristusjännitykselle voidaan sallia kaavojen (4.3) ja (4.4) mukainen jännitys ankkurin takana, riippuen paikallisen alueen sidontaraudoitteen määrästä.

$$f_{cpi} = 0,5 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 1,0 f'_{ci}, \quad \text{jos } \rho_s = 0\% \quad (4.3)$$

$$f_{cpi} = 0,75 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 1,5 f'_{ci}, \quad \text{jos } \rho_s > 2\% \quad (4.4)$$

missä

$f_{cpi}$  on betonin sallittu puristusjännitys jännityshetkellä ACI mukaan

$f'_{ci}$  on betonin sylinterilujuus jännityshetkellä ACI mukaan ( $= f_{ck}(t)$ )

$A_{c0}$  on kuormituspinnan pinta-ala

$A_{c1}$  on kuorman jakaantumispinnan pinta-ala

$\rho_s$  on raudoitustiheys. [10 muokattu]

Raudoitusmäärän ollessa 0–2 %, voidaan sallitun puristusjännityksen väliarvot interpoloida kaavojen (4.3) ja (4.4) välisistä arvoista. Myös raudoitusmäärästä riippumatonta kaavaa (4.5) on käytetty menestyksekkäästi.

$$f_{cpi} = 0,8f'_{ci}\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}} - 0,2} \leq 1,5f'_{ci} \quad (4.5)$$

[10, 11 muokattu] Monimuotoisilla valuankkurikappaleilla on usein paikallisen alueen puristuskestävyyttä parantavaa raudoitusta ja niiden suorituskyky on todettu kuormitustesteillä. Seuraavien kaavojen on todettu antavan kohtuullisen tarkkoja arvioita paikallisen alueen lujuudesta, sillä ne huomioivat sekä betonin että raudoitteen vaikutuksen. Normaalisti kuormitetun paikallisen ankkurointialueen puristuskapasiteetti  $P_n$  saadaan kaavalla

$$P_n = \eta(P_c + P_s) \leq 3f'_{ci}A_b \quad (4.6)$$

missä

$$P_c = 0,8f'_{ci}A_b\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 2f'_{ci}A_b \quad (4.7)$$

$$P_s = 4,1f_{lat}A_{core} \quad (4.8)$$

missä

$P_c$  on ympäröivän betonin osuus sulkemisvaikutuksesta

$P_s$  on paikallisen alueen raudoituksen osuus sulkemisvaikutuksesta

$f'_{ci}$  on betonin sylinterilujuus jännityshetkellä ACI mukaan ( $= f_{ck}(t)$ )

$f_{lat}$  on sulkemisraudoituksen aikaansaama poikittainen paine

$A_b$  on kuormituslevyn nettoala

$A_{c0}$  on kuormituspinnan pinta-ala

$A_{c1}$  on kuorman jakaantumispinnan pinta-ala

$A_{core}$  on suljetun betonin tehollinen pinta-ala

$\eta$  on kalibrointikerroin [10 muokattu, 11, 22]

Kalibrointikerroin saadaan kuormitustesteistä saatavien murtokuormien ja kaavalla (4.6) lasketun arvon suhteella käyttäen kertoimelle arvoa  $\eta = 1,0$ . Tyypillisesti kalibrointikerroimen arvo on 0,85-0,95 välillä. Raudoituksen jännitys  $f_{lat}$  rajataan arvoon 8,3 MPa.

Spiraaliraudoituksen aikaansaama poikittainen paine ja suljetun betonin tehollinen pinta-ala voidaan laskea kaavoilla (4.9) ja (4.10).

$$f_{lat} = \frac{2A_s f_{yd}}{D_s} \quad (4.9)$$

$$A_{core} = \frac{\pi D^2}{4} \left(1 - \frac{s}{D}\right)^2 - A_{duct} \quad (4.10)$$

missä

$A_s$  on raudoitteen pinta-ala

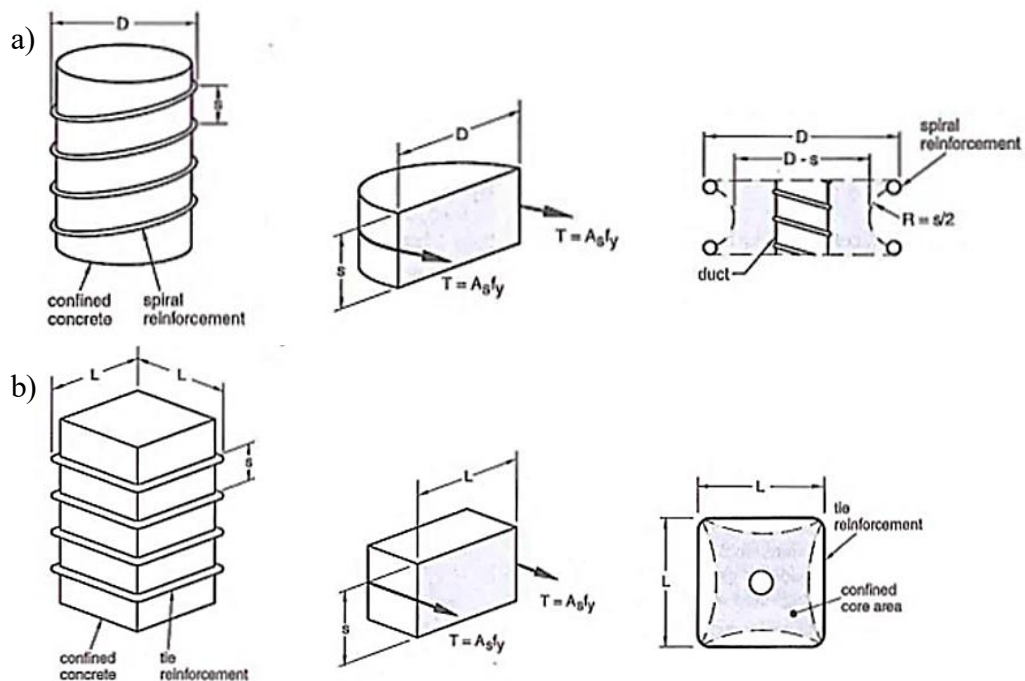
$f_{yd}$  on raudoitteen myötölujuus

$D$  on spiraaliraudoitteen halkaisija

$s$  on hakaväli

$A_{duct}$  on suojaputken halkaisija.

Kuvassa 43 a) on havainnollistettu spiraaliraudoitetta koskevissa kaavoissa käytettäviä termejä.



**Kuva 43 a) Spiraaliraudoituksen ja b) hakaraudoituksen aiheuttama sulkemisvaikutus [10 muokattu]**

Hakaraudoitukselle voidaan käyttää kaavojen (4.11) ja (4.12) mukaisia arvoja raudoitteen aikaansaamalle poikittaiselle paineelle ja tehollisen pinta-alalle. Kuvassa 43 b) on havainnollistettu hakaraudoitteelle kaavoissa käytettäviä termejä.

$$f_{lat} = \frac{2A_s f_{yd}}{L_s} \quad (4.11)$$

$$A_{core} = \frac{1}{2}L^2 - A_{duct} \quad (4.12)$$

missä

$L$  on hakaraidoituksen sivumitta. [10, 11, 22]

### 4.3 Poikittaiset vetojännitykset ja halkaisuvoima

Ankkurointialueen jännitys jakauma on usein hyvin monimutkainen ja on riippuvainen ankkurikappaleen geometriasta, käytettävistä keskiö- ja reunaetäisyyksistä, jänneterästen jännitysjärjestyksestä sekä materiaalin käyttäytymisestä alueella. Ankkurointialueen jännitysten ja halkaisuvoimien laskentaan on kuitenkin kehitetty yksinkertaisia lineaarielastiseen materiaalmalliin perustuvia laskentamalleja. Linearielastinen materiaalmalli soveltuu halkeilemattoman betonin käyttäytymisen mallintamiseen [5]. Käyttämällä tätä materiaalmallia saadaan kohtuullisen hyvä arvio ensimmäisten halkeamien muodostamasta halkaisuvoimasta. Yksinkertaiset laskentamallit eivät huomioi betonin vetolujuutta, eikä jännitysten uudelleen jakautumista halkeilun seurauksena. Tästä syystä yksinkertaiset laskentamallit ovat hyvin konservatiivisia. [10] Yksinkertaisten laskentamallien lisäksi tarkastelu voidaan tehdä FEM-ohjelmalla.

Halkaisuvoimia on tarkasteltava yksittäisille ankkureille sekä ankkuriryhmille. Tarkastelu tehdään pysty- ja vaakasuunnassa, ottaen huomioon jänteiden jännitysjärjestyksen. [1, 15] Vanhassa betoninormissa, rakenteen kapasiteetin on katsottu olevan riittävä halkaisuvoimia vastaan, jos kaavan (4.13) mukainen ehto toteutuu.

$$P_d \leq \frac{f_{cd}(t)A_{c0}}{1.2} \quad (4.13)$$

missä

$P_d$  on jännevoiman suunnitteluarvo

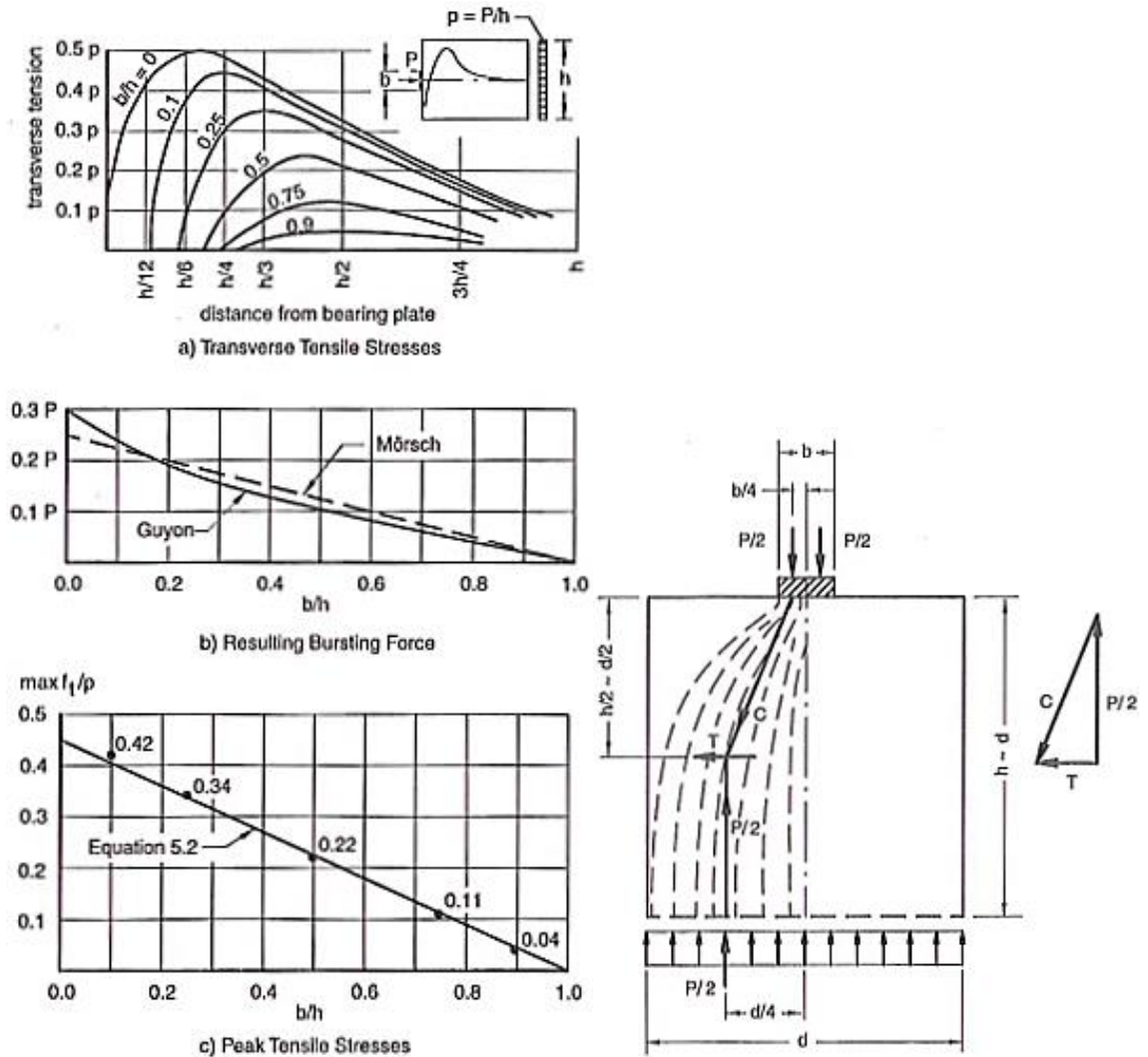
$A_{c0}$  on kuormituspinta-ala. [7, 9, 27, 28]

Eurokoodissa ei oteta kantaa rakenteen kapasiteettiin halkaisuvoimia vastaan.

#### 4.3.1 Yksinkertaiset laskentakaavat

Ranskalainen insinööri Yves Guyon esitti vuonna 1951 klassisen kimmoteoriaan perustuvan ratkaisun keskeisesti kuormitetun suorakaidepoikkileikkauksen poikittaisten jännitysten ja halkaisuvoiman määrittämiseksi. Kuvassa 44 a) (vas.) on esitetty Guyonin esit-

tämä ratkaisu halkaisuvoimia aiheuttavaan poikittaiseen vetojännitysjaakaumaan. Jakauma on esitetty erilaisten kuormituspinnan leveyden  $b$  ja jakautumispinnan leveyden  $h$  suhteilla. Kuvassa 44 b) (vas.) on integroimalla kuvan a) jakaumaa, haettu ratkaisu halkaisuvoiman resultantin löytämiseksi. Tässä on myös esitetty Mörsch'n malli, joka perustuu voimatasapainosta saatavaan ratkaisuun samanlaisesta kappaleesta (kuva 44 (oik.)). Saksalainen insinööri Emil Mörsch esitti mallin 1924. Kuvassa 44 c) (vas.) on esitetty poikittaisen vetojännityksen maksimiarvo suhteessa jakautumisalueen päässä olevaan tasaiseen jännitykseen. [10]



**Kuva 44** Guyonin esittämä ratkaisu (vas.) Mörsch:n voiman kulkuun perustuva malli (oik.) [10 muokattu]



Kaavassa 4.14 on esitetty yksinkertainen ratkaisu halkaisuvoiman  $T_{burst}$  laskemiseksi.

$$T_{burst} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right) \quad (4.14)$$

missä

$K$  on kerroin

$P$  on jännevoima

$b$  on kuormituspinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

$h$  on jakautumispinna sivumitta tarkasteltavassa suunnassa. [11]

Kertoimelle  $K$  on käytetty kirjallisuudessa erilaisia arvoja. Guyon esitti kertoimelle arvoa 0,3 [11]. Approksimoimalla Guyonin kuvan 44 a) ja b) (vas.) tuloksia laskevalla suoralla päästään Mörsch:n esittämään malliin. Tästä voidaan johtaa likimääräiset kaavat keskeisesti kuormitetulle suorakaidepoikkileikkauksen halkaisuvoimalle  $T_{burst}$  ja suurimmalle poikittaiselle jännitykselle  $f_{t.max}$  kahdella tapaa ilmaistuna.

$$T_{burst} = 0,25P \left(1 - \frac{b}{h}\right) \quad (4.15)$$

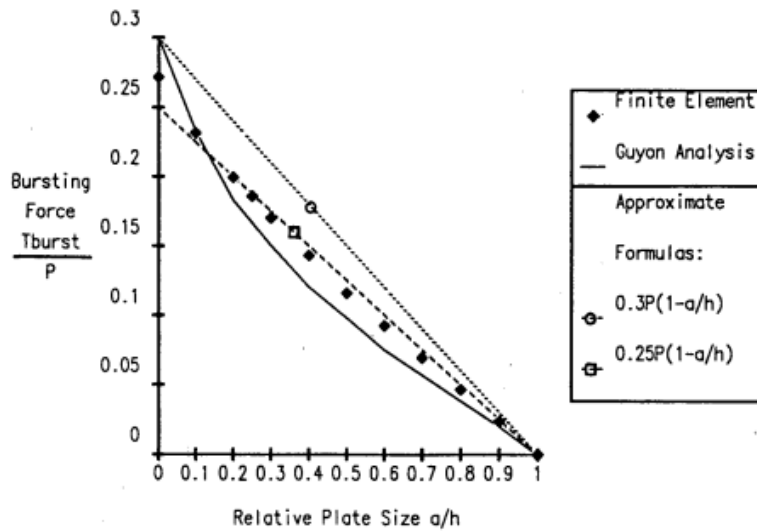
$$f_{t.max} = \frac{0,45P}{h \times t} \left(1 - \frac{b}{h}\right) = \frac{T_{burst}}{0,55 \times h \times t} \quad (4.16)$$

missä

$t$  on jakautumispinna sivumitta poikittaissuuntaa tarkastelusuuntaan nähden. [10]

Kaavan (4.16) on kokemusperäisesti todettu antavan epävarmoja tuloksia ja sitä on kasvatettu myöhemmin kaavassa (4.24) esitettyyn arvoon [27, 28].

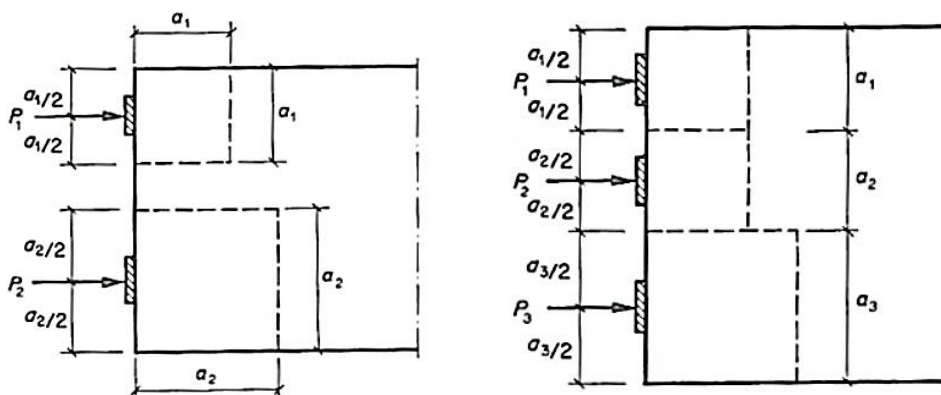
Kuvassa 45 esitetään kuvaajat elementtimenetelmällä lasketun, Guyonin analyysin ja yksinkertaisilla laskentakaavoilla saaduille tuloksille. Pystyakselilla on halkaisuvoiman suhde jännevoimaan ja vaaka-akselilla kuormitus- ja jakautumislevyden suhde. Kuormituspinnan sivumitalle on kuvassa käytetty merkintää  $a$ . Kuvasta voidaan huomata, että Guyonin esittämä kertoimen  $K$  arvo 0,3 on konservatiivinen kaikilla kuormitus- ja jakautumispinnan suhteella. Kaavan (4.14) mukainen tulos, jossa kertoimelle  $K$  on käytetty arvoa 0,25, on lähempänä elementtimenetelmällä saatua tulosta. Kuormitus- ja jakautumispinnan suhteen ollessa pieni, kaavan (4.14) tulos on elementtimenetelmän tulosta pienempi. Suhteen ollessa suurempi kuin 0,2 kaavan tulos antaa hieman suurempia arvoja verrattuna elementtimenetelmän tuloksiin. Elementtimenetelmällä saatu tulos on hieman suurempi Guyonin saamiin tuloksiin verrattuna lukuun ottamatta  $0,15h$  pienempiä arvoja. [11]



**Kuva 45 Elementtimenetelmällä saatujen tulosten, Guyonin analyysin ja yksinkertaistettujen laskentakaavojen vertailu [11]**

Kirjallisuudessa [12, 9, 13, 10, 15] on käytetty näitä molempia kertoimen arvoja keskeiselle jännevoimalle, mutta 0,25 käyttö on yleisempää. Halkaisuvoima muodostuu edellä esitetyssä tapauksessa suurin piirtein kappaleen keskelle. [9, 10, 12]

Guyon laajensi ratkaisuaan epäkeskeiselle kuormitukselle ottamalla käyttöön symmetrisen prisman [10]. Symmetrinen prisma edustaa hyvin likimääräistä betonitilavuutta, jossa jännitykset muuttuvat ankkurikappaleen takana suuresta keskeisestä pistevoimasta yhden akselin suunnassa puristetun betonin jännityksen arvoon. [2] Symmetrisen prisman tilavuutta voi rajoittaa myös rakenteen epäjatkuvuus, kuten esimerkiksi rakenteen reuna tai viereisen ankkurin symmetrinen prisma. Tällöin tarkastelussa käytettävä jakautumisalue on todellista aluetta lyhyempi. Menetelmää voidaan hyödyntää rakenteen reunoille, kulmiin ja lähelle toisiaan sijoitettujen ankkureiden tapauksessa kuvan 46 mukaan. [10, 27, 7] Kaava (4.15) antaa kohtuullisia tuloksia kyseiselle symmetrisen prisman rajoittamalle alueelle, mutta ei sen ulkopuolelle jäävälle yleisen alueen loppuosalle [10].



**Kuva 46 Symmetrisen prisman sovellus rakenteessa [7]**

Siltarakenteita koskevassa eurokoodissa [2] ohjeistetaan tarkemmin ankkurointialueen suunnittelua käyttämällä symmetristä prismaa tapauksiin, jossa ankkuroidaan kaksi tai useampi jänne. Prismen poikkileikkauksella edellytetään olevan sama keskipiste kuin ankkurikappaleella ja sen akselina on jänneteräksen akseli. Symmetristen prismojen poikkileikkausten edellytetään sijaitsevan betonipoikkileikkauksessa eivätkä vierekkäiset prismat saa olla päällekkäin. Mikäli jänneteräokset eivät ole yhdensuuntaisia, voivat prismat peittää osittain toistensa alueita. Prismen edellytetään täyttävän kaavan (4.17) mukaisen ehdon.

$$\frac{P_{max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (4.17)$$

missä

$P_{max}$  on suurin jänneteräksen vaikuttava voima

$c, c'$  on symmetrisen prismen poikkileikkauksen sivumitat

$f_{ck}(t)$  on betonin lujuus jännityshetkellä.

Symmetrisen prismen poikkileikkauksella edellytetään olevan likimain sama sivusuhte kuin ankkurikappaleella. Tämän katsotaan toteutuvan ehdolla

$$1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}} \leq \frac{c}{a} \text{ ja } \frac{c'}{a'} \quad (4.18)$$

missä

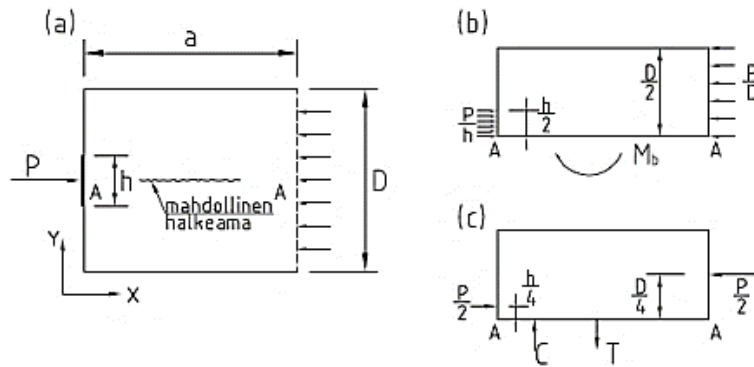
$a, a'$  on pienimmän suorakaiteen mitat, johon ankkurikappale mahtuu. [2]

Kun ankkureita on kolme tai useampia päällekkäin tai vierekkäin, keskimmäisiin symmetrisiin prismoihin syntyvää, kaavan (4.15) mukaista, halkaisuvoiman vaatimaa raudoituspinta-alaa voidaan pienentää jakamalla se 1,5:llä, koska viereiset alueet kompensoivat toisiaan. [9, 13] Raudoitteen on kuitenkin oltava riittävä kaikille jännitysjärjestyksen mukaisille halkaisuvoimille, joten tätä harvemmin huomioidaan.

Tarkastellaan seuraavaksi keskeisellä ja kahdella epäkeskeisellä jännevoimalla kuormitettua kappaletta, joille haetaan halkaisuvoiman arvo voimien tasapainoa käyttäen.

Keskeisesti kuormitetun kappaleen halkaisuvoimalle  $T$  voidaan laskea likiarvo kuvan 47 mukaisella laskentamallilla. Jännevoima  $P$  aiheuttaa tasaisen kuormituksen kuormituspinnalle sekä edemmäs yleisen alueen loppuun. Vapaakappalekuvan 47 b) voimatasapainosta voidaan ratkaista halkaisumomentti  $M_b$  kaavan (4.19) mukaan

$$M_b = \frac{PD}{8} \left(1 - \frac{h}{D}\right). \quad (4.19)$$



**Kuva 47 Keskeisen ankkurin laskentamalli a) päätykappale b) vapaakappalekuva c) jännitysresultantit [15]**

Muuttamalla saatu halkaisumomentti kuvan 47 c) mukaisen puristusresultantin  $C$  ja vetoresultantin  $T$  muodostamaksi voimapariksi ja olettamalla sisäiseksi momenttivariksi  $D/2$ , saadaan halkaisuvoimaa vastaavaksi vetoresultantiksi

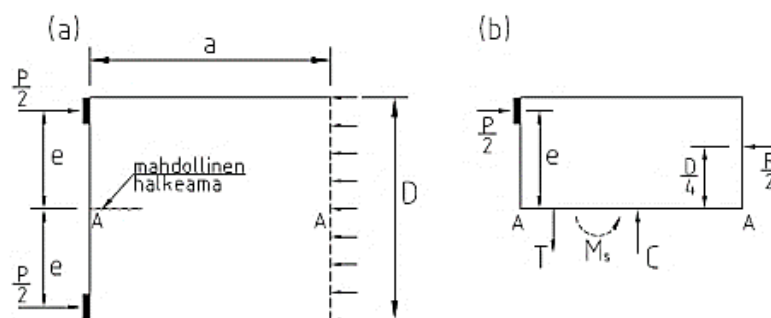
$$T = \frac{P}{4} \left( 1 - \frac{h}{D} \right). \quad (4.20)$$

[15, 7, 27] Saatu kaava on vastaava kuin edellä esitetty Mörsch:n malliin perustuva kaava (4.15).

Kahdella epäkeskeisellä ankkurilla kuormitetun kappaleen halkaisuvoimalle  $T$  on esitetty laskentamalli kuvassa 48, josta voidaan johtaa likiarvo tapauksen halkaisuvoimalle. Ankkuriin kohdistuvaa voimaa on merkitty tässä tapauksessa  $P/2$ . Vapaakappalekuvan 48 b) momenttitasapainosta voidaan ratkaista halkaisumomentti  $M_s$  kaavalla (4.21).

$$M_s = \frac{P}{2} \left( e - \frac{D}{4} \right). \quad (4.21)$$

Saatu halkaisumomentti vaikuttaa eri suuntaan kuin edellä saatu  $M_b$ .

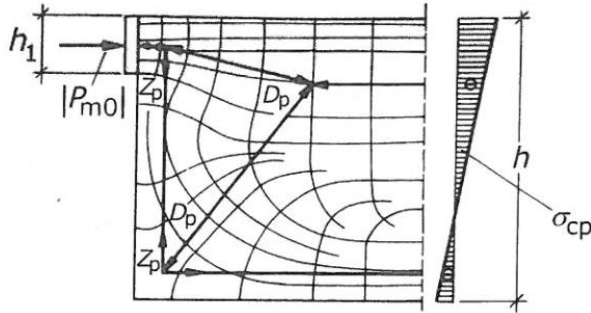


**Kuva 48 Kahden epäkeskeisen ankkurin laskentamalli a) päätykappale b) vapaakappalekuva [15]**

Puristusresultantin  $C$  ja vetoresultantin  $T$  muodostamasta voimaparista saadaan halkaisuvoimalle kaava (4.22), olettamalla sisäiseksi momenttivariksi  $D/2$ .

$$T = \frac{P}{D} \left( e - \frac{D}{4} \right). \quad (4.22)$$

[15, 27] Kuvassa 49 on esitetty tilanne, jossa esiintyy epäkeskeinen jännevoima. Rakenteen etupintaan syntyvästä halkaisuvoimasta käytetään kuvassa merkintää  $Z_p$ . Kuvassa voimien kulkua on havainnollistettu kuvan mukaisella ristikolla. Rakenteen päässä on esitetty kimmoteorian mukainen jännitysjaakauma.



**Kuva 49 Epäkeskeinen jännevoima [12]**

Kuvan mukaiselle epäkeskeisen jännevoiman aiheuttamalle halkaisuvoimalle on esitetty likimääräinen ratkaisu kaavalla (4.23).

$$Z_p = \frac{P}{3} \left( 1 - \frac{h_1}{h} \right) \quad (4.23)$$

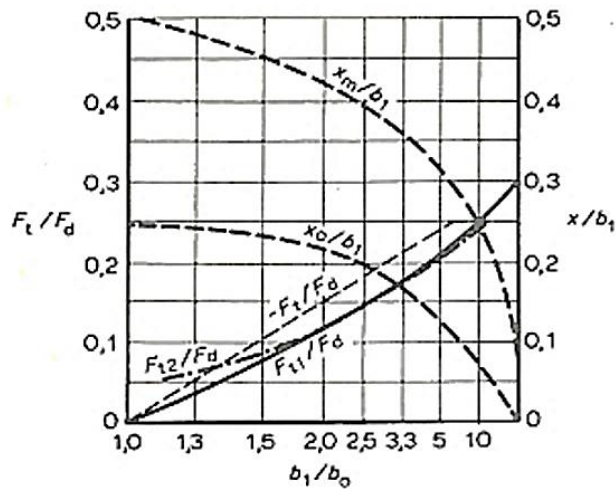
missä

$Z_p$  on halkaisuvoima

$h_1$  on kuormitusleveys

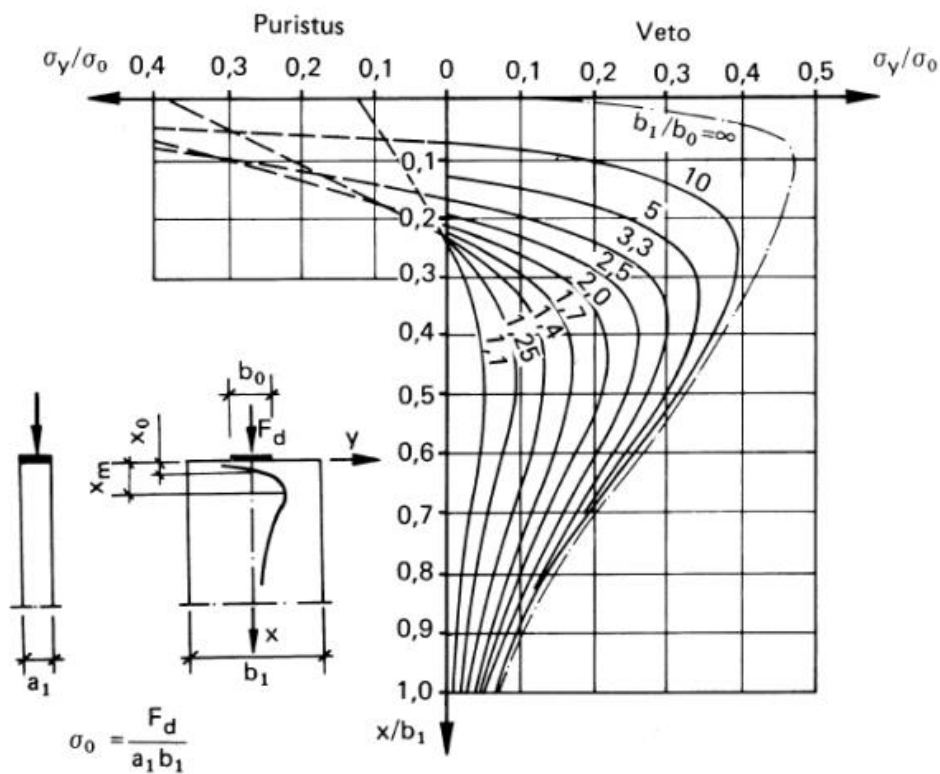
$h$  on jakautumisleveys. [12]

Kuvassa 50 esitettyjen käyrästöjen avulla voidaan arvioida keskeisen kuormituksen aiheuttaman halkaisuvoiman suuruutta  $F_t$ , poikittaisen jännityksen nollakohtaa  $x_o$  ja vetojännityksen huipun sijaintia  $x_m$ . Kuvan halkaisuvoiman merkintä  $F_{t1}$  vastaa suorakulmion muotoisen ja  $F_{t2}$  neliön muotoisen poikkileikkauksen tapausta. Kuvan merkintä  $b_0$  on kuormituspinnan sivumitta ja  $b_1$  on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.



**Kuva 50** Käyrästöt halkaisuvoiman suuruuden  $F_d$ , jännityksen huipun  $x_m$  ja nollakohdan  $x_0$  sijainnin määrittämiseen [7]

Poikittaisen puristus- ja vetojännityksen jakauma keskeisesti kuormitetussa suorakaidepoikkileikkauksessa on esitetty kuvassa 51. Vaaka-akselilla on tarkasteltavalla etäisyydellä vaikuttavan poikittaisen jännityksen  $\sigma_y$  suhde jännityksen jakautumisalueen päässä vaikuttavaan jännitykseen  $\sigma_0$ . Pystyakselilla on tarkasteltavan etäisyyden  $x$  suhde poikkileikkauksen sivumittaan  $b_1$  tarkasteltavassa suunnassa. Jakaumat on esitetty erilaisilla jännityksen jakautumispinnan  $b_1$  ja kuormituspinnan  $b_0$  leveyksien suhteilla tarkasteltavassa suunnassa.



**Kuva 51** Poikittaisten puristus- ja vetojännitysten jakautuminen keskeisesti puristetussa suorakaidepoikkileikkauksessa [15, 7, 26]

Kuvan 51 avulla voidaan arvioida rakenteeseen syntyvää poikittaisen vetojännityksen jakaumaa. Kuvan 51 tapauksessa suurin syntyvä vetojännitys  $\sigma_{y.max}$  voidaan laskea kaavan (4.24) mukaan.

$$\sigma_{y.max} = \frac{3}{4} \sigma_0 \left(1 - \frac{b_0}{b_1}\right) \quad (4.24)$$

missä

$\sigma_0$  on jakautumispituuden päässä vaikuttava jännitys

$b_0$  on kuormituspinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

$b_1$  on jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

Suurimman vetojännityksen ylittäessä betonin tarkasteltavan hetken vetolujuuden alarajan  $f_{ctk,0,05}(t)$ , otetaan vetojännitykset vastaan alueelle sijoitettavalla halkaisuraudoitteella. [15]

### 4.3.2 Palkkimalli

Rakenteen päätyaluetta voidaan tarkastella ekvivalenttia palkkimallia hyödyntäen. Palkkimallin avulla voidaan arvioida syntyvän halkeaman syntymiskohtaa sekä halkaisumomenttia. Halkaisuvoima voidaan ratkaista palkkimallissa momentin avulla kaavalla (4.25).

$$T = \frac{M}{z} = \frac{2M}{D} \quad (4.25)$$

missä

$M$  on halkaisumomentti

$z$  on momenttivarsi, oletuksena  $D/2$ .

$D$  on symmetrisen prisman korkeus.

Saatavan momentin avulla pystytään ratkaisemaan kimmoteoriaan perustuva jännitys  $\sigma_{y.max}$  kaavalla (4.26). Kaavan jälkimmäinen osa soveltuu suorakaidepoikkileikkaukselle.

$$\sigma_{y.max} = \frac{M}{W} = \frac{6M}{BD^2} \quad (4.26)$$

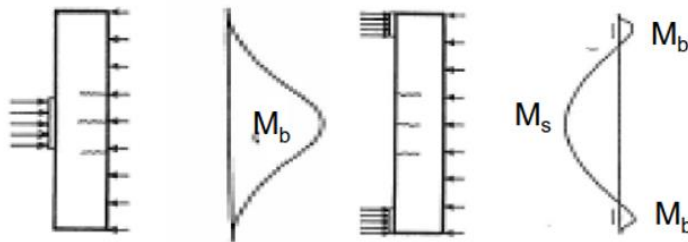
missä

$W$  on poikkileikkauksen taivutusvastus

$B$  on suorakaidepoikkileikkauksen leveys tarkasteltavaan suuntaan.

Palkkimalli muodostetaan siten, että ankkurikappaleissa vaikuttavat jännevoimat toimivat tukireaktioina ja jännevoimasta aiheutuva kimmoteorian mukainen jännitys jakauma kuormittaa palkkia vastakkaisesta suunnasta. Jännitys voidaan muuttaa tasaiseksi kuormaksi kertomalla jännitys tarkasteluleveydellä. Kuten luvun 4.3.1 tarkastelussa, halkaisumomenttia merkitään joko  $M_b$  tai  $M_s$  syntyvän halkeaman sijainnista ja momentin etumerkistä riippuen. Kun halkeama syntyy rakenteen sisään, momentti merkitään  $M_b$  ja halkeaman syntyessä rakenteen pintaan momentti merkitään  $M_s$ . [27, 28]

Kuvassa 52 on kappaleessa 4.3.1 tarkasteltujen keskeisesti ja kahdella epäkeskeisellä jännevoimalla kuormitetun rakenteen palkkimallit.



**Kuva 52 Keskeisen ja kahden epäkeskeisen jännevoiman palkkimalli [27, 28]**

Momenttipinnan huippu voidaan pyöristää tukimomentti pyöristys sääntöjen mukaan kaavalla (4.27).

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed.sup}t}{8} \quad (4.27)$$

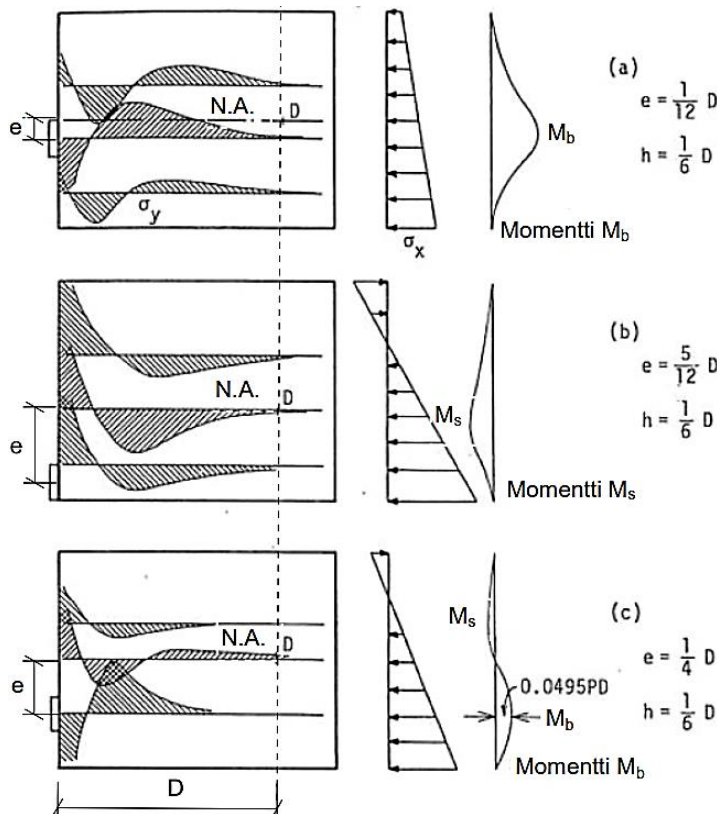
missä

$F_{Ed.sup}$  on tukireaktion mitoitusarvo

$t$  on tuen leveys. [1]

Kuvassa 53 on esitetty epäkeskeisen ankkurin vaikutusta poikittaisten vetojännitysten jakaumaan. Ankkurit ovat kolmella eri epäkeskisyydellä rakenteen neutraaliakselilta. Kuvan keskellä on kuormituksesta aiheutuva kimmoteorian mukainen rakenteen jännitys jakauma ja palkkimallilla saatava momenttikuvaaja.





**Kuva 53** Epäkeskeisen ankkurikappaleen aiheuttama jännitys jakauma ja palkkimallin mukainen momenttikuvaaja [28, 15 muokattu]

Palkkimalli soveltuu usean vierekkäisen jännevoima tarkasteluun eri jännitysvaiheissa [15].

### 4.3.3 Ristikkomenetelmä

Plastisuusteoriaan perustuvalla ristikkomenetelmällä voidaan kuvata usein hyvin betonirakenteen toimintaa murtorajatilassa. Se on hyödyllinen apuväline mitoituksessa. [5] Ristikkomenetelmää voidaan käyttää rakenteiden mitoituksessa murtorajatilassa, tarkasteltaessa halkeillutta poikkileikkausta, rakenteen yksityiskohdissa sekä epäjatkuvuuskohdissa, joissa teknisen taivutusteoria ei ole paikallisesti voimassa. [26, 1] Jännevoiman siirto rakenteeseen ankkurikappaleen välityksellä edustaa tällaista epäjatkuvuuskohtaa. Ristikkomenetelmässä staattista tai geometrista epäjatkuvuusaluetta nimitetään D-alueeksi (discontinuity region) [5, 26]. Eurokoodi ohjeistetaankin ankkurijänteiden ankkurointialueen mitoituksessa käyttämään ristikkomenetelmää [1].

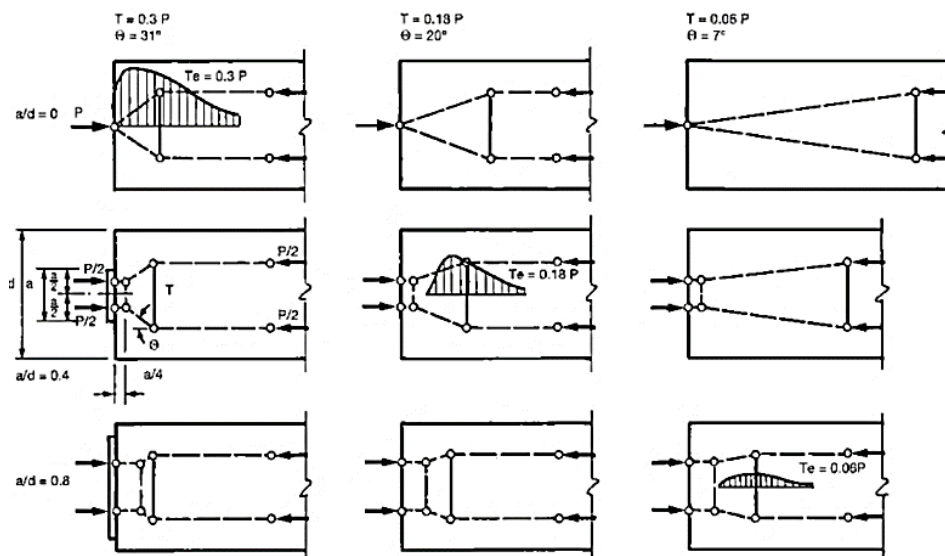
Ristikkomenetelmällä on kuitenkin rajoituksensa. Se ei huomioi rakenteen halkeilua eikä valitun ristikon toimintaa varsinaisessa rakenteessa voida varmentaa. Teoriassa on olemassa lukuisia kyseiseen tarkasteluun yhtä päteviä ristikkomalleja. Näistä malleista yksi toteutuu ja lopulta rikkoutuu mekanismina rakenteen murtuessa. Mallin toimivuuden toteutemiseksi on tutustuttava kimmoteorian mukaisiin jännitys jakaumiin ja arvioida halkeaman muodostumiskohtaa. [5]

Ristikkomalli koostuu puristus- ja vetosauvoista sekä niitä yhdistävistä solmuista. Puristussauvat edustavat betonin puristusjännityskaistoja ja vetosauvat raudoitusta. Sauvoilla on kuormien edellyttämä kestävyys. Malli muodostetaan jäljittelemällä voiman kulkua rakenteessa tai hyväksikäyttämällä jännityskuvaajia ja -jakaumia. Jos malli poikkeaa huomattavasti pääjännitys jakauman suunnasta, betonisilla puristussauvoilla on riittämätön kyky säilyttää voimansa. Ristikkomallin puristus- ja vetosauvoissa vaikuttavat voimat ratkaistaan tasapainoehtojen avulla. [5, 1]

Normaalisti riittää, kun ankkuri korvataan kahdella staattisesti ekvivalentilla voimalla  $P/2$ , jotka vaikuttavat kuormanjakopinnan neljännespisteissä. Kuormanjakopinnan ollessa pieni suhteessa jakautumispintaan, riittää yksi keskeinen voima  $P$  edustamaan ankkuria. Tämä ei kuitenkaan huomioi sitä, että jännitys jakautuu paikallisen alueen reunalta ja tuottaa täten konservatiivisemmän arvion halkaisuvoimasta. [21]

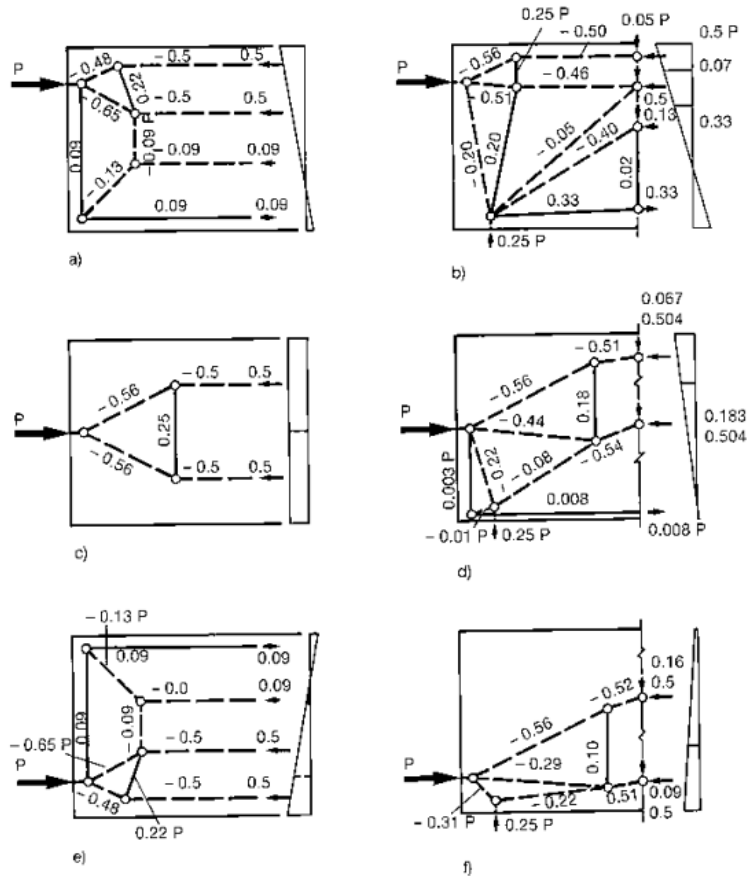
Jännitys jakaumaa jäljitellään vähintään kahdella staattisesti ekvivalentilla puristussauvalla. Ristikkomallin tulisi olla yksinkertainen, jotta se on helppo ratkaista. Monimutkaisempi malli antaa tarkemman tuloksen, mutta sellaisen ratkaiseminen voi olla tarpeettoman hankalaa. Puristussauvojen kulma ja vetosauvan sijainti voivat vaihdella merkittävästi. Nämä riippuvat kuormitus alan ja jakautumisalan suhteesta ja ankkurien reuna- ja keskiöetäisyyksistä. [21] Nämä ovat aina suunnittelijan määritettävissä.

Kuvassa 54 on esitetty keskeiselle kuormitustapaukselle muutama ristikkomalli. Samalla rivillä olevilla malleilla on sama kuormitus- ja jakautumisalueen suhde. Allekkain olevilla malleilla on käytetty samaa, kuvan yllä näkyvää puristussauvan kulmaa. Malleilla, joilla on sama kulma, on myös sama halkaisuvoiman suuruus. Jokaisella rivillä on myös esitetty mallin mukainen vetojännitys jakauma. Tästä voidaan tehdä havainto, kun kuormitus- ja jakautumisalueen suhde kasvaa halkaisuvoima pienenee ja siirtyy edemmäs ankkurikappaleesta. [21]



**Kuva 54 Ristikkomalleja keskeiselle kuormitustapaukselle [21]**

Myös muut kuormitukset, kuten tukireaktio ankkurointialueella, on syytä huomioida. Näillä voi olla hyvin suuri merkitys ristikkomenetelmällä saatavan halkaisuvoiman suuruuteen ja sijaintiin. [10, 21] Kuva 55 havainnollistaa tukireaktion vaikutuksen ristikon sauvavoimiin esitetyillä ristikkomalleilla.



**Kuva 55 Tukireaktion vaikutus ristikkomalliin [21]**

Kolmiulotteisia ristikkomalleja tulisi käyttää, kun voimat leviävät alkuperäisen poikkileikkauksen ulkopuolelle. Tällainen tapaus on esimerkiksi laipallisissa poikkileikkauksissa, joissa jännevoima levittyy uumasta laippaan. [21]

Mitoituksessa rakenne oletetaan täysin halkeilleeksi. Halkeilun seurauksena jännitykset jakautuvat uudelleen jäykintä kuormareittiä pitkin. Näitä mahdollisia kuormareittejä on useita, mutta niitä voidaan ohjata haluttuun suuntaan raudoituksen määrällä ja sijoittelulla. [10] Vetosauvojen sijainti ja suunta tuleekin vastata suunniteltavan rakenteen raudoitusta. Vetosauvat mitoitetaan raudoituksen myötölujuuden suunnitteluarvolle. [1] Ristikkomallilla saatava halkaisuvoima sijaitsee vetosauvan keskellä. Halkaisuvoimaa vastaava rauditus sijoitetaan vaikuttamaan lähimmän reunan, veto- tai puristussauvan etäisyyden puoleenväliin. [21]

Puristussauvassa käytettävä lujuus määräytyy siihen vaikuttavan jännitystilän mukaan. Mikäli puristussauvaan ei vaikuta poikittaisia jännityksiä tai jännitys on puristusta (kuva 56 a), lujuus lasketaan kaavalla (4.28). Kun puristusjännitykseen vaikuttaa poikittaisia

vetojännityksiä (kuva 56 b), jonka seurauksena betoniin muodostuu halkeamia, lujutta pienennetään kaavan (4.29) mukaan.

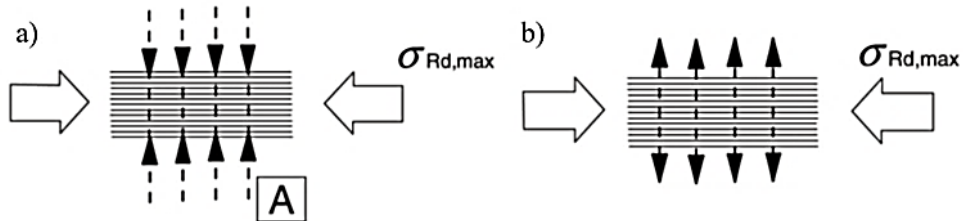
$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (4.28)$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250MPa} \right) f_{cd} \quad (4.29)$$

missä

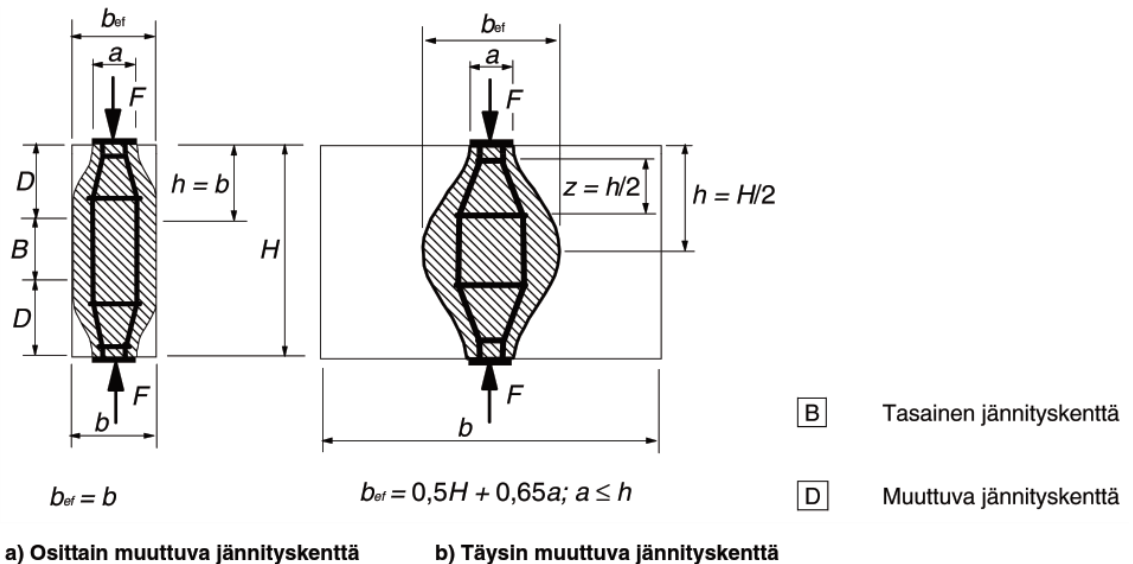
$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo. [1,3]



**Kuva 56 Betonin puristuskaistojen mitoituslujuus, kun siihen vaikuttaa a) poikittainen puristus b) poikittaista vetoa [1]**

Puristussauvan mukainen jännitys jakauma voi olla osittain muuttuva tai täysin muuttuva kuvan 57 mukaan. Puristussauvan tehollisenä leveytenä  $b_{ef}$  käytetään kuvassa 57 mukaista leveyttä.



**Kuva 57 Poikittaisen vetovoiman määrittäminen a) osittain muuttuvassa ja b) täysin muuttuvassa puristusjännitys kentässä [1]**

Jännitys jakauman perusteella syntyvä sisäinen vetovoima voidaan laskea kaavoilla (4.30) ja (4.31). Osittain muuttuvassa jännityskentässä poikittainen vetovoima  $T$  saadaan kaavalla

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F. \quad (4.30)$$

Täysin muuttuvassa jännityskentässä poikittainen vetovoima  $T$  voidaan laskea kaavalla

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0.7 \frac{a}{H}\right) F. \quad (4.31)$$

Kaavoissa (4.30) ja (4.31) käytetyt merkinnät on esitetty kuvassa 57. [1]

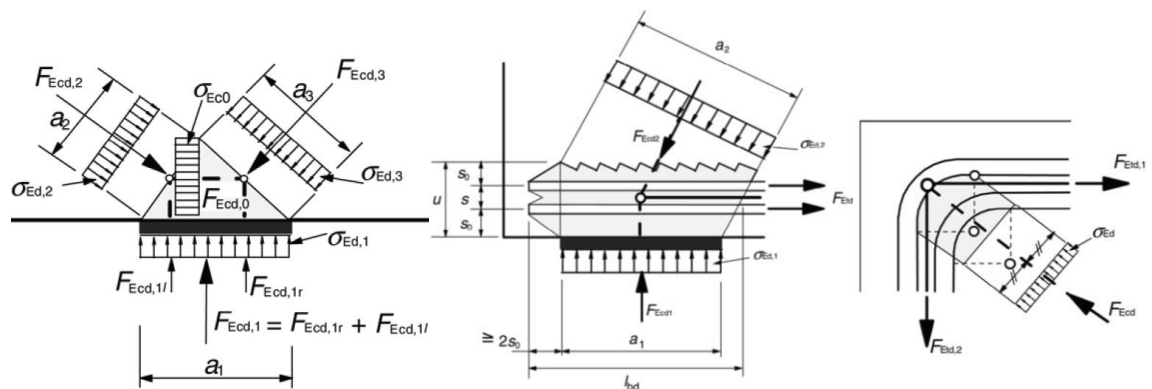
Solmut muodostetaan sauvojen keskilinjojen leikkauskohtiin. Vetosauvan tulee ulottua solmun ylitse puristussauvan uloimpaan reunaan. Solmuissa voimien tulee olla tasapainossa. Vetoraudoitus tulee olla ankkuroitu täydelle voimalle solmun taakse. [5] Kaavassa (4.32) on esitetty solmussa vaikuttavan puristusjännityksen mitoituslujuus.

$$\sigma_{Rd,max} = k \cdot 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250MPa}\right) f_{cd} \quad (4.32)$$

missä

$k$	on kerroin, joka riippuu tarkasteltavan solmun tapauksesta
$= 1,0$	puristettu solmu
$= 0,85$	puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy yhden suunnan vetoraudoitus
$= 0,75$	puristettu ja vedetty solmu, johon liittyy kahden suunnan vetoraudoitus
$= 3,0$	kolmiakselisen puristuksen yläraja.

Kolmiakselisessa puristuksessa oleville sauvoille voidaan käyttää suljetun betonin lujuutta luvussa 2.4.2 esitettyjen kaavojen (2.16) ja (2.17) mukaan. [1,3] Nämä edellä mainitut solmutapaukset on esitetty kuvassa 58.



**Kuva 58 Solmutarkastelu**

Solmukeskittymien kohdalla vaikuttavien voimien edellyttämä raudoitus voidaan jakaa jännityksen epäjatkuvuuden pituudelle, kun ristikkomallin solmut ulottuvat rakenteen huomattavalle pituudelle. Tällainen tilanne on jännevoiman jakautuessa poikkileikkaukseen. [1]

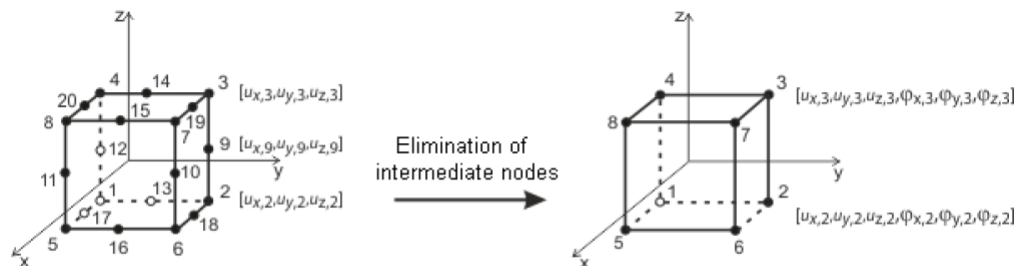
## 4.4 Rakenteiden tarkasteleminen FEM-ohjelmilla

FEM-ohjelmat (Finite Element Method) ovat elementtimenetelmää käyttäviä laskentaohjelmia. FEM-ohjelmilla voidaan tarkastella hyvinkin monimuotoisia rakenteita ja ratkaisuun siihen syntyviä rasituksia ja siirtymiä. Elementtimenetelmä kehitettiin viime vuosisadan jälkipuoliskolla tietokoneiden nopean kehityksen tuoman laskentakapasiteetin kasvun seurauksena. [24] Tässä työssä käytetään Dlubal Softwares GmbH:n kehittämää RFEM (versio 5.12) -laskentaohjelmaa.

### 4.4.1 Laskentamalli FEM-ohjelmassa

Laskentamallilla pyritään kuvaamaan todellisen rakenteen toimintaa. FEM-ohjelmissa rakenteen geometria luodaan joko itse ohjelmassa, solmuja, viivoja, pintoja ja tilavuuksia käyttäen tai se voidaan tuoda ohjelman ulkopuolelta. Näiden mallinnettujen kappaleiden avulla muodostetaan erilaisia elementtityyppejä, kuten sauva-, palkki-, laatta-, kuori- tai tilavuuselementtejä riippuen elementtityypin käyttötarkoituksen ja sen soveltuvuudesta tarkasteltavaan rakenteeseen. Kun haluttu geometria tai rakennemalli on luotu, varustetaan se halutuilla tukiehdolla ja kuormituksilla ja niiden yhdistelmillä. [32, 33]

Ennen laskennan suorittamista rakenteeseen määritetään elementtiverkko laskentaa varten. Elementtiverkon määrittäminen on tulosten tarkkuuden ja laskenta-ajan kannalta tärkeä. Elementtiverkon muodostamisessa on kiinnitettävä huomiota sen kokoon ja muotoon. Muodoltaan se voi olla nelikulmioista, kolmioista tai niiden yhdistelmästä koostuva yksi- tai kaksiulotteinen verkko. Tilavuuselementeissä verkko on kolmiulotteinen ja se koostuu monitahokkaista, kuten tetraedreistä, pyramideista tai heksaedreistä. [33] Kuvassa 59 on kolmiulotteinen heksaedrin muotoinen tilavuuselementti, jota FEM-ohjelma käyttää laskennassa.



Serendipity solid element with eliminated intermediate nodes

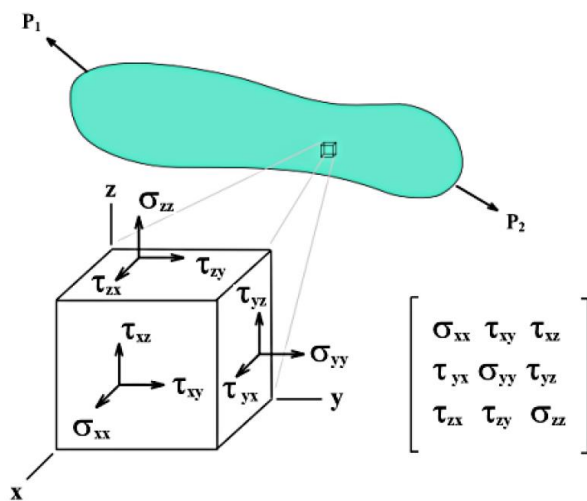
**Kuva 59 Elementtiverkon osa [33]**

Tiheämmällä elementtiverkolla saadaan tarkempia tuloksia kuin harvemmalla, mutta laskenta kestää pidempään. Suurissa malleissa harvan elementtiverkon käyttäminen on suotavaa. Tarkemmat ja yksityiskohtaisemmat tarkastelut vaativat tiheämpää elementtiverkkoa. Täytyy muistaa, että laskentaohjelmilla saatavat tulokset ovat likimääräisiä ja ovat yksinkertaistuksia rakenteen todellisesta toiminnasta. [32, 33]

#### 4.4.2 FEM-laskennasta saatavat tulokset

FEM-ohjelmista saadaan tulokseksi muodostettuun rakennemalliin aiheutuvat rasitukset ja niiden kuvaajat. Tulos voi ohjelmasta ja elementtityypistä riippuen olla esimerkiksi normaali- ja leikkausvoimaa, momenttia, jännityksiä, siirtymiä tai kiertymiä. [33]

Työssä rakenne mallinnetaan käyttäen tilavuuselementtiä. Tilavuuselementeistä saadaan selville rakenteeseen syntyvä jännitys jakauma. Jännitykset esitetään globaalien koordinaatiston mukaisina jännityskomponentteina, pääjännityksinä tai myötöehtojen mukaisina jännityksinä. Kuvassa 60 on esitetty globaalien koordinaatiston mukaiset jännityskomponentit, jotka muodostuvat normaali- ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ) ja leikkausjännityskomponenteista ( $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{yx}$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{zy}$ ). [33]



**Kuva 60 Tilavuuselementin jännityskomponentit [33]**

Pääjännitykset saadaan kiertämällä jännityselementti sellaiseen asentoon, että leikkausjännitykset häviävät. Tällöin syntyvässä jännityselementissä vaikuttaa vain tahkojen suuntaa vastaan olevia jännityksiä. Pääjännityselementin käyttäminen yksinkertaistaa jännitystilaa käsittelyä. Koska pääjännityksiin päästään käsiksi alkuperäisen jännityselementin kautta, on se riippuvainen normaali- ja leikkausjännitysten suuruudesta ja suunnasta. Pääjännitykset ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ) ilmoitetaan usein suuruusjärjestyksessä, siten että  $\sigma_1$  vastaa suurinta ja  $\sigma_3$  pienintä jännityskomponenttia. [23] RFEM:ssä pääjännitykset on esitetty käyttäen samaa logiikkaa. Positiiviset arvot edustavat vetojännityksiä ja negatiiviset arvot puristusjännityksiä. [33] Niinpä  $\sigma_1$  edustaa suurinta betonissa vaikuttavaa ve-

tojännitystä. Betonissa esiintyvät ilmiöt, kuten halkeilu on aina pääjännityksen synnyttäjä [5]. Trescan ja von Misesin myötöehdot eivät sovellu epähomogeenisille ja hauraille materiaaleille. Tällaisille materiaaleille soveltuu paremmin Rankinen, Mohr-Coulombin ja Drucker-Pragerin myötöehdot. [23]

Jännityskomponenteista ei saada suoraan selville voimasuureita. Tätä varten laskentaohjelmissa on mahdollisesti myös ominaisuuksia, joiden avulla saadaan selville voimasuureita ja jännitysresultantteja. Tässä työssä käytetään RFEMissä olevaa result beam-sauvatyyppiä. Tämä sauvatyyppi integroi määritetyltä pinta-alalta sisäisiä voimasuureita ja muodostaa niistä result beamiin vaikuttavat rasituskuvaajat. [33] Työssä tarkastellaan result beamin normaalivoimakuvaajan avulla halkaisuvoimia.

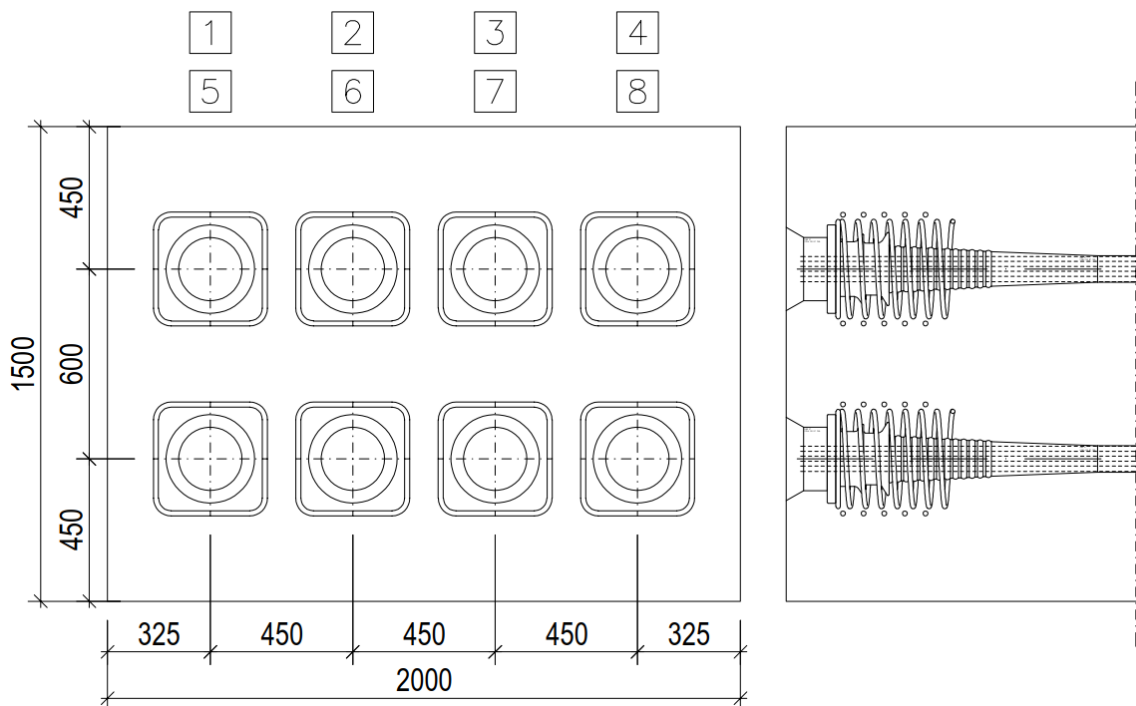


## 5. LASKENNALLINEN TARKASTELU

### 5.1 Tarkastettava rakenne

Tarkasteltavan rakenteen poikkileikkaukseksi valittiin suorakaiteen muotoinen, 1,5 m korkea ja 2 m leveä palkkimainen rakenne. Rakenteen muoto valittiin sen yksinkertaisuuden vuoksi, jotta mallinnus sekä tulosten tarkastelu ja jatkoanalysointi olisi helpompaa. Betonin lujuusluokka oli C35/45 ja jännityshetkellä lujuuden oletetaan olevan 80 % suunnittelulujuudesta. Ankkurikappaleeksi valittiin BBR VT CONA CMI BT 1506-150-1860, jossa on 15 kappaletta 15,7 mm halkaisijaltaan olevia punoksia, joiden lujuus on 1640/1840 MPa.

Poikkileikkaukseen sijoitettiin kahdeksan kappaletta ankkureita palkin pituusakselin suuntaisesti. Sijoittelussa pyrittiin välttämään epäkeskisyyksiä, jottei niistä aiheutuisi rasituksia, jotka saattaisivat näkyä tuloksissa ja aiheuttaa virhettä. Ankkurit sijoitettiin symmetrisesti poikkileikkauksen neutraaliakseliin nähden. Ankkurikappaleiden keskiö- ja reunaetäisyydet valittiin siten, että ne täyttivät ETA-hyväksynnän vaatimukset, ja että rakenne olisi mahdollista toteuttaa myös muiden raudoitteiden osalta. Jännekulku oletetaan suoraksi palkin päätyalueella, jolloin siitä ei aiheudu ohjausvoimaa. Kuvassa 61 on esitetty ankkurien sijoittelu poikkileikkaukseen.



**Kuva 61 Tarkastettava poikkileikkaus. Poikkileikkauksen yläpuolella oleva numero kertoo ankkurikappaleen järjestysnumeron.**

Jännevoimaksi valittiin mahdollisimman suuri arvo, jotta laskennasta saadaan varmasti tuloksia. Jänneteräkset jännitetään yhteisvoimalle 3135 kN, jolloin yhdessä punoksessa vaikuttava voima on 209 kN. Jännityshäviöitä ei laskennassa huomioitu. Tämän lisäksi tarkastelusta jätettiin pois jännevoiman paikallisessa tarkastelussa käytettävä osavarmuuskerroin 1,2. Taulukkoon 7 on koottu laskennassa käytettäviä suureita.

**Taulukko 7 Laskennassa käytettävät suureet**

Betonin puristuslujuus	$f_{ck}$	35 MPa
Betonin puristuslujuus jännityshetkellä	$f_{ck}(t)$	28 MPa
Jänneteräksen 0,1 -raja	$f_{p0.1k}$	1640 MPa
Jänneteräksen murtolujuus	$f_{pk}$	1860 MPa
Punoksen pinta-ala	$A_{punos}$	150 mm <sup>2</sup>
Jänneterästen yhteispinta-ala	$A_{p.tot}$	2250 mm <sup>2</sup>
Suurin sallittu jännevoima	$P_{max}$	3321 kN
Jänneterästen jännitysvoima	$P_{max.0}$	3135 kN

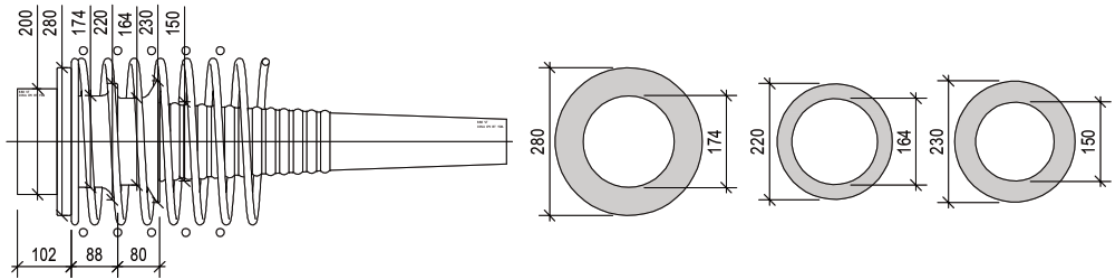
## 5.2 Rakenteen FEM-malli

Rakenne mallinnettiin tilavuuselementtinä käyttäen edellä esitettyä poikkileikkausta. Rakenteesta mallinnettiin vain alue, jossa jännitykset jakaantuvat tasaiseksi jännitykseksi. Laskennassa käytetty tilavuuselementin verkko muodostui kuvan 59 mukaisista heksaedreistä ja oli suuruudeltaan 100 mm. Verkon tihennyksiä ei mallissa käytetty. Rakenteen materiaalimallina käytettiin isotrooppista, lineaarisesti elastista mallia.

Kohtaan, josta rakenne on katkaistu, mallinnettiin rakenteen suuntaan nivelellinen pintatuki, joka sallii liikkeen poikkisuuntaan. Mallin stabilisuuden vuoksi kulmiin mallinnettiin lisäksi jouset, jotka sallivat liikkeen poikkileikkauksen suunnassa. Jousivakiona käytettiin arvoa 1 kN/m.

Ankkurikappaleessa on kolme kuormanjakautumispintaa, jotka ovat keskenään hieman eri kokoisia kuvan 62 mukaan. Muodoltaan ne ovat pyöreitä. Jakautumispintojen pinta-ala mitattiin jännemenetelmän toimittajalta saatavista ETA-hyväksynnöistä ja ankkurikappaleiden CAD-piirustuksista. Tarkastelussa kuormituspinnat oletettiin keskenään saman kokoisiksi neliön muotoiseksi aloiksi, jotka vastaavat pinta-alaltaan todellisen ankkurikappaleen kuormitusalojen keskiarvoa. Kuormituspinnan sivumitta oli 160 mm.

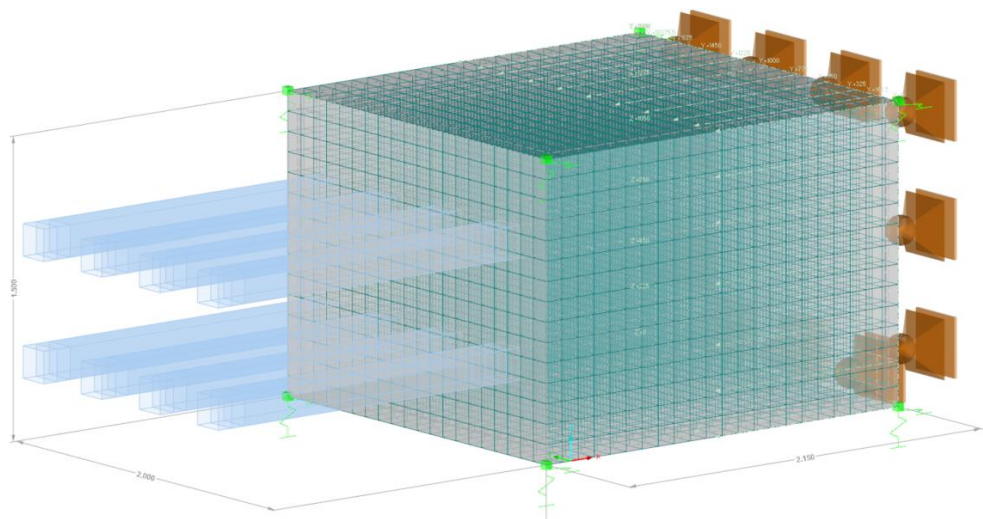
Kuormituspinnat mallinnettiin kolmeen tasoon, kuten todellisessa ankkurikappaleessa, mutta keskinäisenä etäisyytenä käytettiin 80 mm, joka poikkeaa hieman todellisesta.



**Kuva 62 Ankkurikappale BBR VT CONA CMI BT 1506-150-1860**

Jännevoiman oletettiin jakautuvan jokaisesta kuormituspinnasta yhtä suurena voimana. Jännevoima mallinnettiin tasaisina, 40 MPa suuruisina kuormina kuormituspintoihin. Kuormituksen resultantti vastaa lähes suunniteltua jännityshetken jännevoimaa. Jokaiseen ankkuriin vaikuttava jännevoima mallinnettiin omana kuormituksenaan, jotta niiden yhdisteleminen eri kuormitustilanteiksi ja niiden aiheuttamien rasitusten tarkastelu olisi helppoa. Rakenteen omaa painoa ei laskennassa huomioitu.

Kuvassa 63 on esitetty mallinnettu tilavuuselementti. Elementin vasemmassa reunassa on näkyvissä kaikkien ankkureiden jännevoimat, kulmissa on jousituet ja oikeassa reunassa pintatuki.



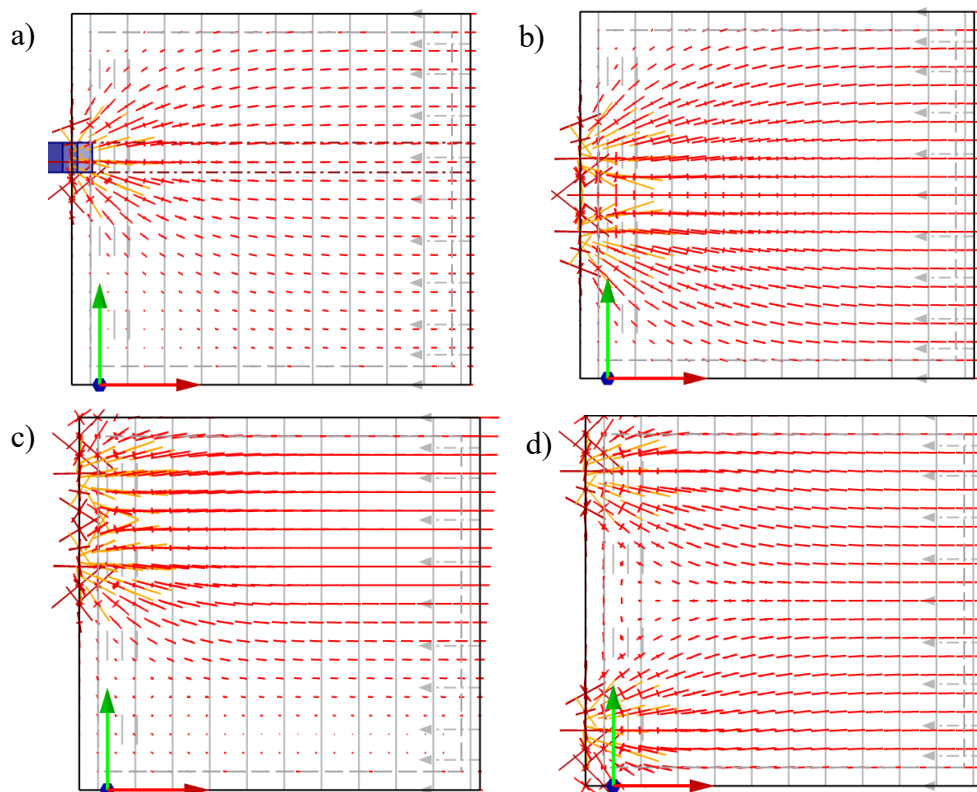
**Kuva 63 Mallinnettu tilavuuselementti**

Tilavuuselementin sisään mallinnettiin result beam-sauvoja, joiden avulla saatiin selville sisäisiä rasituksia. Result beamin toiminnasta on kerrottu luvussa 4.4.2 Result beamin tulosten integroinnissa käytettäväksi poikkileikkaukseksi valittiin 200 mm leveä keskeinen neliö. Sauvat mallinnettiin koko poikkileikkauksen mittaisina, pysty- ja vaakasuuntaan, vieri viereen, 200 mm välein, koko rakenteen pituudelle. Tällä jaolla result beamin kohdalle osuu 2x2 laskentaelementtiä.

## 6. TULOSTEN TARKASTELO

### 6.1 Jännitysten jakautuminen FEM-mallissa

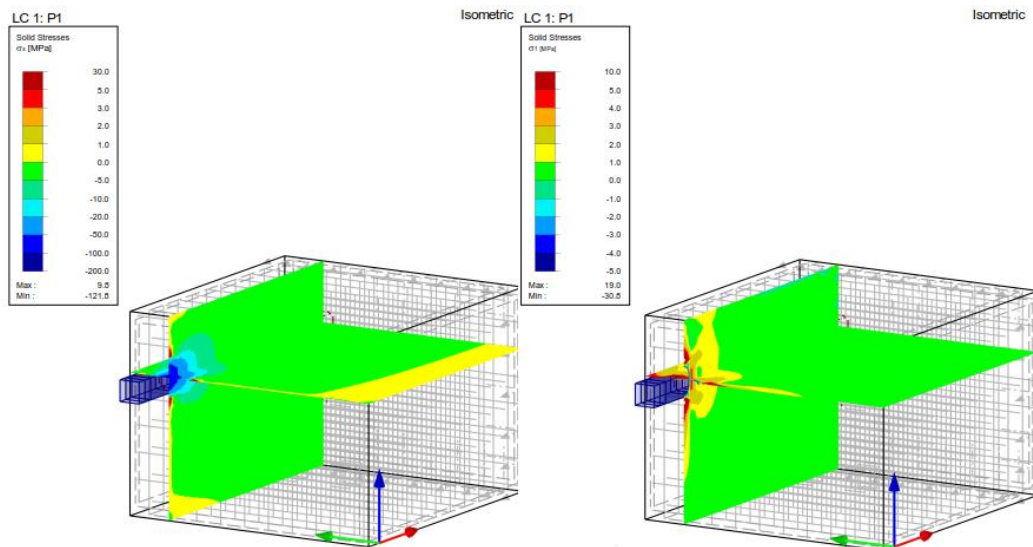
Tarkastellaan seuraavaksi FEM-mallista saatuja jännitysjakautumia eri ankkureiden tai ankkureiden yhdistelmien ollessa samaan aikaan jännitettynä. Kuvassa 64 on esitetty pääjännitysten suunnanmuutokset erilaisissa jännitystilanteissa (a, b, c, d). Tilanteessa a), ankkuri 2 on jännitettynä, ja tilanteessa b) neljä keskimmäistä ankkuria (2, 3, 6 ja 7) ovat jännitettynä. Tapauksessa c), on tilanne, jossa ankkurit 1, 2, 5 ja 6 ovat jännitettynä. Tapauksessa d) poikkileikkauksen reunoilla sijaitsevat ankkurit (1, 4, 5 ja 8) ovat jännitettynä. Kuvasta voidaan havaita jakauman olevan erilainen, riippuen voiman suuruudesta ja sijainnista. Tilanteissa a) ja b) kuormitus on keskeinen, jolloin jakautuminen tapahtuu tasaisemmin koko poikkileikkaukseen. Tapauksissa c) ja d) voima on epäkeskeinen. Ankkureiden sijaitessa rakenteen reunalla, tapauksessa c), pääjännitykset etenevät ankkureiden takana hyvin suoraviivaisesti. Vastakkaisella puolella jännitykset levittyvät laajemmalle, kohti rakenteen reunaa. Kahden epäkeskeisen kuorman tilanteessa d), pääjännitysten suuntaviivat levittyvät kohti rakenteen neutraaliakselia. Ankkureiden välissä suuntaviivat ovat lähes kohtisuoraan palkin pituussuuntaan nähden.



*Kuva 64 Pääjännityksen jakautuminen eri jännitystilanteissa*

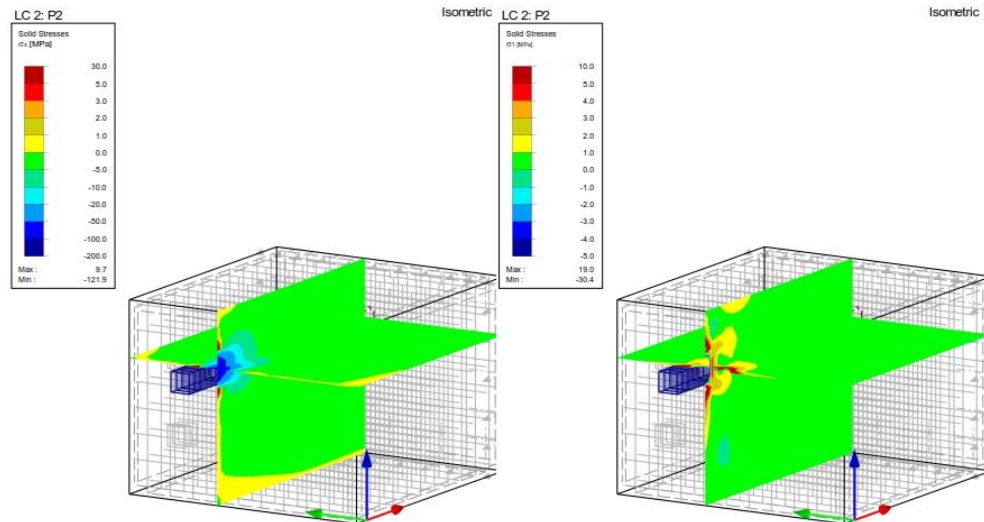
Tarkastellaan seuraavaksi yksittäisten jännevoimien aiheuttamia puristusjännityksen  $\sigma_x$  ja ensimmäisen pääjännityksen  $\sigma_1$  jakaumia. Ensimmäinen pääjännitys osoittaa suurimman jännityksen arvon, joka on tässä tapauksessa vetojännitys. Yksittäisten ankkureiden jännityskuvaajista voidaan tulkita, mikä vaikutus ankkurin sijainnilla on rakenteen rasitukseen.

Ankkurissa 1 vaikuttava jännevoima aiheuttaa rakenteeseen kuvan 65 mukaiset jännitys-jakaumat. Kuvan vasemmalla puolella on havaittavissa suuri paikallinen puristusjännitys heti voiman vaikutuksen jälkeen. Puristusjännitys tasaantuu kuitenkin nopeasti. Koska ankkuri on epäkeskeinen molemmissa suunnissa, aiheutuu ankkurin vastakkaisiin reunoihin vetoa, joka näkyy puristusjännityskuvaajassa keltaisella noin 1 MPa vetojännityksenä. Leveys suunnassa epäkeskisyys on huomattavasti suurempi, jolloin vetojännitys vaikuttaa koko tarkastelupituudella, rakenteen oikeassa reunassa. Kuvan oikeanpuoleisesta jakautumasta voidaan havaita, että koko rakenteen matkalla vaikuttaa vetojännityksiä. Suurimmat, yli 1 MPa:n vetojännitykset esiintyvät ankkurin edessä ja sen välittömässä läheisyydessä. Ankkurin viereen muodostuu suuria vetojännityshuippuja, jotka ilmenevät rakenteen pinnassa. Etäämmällä rakenteen päädyistä vetojännitys on maltillinen.



**Kuva 65 Ankkurissa 1 vaikuttavan jännevoiman aiheuttama  $\sigma_x$  ja  $\sigma_1$  jännitysjaakauma**

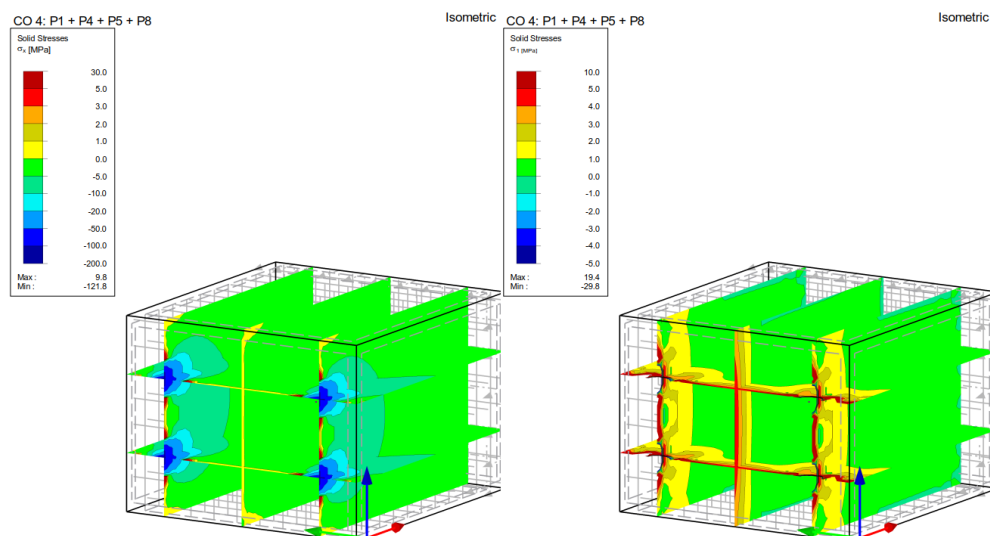
Kuvassa 66 on nähtävillä ankkurissa 2 vaikuttavan jännevoiman vaikutus puristus- ja pääjännitysjaakaumaan. Koska ankkuri on nyt keskeisempi, vetojännitysten vaikutusalueet ovat hieman pienempiä. Korkeussuunnassa on kuitenkin havaittavissa epäkeskisyiden aiheuttamaa vetoa rakenteen alareunassa. Vetojännitys vaikuttaa hieman suuremmalla alueella edelliseen tilanteeseen verrattuna. Rakenteen reunoille muodostuu pienempiä vetojännityksiä, jotka eivät levity kovin pitkälle rakenteen kulman yli, kuten ankkurin 1 tapauksessa. Voiman edessä vaikuttava puristusjännitys on saman suuruinen kuin ankkurin 1 tapauksessa.



**Kuva 66 Ankkurissa 2 vaikuttavan jännevoiman aiheuttama  $\sigma_x$  ja  $\sigma_1$  jännitysjaakauma**

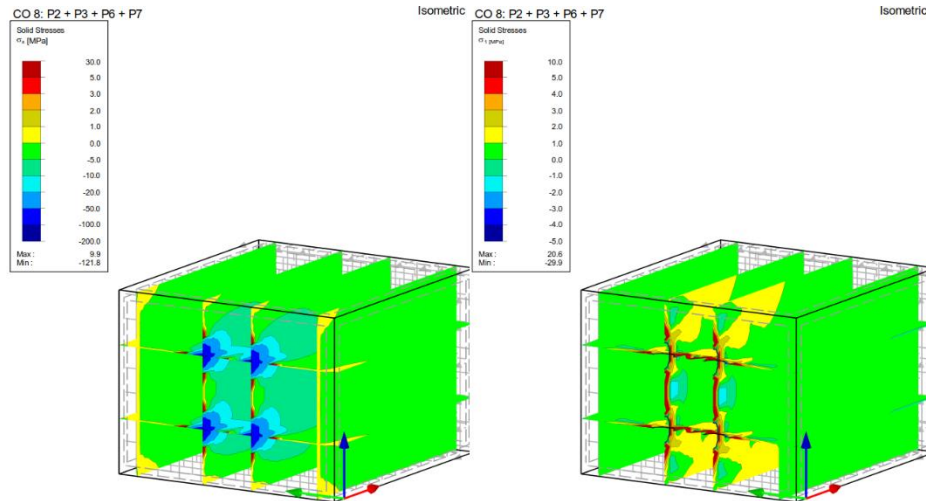
Koska ankkurit on sijoitettu poikkileikkaukseen symmetrisesti neutraaliakseliin nähden, ovat ankkureiden 1, 4, 5 ja 8 sekä 2, 3, 6 ja 7 jännityskuvaajat peilikuvia keskenään. Tämä on nähtävissä liitteessä 2 olevista kuvaajista. Kuvaajien symmetrisyyden perusteella voidaan todeta, että mallinnetut jännevoimat sijaitsivat kuten pitääkin ja mallin laskenta toimii oikein. Mikäli sijainneissa olisi poikkeamaa, näkyisi tämä peilikuvallisten jännityskuvaajien erilaisuutena.

Tarkastellaan seuraavaksi muutamia kiinnostavia kuormitustilanteita, jotka aiheuttavat suuria jännityksiä mallinnettuun rakenteeseen. Kun rakenteen reunimmaisat ankkurit ovat samaan aikaan jännitettynä, aiheutuu kuvan 67 mukainen jännitystilanne. Puristusjännitys vaikuttaa suuremmalle alueelle rakenteeseen vaikuttavan suuremman jännevoiman takia. Rakenteen pintaan syntyy huomattavan suuria vetojännityksiä, johtuen ankkurien epäkeskisyydestä.



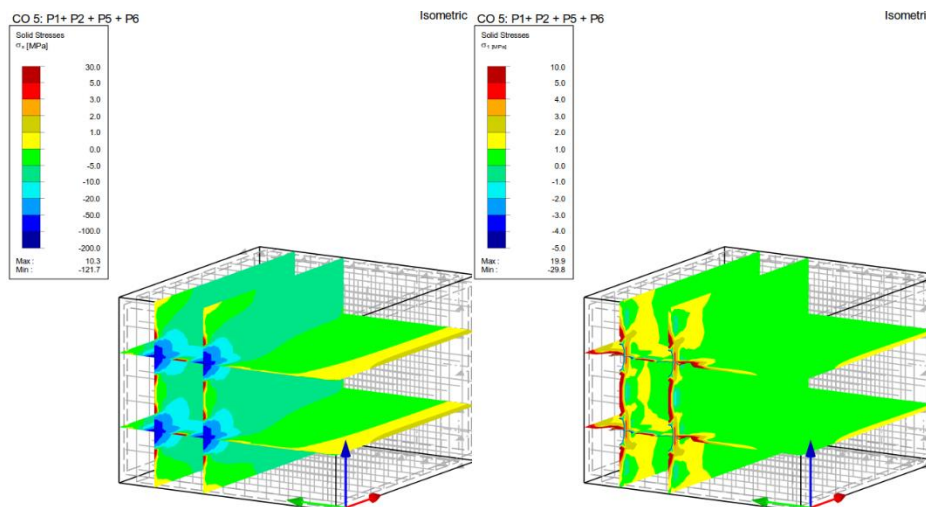
**Kuva 67 Ankkureissa 1, 4, 5 ja 6 vaikuttavien jännevoimien aiheuttama  $\sigma_x$  ja  $\sigma_1$  jännitysjaakauma**

Kuvassa 68 on esitetty tilanne, jossa rakenteen keskimmäiset ankkurit ovat jännitettyinä. Keskimmäisten ankkureiden puristusjännitysten yhteisvaikutus ulottuu pidemmälle kuin etäämmällä toisistaan olevilla ankkureilla, koska kuormitus on keskittyneempi. Vetojännitykset sijaitsevat ankkuriryhmän molemmin puolin. Pääjännitys levittyy kohti rakenteen ylä- ja alareunaa. Pääjännitykset kumoavat osittain toisensa rakenteen neutraaliakselin lähetyvillä.



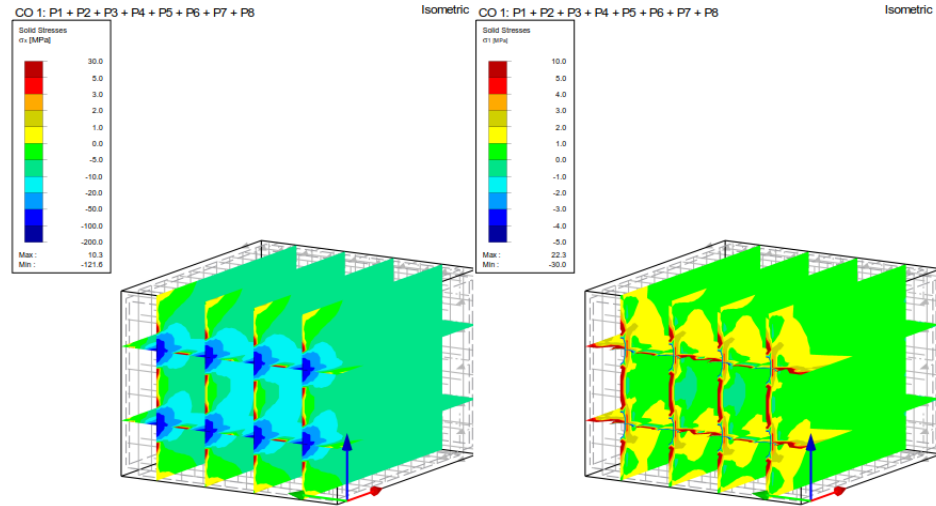
**Kuva 68 Ankkureissa 2, 3, 6 ja 7 vaikuttavien jännevoimien aiheuttama  $\sigma_x$  ja  $\sigma_1$  jännitysjaakauma**

Kuvan 69 tilanteessa, neljän ankkurin (1, 2, 5, 6) ryhmä sijaitsee toispuolisesti poikkileikkauksessa. Ankkuriryhmän takana vaikuttava puristusjännitys on edellistä tilannetta suurempi, koska jännitykset eivät pääse jakautumaan tasaisesti koko poikkileikkaukseen. Rakenteen oikeaan reunaan aiheutuu vetoa epäkeskisyydestä johtuen, aivan kuten yksittäisen ankkurin 1 ollessa jännitettynä. Pääjännitysten jakauma on hieman erilainen kahdella reunimmalla ankkurilla kuin kahdella sisemmällä.



**Kuva 69 Ankkureissa 1, 2, 5 ja 6 vaikuttavien jännevoimien aiheuttama  $\sigma_x$  ja  $\sigma_1$  jännitysjaakauma**

Rakenteen lopullinen tilanne, jossa kaikki ankkurit ovat jännitettyinä, on esitetty kuvassa 70. Puristusjännitys on jakautunut tasaisemmin koko poikkileikkaukseen. Pieniä vetojännityksiä on huomattavissa poikkileikkauksen ylä- ja alareunassa. Pääjännitysten jakauma suuntautuu kohti rakenteen ylä- ja alapintaa.



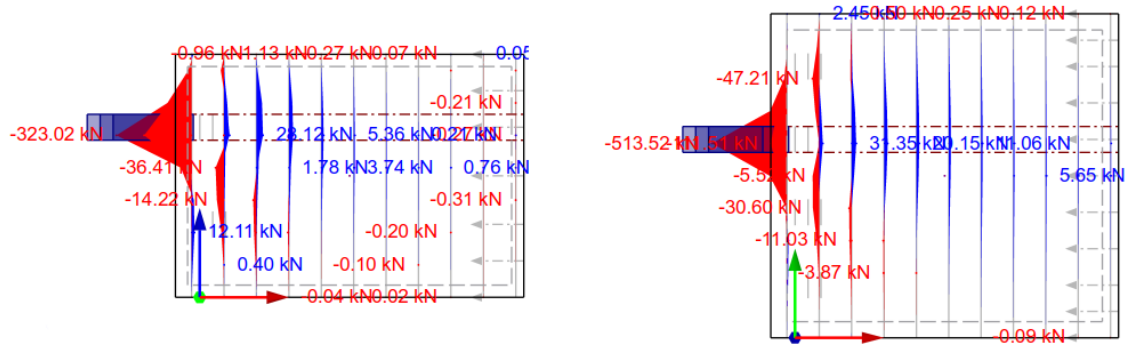
**Kuva 70** Ankkureissa 1-8 vaikuttavien jännevoimien aiheuttama  $\sigma_x$  ja  $\sigma_1$  jännitysja-  
kauma

Edellä esitetty osoittaa jännitysjärjestyksen suunnittelun tärkeyden, jotta vältetään epäsuotuisilta jännitystiloilta. Lisäksi tällä on suora vaikutus tarvittavaan halkaisuraudoitusmäärään. Liitteessä 2 on esitetty tarkemmin jännitysten jakaumat tasokohtaisina kuvina edellä esitettyjen tasojen leikkauksissa.

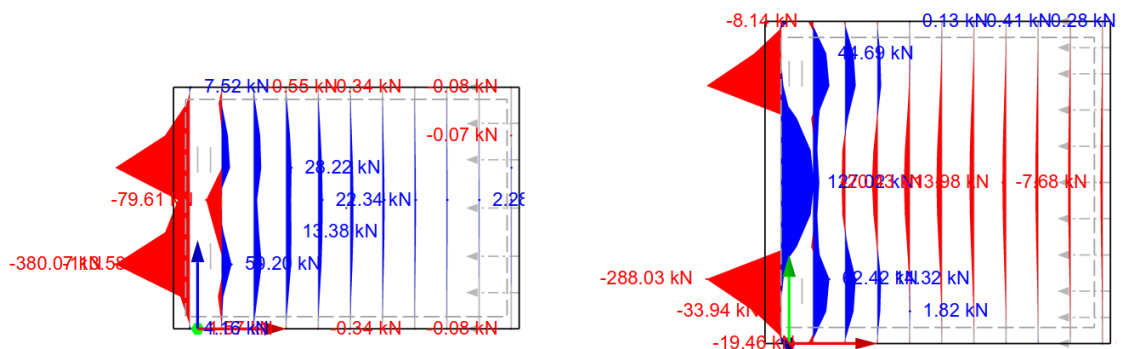
## 6.2 Halkaisuvoimien tarkastelu

Tarkastellaan seuraavaksi rakenteen sisään mallinnettujen result beam-sauvojen normaalivoimien arvoja. Normaalivoimakuvaajien muodot ovat hyvin eri muotoisia rakenteen leveys- ja pituussuunnassa, riippuen jännevoiman sijainnista. Jos normaalivoimaa kuvattaisiin tietyssä leikkeessä, se muodostaisi leikkeeseen kolmiulotteisen kuplamaisen pinnan. Kuvissa 71 ja 72 on näkyvissä normaalivoiman maksimiarvojen kuvaajat pysty- ja vaakaleikkauksessa yhden ankkurin ja ankkuriryhmän ollessa jännitettynä. Näissä kuvaajissa näkyy ainoastaan leikkeessä olevan suurimman normaalivoiman kuvaaja, koska muut pienemmät arvot peittyvät suurempien taakse.





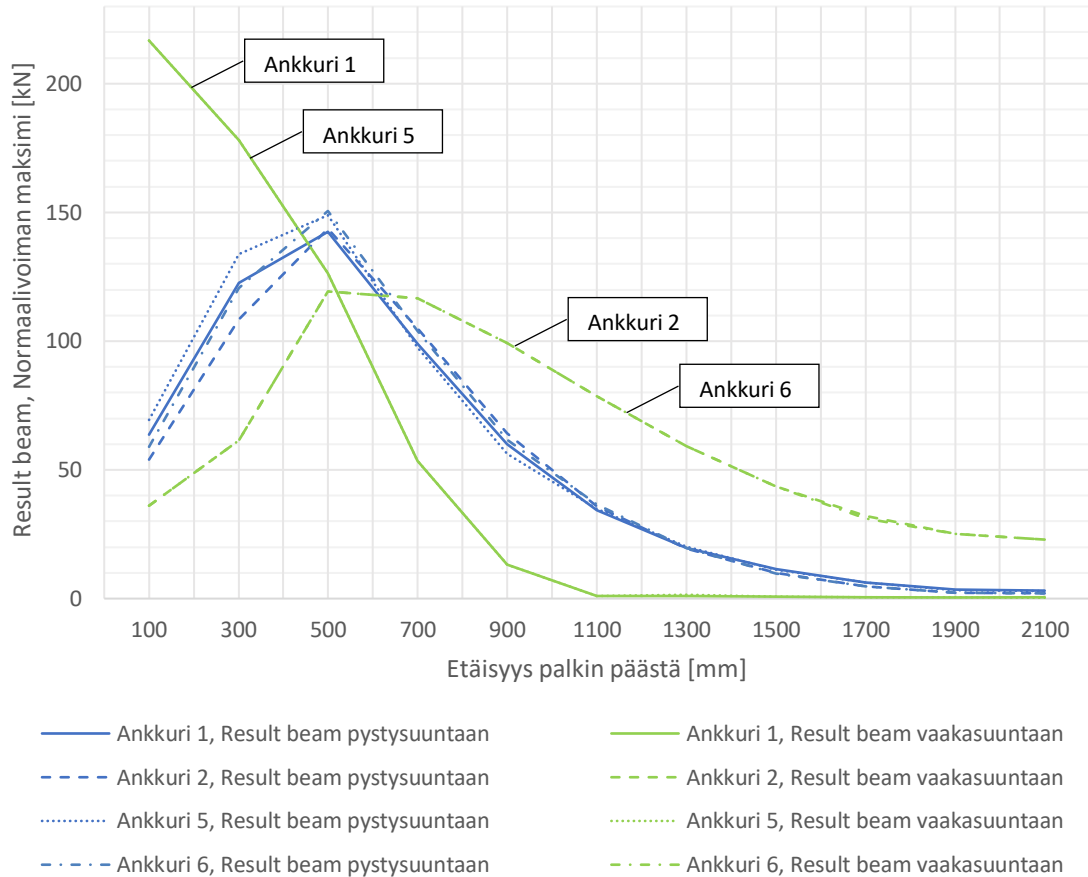
**Kuva 71 Result beam-sauvojen normaalivoima kuvaajat pysty- ja vaakaleikkauksessa ankkurin 2 ollessa jännitettyinä**



**Kuva 72 Result beam-sauvojen normaalivoima kuvaajat pysty- ja vaakaleikkauksessa ankkureiden 1, 4, 5 ja 8 ollessa jännitettyinä**

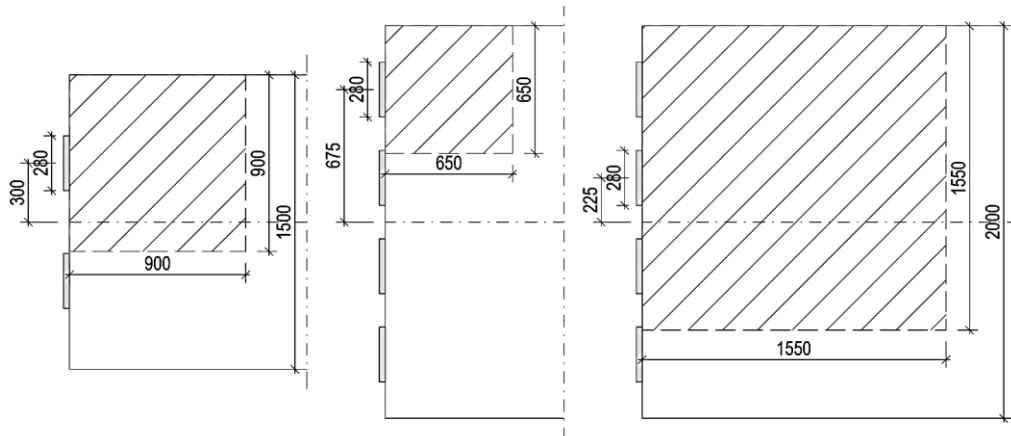
Liitteessä 2 on nähtävissä muiden tutkittujen tapauksen normaalivoimakuvaajien pysty- ja vaakaleikkaukset sekä leikkaukset, joista maksimi-arvot ovat nähtävissä. Normaalivoiman maksimi-arvot taulukoitiin Excel-taulukkolaskentaohjelmaan. Taulukoiden avulla piirrettiin normaalivoiman maksimi-arvojen kuvaajat tarkasteltavan rakenteen matkalle. Nämä taulukot on esitetty liitteessä 1.

Kuvassa 73 on normaalivoiman maksimi-arvoista koostuvat kuvaajat yksittäisten ankkureiden tapauksessa. Kuvaajat noudattavat luvun 4.3.1 kuvassa 44 a) esitettyä Guyonin kuvaajan muotoa, lukuun ottamatta ankkureiden 1 ja 5 vaakasuunnan tulosten kuvaajia. Tämä johtuu ankkurien 1 ja 5 suuresta epäkeskisyydestä vaakasuunnassa, mikä aiheuttaa normaalivoiman lähemmäs pintaa, jossa ankkurit sijaitsevat. Pystysuunnassa kuvaajat ovat lähestulkoon identtiset, koska kaikki ankkurit ovat yhtä etäällä rakenteen reunoista. Pientä poikkeamaa näissä on havaittavissa, johtuen result beam-sauvojen epäkeskeisestä sijainnista ankkureiden keskilinjoihin nähden. Vaakasuunnassa sauvat sijaitsevat keskeisesti ankkurin keskilinjalla, joten kuvaajat ovat täysin yhtenevät. Ankkureiden 2 ja 6 vaakasuunnan normaalivoimakuvaajan maksimi-arvo sijaitsee etäällä ankkurin päästä, kuin pystysuunnan kuvaajissa, johtuen suurempien reunaetäisyyksien vaikutuksesta jakautumisalaan.



***Kuva 73 Result beameista saatavat normaalivoimien maksimiarvot yksittäisten ankkureiden tilanteissa***

Kunkin tilanteen result beam-sauvojen maksimiarvot summattiin yhteen, jolloin saatiin kyseisessä tilanteessa rakenteeseen vaikuttava halkaisuvoima. Saatuja halkaisuvoiman arvoja verrattiin luvussa 4.3.1 esitetyn kaavan (4.14) mukaan laskettuun halkaisuvoiman arvoon. Kaavan  $K$ -kerroin haettiin iteroimalla siten, että kaavan tulos on riittävän lähellä FEM-mallista saatavaa halkaisuvoiman arvoa. Yksinkertaisessa laskentatarkastelussa kuormitusleveyttenä käytettiin 280 mm. Mitta on neliön sivumitta, joka vastaa ankkurin kuormituspintojen yhteenlaskettua pinta-alaa. Kuormituksen jakautumislevytenä käytettiin kuvan 74 mukaisia symmetrisen prisman mittoja. Prismojen koon soveltuvuus tarkastettiin luvun 4.3.1 kaavalla (4.17).



**Kuva 74 Ankkurikohtaiset symmetriset prismat**

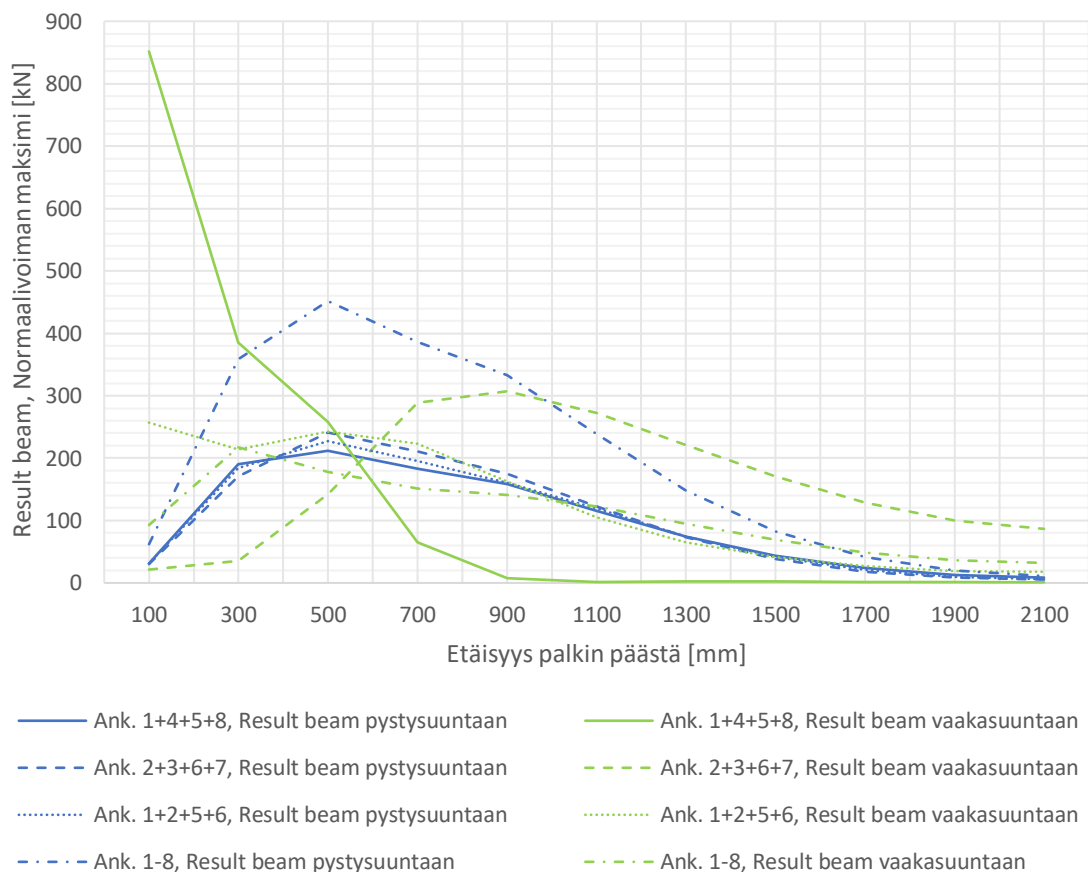
Taulukkoon 9 on koottu halkaisuvoiman arvot FEM-mallista sekä luvun 4.3.1 yksinkertaisesta laskentakaavasta (4.14) yksittäisten ankkureiden tilanteessa.

**Taulukko 89 Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen pr9 Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen pr9 Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen pr Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen prisman välillä yksittäisillä ankkureilla**

Halkaisuvoima		FEM T [kN]	Symmetrinen prisma T [kN]		b/h
				K	
Ankkuri 1	Pystysuuntaan	566	562	0.260	0.31
	Vaakasuuntaan	592	595	0.333	0.43
Ankkuri 2	Pystysuuntaan	549	551	0.255	0.31
	Vaakasuuntaan	694	694	0.270	0.18
Ankkuri 5	Pystysuuntaan	584	583	0.270	0.31
	Vaakasuuntaan	593	595	0.333	0.43
Ankkuri 6	Pystysuuntaan	571	572	0.265	0.31
	Vaakasuuntaan	693	694	0.270	0.18

Tuloksista voidaan havaita FEM-mallista saatavien tulosten noudattavan laskentakaavaa (4.14). Kuormitus- ja jakautumislevyden suhteet pysyvät tapausten välillä samanlaisina, joten tulokset ovat keskenään vertailukelpoisia. Tulokset ovat yleisesti käytössä olevien  $K$ -kertoimien 0,25 ja 0,3 välillä, lukuun ottamatta ankkureiden 1 ja 5 vaakasuunnan halkaisuvoimaa, joissa vaikuttaa suuri epäkeskisyys. Näissä kerroin vastaa luvun 4.3.1 kaavan (4.23) mukaista arvoa. On kuitenkin huomattava, että tämä kaava ei käytä symmetrisen prisman mittoja. Pystysuunnassa  $K$ -kertoimen arvo vaihtelee 0,255 ja 0,27 välillä. Vaakasuunnassa kerroin on pienellä epäkeskisyydellä 0,27 ja suuremmilla 0,33. Mikäli kuormituslevytenä käytettäisiin pienempää, FEM-mallin mukaista arvoa 160 mm, halkaisuvoiman suuruus kasvaisi pystysuunnassa noin 20 % ja vaakasuunnassa epäkeskisyydestä riippuen noin 10-30 %. Jotta halkaisuvoiman suuruus vastaisi FEM-mallista saatavia tuloksia,  $K$ -kertoimien tulisi tässä tapauksessa olla 0,25 tai alle sen.

Tarkastellaan seuraavaksi tilanteita, joissa on jännitettyinä useampi ankkuri samanaikaisesti. Result beam-sauvojen normaalivoimien maksimiarvoista koostuvat kuvaajat on esitetty kuvassa 75. Kuvaajista on havaittavissa samanlaista käyttäytymistä kuin yksittäisten ankkureiden tapauksissa. Pystysuuntaisten normaalivoiman maksimiarvojen kuvaajat ovat likimain yhtenevät, kun jännitettyinä on neljä ankkuria. Kaikkien kahdeksan ankkurin ollessa jännitettyinä, huippuarvo sijaitsee samalla etäisyydellä rakenteen päästä, mutta on suurempi jännevoiman ollessa suurempi. Epäkeskeisten jännevoimien vaikutus näkyy myös kuvan 75 kuvaajissa. Rakenteen reunimmaisten ankkureiden 1, 4, 5 ja 8 ollessa jännitettyinä, vaakasuuntaisten normaalivoimien maksimiarvot sijaitsevat rakenteen päässä. Maksimiarvo on huomattavan suuri, koska epäkeskisyys vaikuttaa rakenteen keskilinjän molemmin puolin. Huippuarvo sijaitsee rakenteen päässä myös tapauksessa, jossa ankkurit 1, 2, 5 ja 6 ovat jännitettyinä. Normaalivoimien arvot ovat tällöin huomattavasti maltillisemmat ja halkaisuvoima sijaitsee hieman etäämmällä rakenteen päästä. Keskimmäisten ankkureiden 2, 3, 6 ja 7 ollessa jännitettyinä, vaakasuunnan normaalivoimakuvaajan muodosta on nähtävissä jännitysten mahdollisuus jakaantua laajemmalle alueelle. Normaalivoiman huippuarvo sijaitsee tällöin etäämmällä rakenteen päästä.

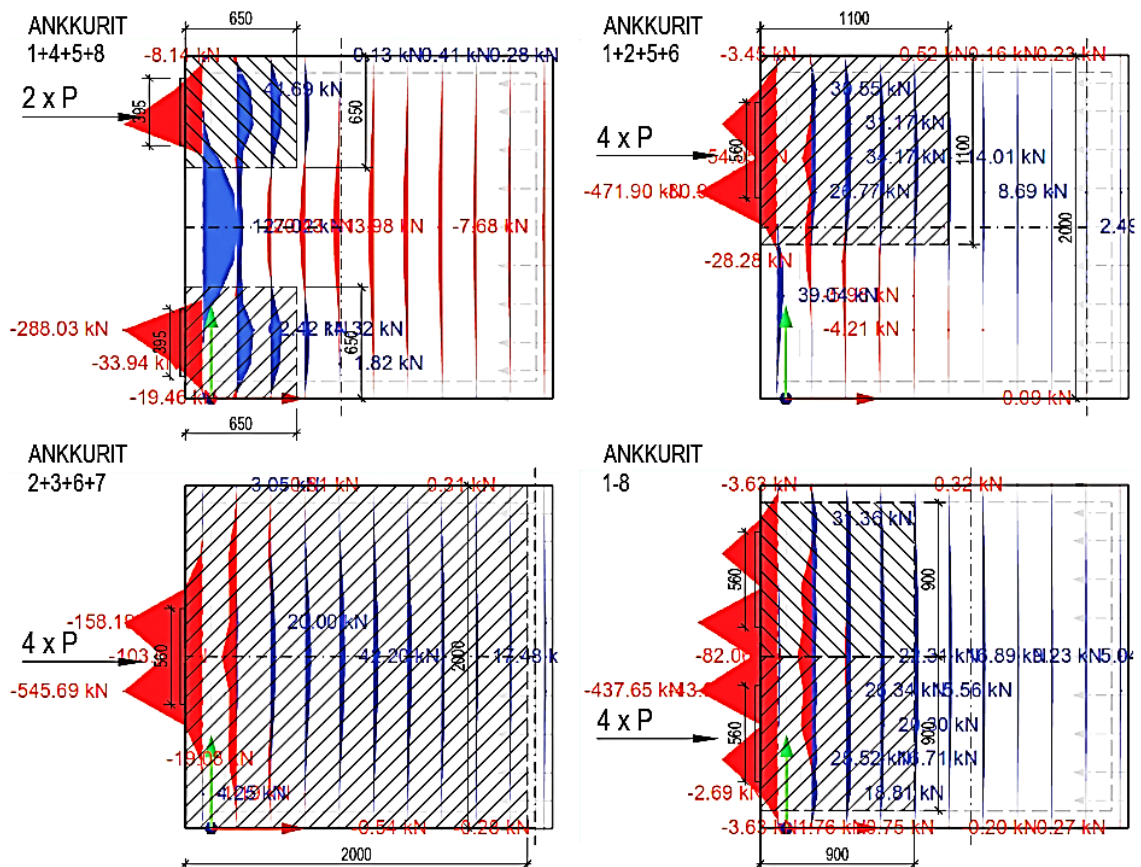


**Kuva 75 Result beameista saatavat normaalivoimien maksimiarvot ankkureiden muodostamissa yhdistelmissä**

Halkaisuvoimien selvittämiseksi, Result beam-sauvojen normaalivoimien maksimiarvot summattiin yhteen myös ankkureiden yhdistelmätapauksissa. Vertailulaskentaa varten,

ankkureiden eteen sovitettiin symmetriset prismat, normaalivoimakuvaajia hyväksikäyttäen. Käytettyjen prismojen mittasuhteiden soveltuvuus tarkastettiin myös useamman ankkurin tapauksessa luvun 4.3.1 kaavalla (4.17). Tapauksissa, joissa useampi ankkuri on jännitettyinä, normaalivoimakuvaajien pystyleikkauksissa on havaittavissa kuvan 72 mukaista käyttäytymistä. Vaakaleikkauksissa näkyvät kuvaajat ovat kaikki keskenään erilaisia. Kuvassa 76 on esitetty tutkittujen tapauksien normaalivoimakuvaajien vaakaleikkaukset sekä niiden mukaan rakenteeseen sovitetut symmetriset prismat.

Ankkureiden muodostamia ryhmiä tutkittiin muuttamalla ne kuvitteelliseksi, alkuperäistä suuremmaksi, yksittäiseksi ankkuriksi. Kuvitteelliset ankkurit muodostettiin neljästä ankkurista, lukuun ottamatta epäkeskeistä tapausta, jossa kuvitteellinen ankkuri muodostui kahdesta päällekkäisestä ankkurista 1 ja 5 sekä 4 ja 8. Kuvassa 76 on näkyvissä myös kuvitteelliseen ankkuriin vaikuttava jännevoima. Kuormitusleveytenä käytettiin 395 mm ja 560 mm. Mitat vastaavat kahden ja neljän ankkurin kuormituspinta-alan summaa, muutettuna vastaavan kokoiseksi neliöksi.



**Kuva 76 Symmetristen prismojen sovitus vaakaleikkaukseen normaalivoimakuvaajien perusteella**

Kuten kuvasta 76 on havaittavissa, symmetriset prismat eivät kata kaikkia alueita, joissa normaalivoimaa esiintyy, johtuen kuvaajien monimuotoisuudesta. FEM-mallista saadut halkaisuvoimat ja laskentakaavalla (4.14) saadut tulokset on esitetty taulukossa 10.

**Taulukko 910 Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen 10 Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen 10 Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen Halkaisuvoiman vertailu FEM-mallin ja symmetrisen prisman välillä ankkurien yhdistelmillä**

Halkaisuvoima		FEM	Symmetrinen prisma		
		T [kN]	T [kN]	K	b/h
Ankkurit 1+4+5+8	Pystysuuntaan	1054	1062	0.230	0.26
	Vaakasuuntaan	1579	1574	0.320	0.61
Ankkurit 2+3+6+7	Pystysuuntaan	1095	1100	0.280	0.37
	Vaakasuuntaan	1774	1761	0.195	0.28
Ankkurit 1+2+5+6	Pystysuuntaan	1069	1061	0.270	0.37
	Vaakasuuntaan	1374	1385	0.225	0.51
Ankkurit 1-8	Pystysuuntaan	2132	2122	0.270	0.37
	Vaakasuuntaan	1184	1184	0.250	0.62

Tuloksista voidaan havaita, että pystysuunnan tarkastelussa  $K$ -kerroin on 0,27 ja 0,28 välillä. Tulos on likimain sama, kuin mitä saatiin yksittäisten ankkureiden pystysuunnan tarkasteluissa. Myös kuormitus- ja jakautumislevyyden suhde pysyy samana. Tapauksessa, jossa ankkurit 1, 4, 5 ja 8 ovat jännitettyinä, kerroin on pienempi. Tuloksen poikkeavuus johtuu pienemmästä kuormitus- ja jakautumislevyyden suhteesta. Vaakasuunnassa  $K$ -kerroimen arvot vaihtelevat pystysuuntaa enemmän, koska  $b/h$ -suhde ei ole vakio. Vaihtelua on myös yksittäisten ankkureiden tapauksiin verrattuna. Kahden epäkeskeisen ankkurin tapauksessa, kerroin on lähellä epäkeskeisten yksittäisten ankkurien tulosta 0,33. Kahden epäkeskeisen ankkurin tapauksessa halkaisuvoima voidaan ratkaista myös luvun 4.3.1 kaavalla (4.22). Tällä kaavalla halkaisuvoimaksi saadaan 1568 kN. Tulos on hyvin lähellä taulukon 10 mukaisia tuloksia.

## 7. YHTEENVETO

Jälkijännitetyissä rakenteissa jännevoima siirretään rakenteeseen ankkurikappaleen avulla. Jännevoiman siirrosta, rakenteen päätyalueelle syntyy normaalista palkkiteoriasta poikkeava jännitys jakauma. Tätä aluetta, jossa jännitykset jakautuvat rakenteeseen, kutsutaan ankkurointialueeksi.

Ankkurointialue jaetaan kahteen osa-alueeseen: paikalliseen- ja yleiseen alueeseen. Tämä jako tehdään alueella vaikuttavan jännitystilän mukaan. Paikallisella alueella, ankkurin edessä, vaikuttaa suuri paikallinen puristusjännitys. Yleisellä alueella puristusjännitys leviää vaikuttamaan koko poikkileikkaukseen. Jännitys jakauman suunnanmuutoksesta syntyy poikittaisia vetojännityksiä. Vetojännitysten resultanttia kutsutaan halkaisuvoimaksi. Ankkurikappaleen painuessa betoniin, ankkurin edessä tapahtuu muodonmuutoksia. Näistä muodonmuutoksista johtuen, rakenteen pintaan ja epäjatkuvuuskohtiin syntyy suuria jännityshuippuja. Edellä esitettyjä syntyviä rasituksia vastaan, on alueet raudoitettava betoniraudoitteella.

Ankkurointialueen jakaminen kahdeksi erilliseksi alueeksi jakaa myös rakennesuunnittelijan ja jännemenetelmän toimittajan välisen suunnitteluvastuun. Paikallisen alueen suunnittelusta vastaa jännemenetelmän toimittaja ja yleisen alueen suunnittelusta rakennesuunnittelija. Alueen suunnittelun tavoitteena on varmistaa jännevoiman turvallinen siirtyminen rakenteeseen. Myös ankkurointialueella ilmenevää vetovoimien aiheuttamaa halkeilua ja lohkeilua voidaan vähentää hyvällä suunnittelulla.

Ankkurikappaleet kuuluvat aina tiettyyn jännemenetelmään. Ne ovat useasta osasta koostuvia mekaanisia tai kiinteitä laitteita. Jännemenetelmän toimittaja on vastuussa ankkurikappaleen asianmukaisesta toiminnasta. Toiminta todetaan ankkurikappaleiden kuormituskokeilla. Kuormituskokeet tehdään jännemenetelmän ETA-hyväksynnän mukaisia arvoja käyttäen. Kuormituskokeissa testataan ankkurikappaleen kestävyys staattiselle ja dynaamiselle kuormitukselle. Ankkurikappaleilla tulee olla riittävän hyvät lujuus-, sitkeys- ja väsymisominaisuudet, jotka täyttävät suunnitelmien vaatimukset.

Yleisen alueen käyttäytyminen riippuu ennen kaikkea jännevoiman suuruudesta, ankkureiden sijoittelusta ja jännitysjärjestyksestä sekä rakenteen geometriasta. Nämä ovat rakennesuunnittelijan määritettävissä. Lisäksi suunnittelijan tulee suunnitella alueen halkaisuraudoitus ja pinnan lohkeilua estävä raudoitus. Nämä voidaan toteuttaa esimerkiksi hakaraudoitusta käyttämällä.

Ankkurikappaleet tulee sijoittaa rakenteeseen siten, että ne täyttävät ETA-hyväksynnöissä esitetyt reuna- ja keskiötäisyydet. Ankkurin läheisyyteen sijoitetaan paikallisella alueella käytettävä sidontaraudoitus, jonka tehtävänä on estää betonin laajeneminen ja

kasvattaa sen paikallista puristuskestävyyttä. Raudoitus toteutetaan usein käyttämällä suorja tankoja, hakoja, spiraalihakaa tai niiden yhdistelmää. Tämä raudoitus on esitetty jännemenetelmän ETA-hyväksynnöissä. Raudoituksen toimivuus on testattu ankkurikapaleiden koekuormitusten yhteydessä. Paikallinen ja yleinen alue on sidottava yhteen, jotta ne toimivat yhtenäisesti.

Suurin jännevoima kohdistuu rakenteen ankkurointialueelle jännittämisen aikana. Jännitys tapahtuu usein ennen kuin betoni on saavuttanut suunnitellun puristuslujuuden. Minimivaatimus betonin puristuslujuudelle jännityshetkellä, esitetään jännemenetelmän ETA-hyväksynnässä. Jännittämisen jälkeinen betonin lujuudenkehitys tuo entisestään varmuutta ankkurointialueen kestävyyteen. Jännitystyön aikaista tunkin voimaa rajoitetaan noin 90 % jänneteräksen ominaislujuudesta. Jännitysvoimaa seurataan jännitystyön aikana, jolloin merkittävä ylijännitys on epätodennäköistä. Mikäli ylijännitystä esiintyisi, näkyisi se suurena, suunnitelmista poikkeavana jänneteräksen venymänä. Jänneterästen lukituksen jälkeen, jännevoima pienenee välittömien ja ajasta riippuvien jännehäviöiden tapahduttua.

Ankkurointialueella vaikuttavat halkaisuvoimat tulee tarkastaa sekä pysty- että vaaka-suunnassa. Lisäksi ankkureiden jännitysjärjestys tulee huomioida halkaisuvoimien tarkastelussa. Epäsuotuisa järjestys voi aikaansaada rakenteeseen suuria poikittaisia vetojännityksiä ja halkaisuvoimia. Suuren halkaisuvoiman vuoksi, rakenteeseen tarvitaan enemmän halkaisurautaa. Ankkureiden sijoittelussa olisi hyvä pyrkiä symmetrisyyteen. Siten tarkasteltavien tilanteiden määrä pienenee. Paikallisen alueen puristuskestävyyttä ei tarvitse tarkastaa, mikäli noudatetaan ETA-hyväksynnän mukaisia arvoja.

Halkaisuvoiman laskentaan on kehitetty yksinkertaisia laskentakaavoja sekä laskentamalleja. Laskentamalleista alueen tarkasteluun soveltuvat palkkimalli ja ristikkomalli. Laskentakaavat ovat helppoja ja nopeita käyttää. Lisäksi ne soveltuvat ankkureiden ryhmien tarkasteluun käytettäessä symmetristä prismaa. Ristikkomenetelmällä saatavat tulokset ovat riippuvaisia rakenteeseen muodostetusta ristikosta. Ristikkomallin sauvojen sijoittelulla on vaikutusta mallilla saataviin tuloksiin. Ristikon muodon tulisi mukaila ankkurointialueen jännitys jakaumaa. Jotta malli olisi helposti ratkaistavissa, tulisi sen olla yksinkertainen. Varmuutta ankkurointialueen mitoittamiseen tuo materiaalien osavarmuuskerroimet sekä jännevoiman kuormakertoimen 1,2 käyttäminen.

Mikäli ankkurointialueelle syntyviä halkaisuvoimia halutaan tarkastella tarkemmin, esimerkiksi rakenteen ollessa geometrialtaan monimuotoinen, FEM-ohjelmalla tehtävä tilavuuselementin tarkastelu soveltuu siihen saatujen tulosten perusteella hyvin. Tulosten tarkkuuteen vaikuttaa merkittävästi elementtiverkon tiheys ja käytettävän laskentaelementin muoto. FEM-ohjelmaan mallinnetusta tilavuuselementistä voi olla haastavaa saada tarkasteluun soveltuvia tuloksia ja niiden tulkinta voi olla hankalaa, sillä tuloksia on saatavilla useisiin suuntiin. Niinpä, on tiedettävä, mihin suuntaan kyseinen tulos vaikuttaa ja että se on ylipäättään soveltuva kyseiseen tarkasteluun.



Vertailulaskennassa käytetty kaava on tarkoitettu keskeisen kuormituksen tapaukselle. Se on sovellettavissa käytettäessä symmetristä prismaa. Vertailulaskennassa käytetyn kaavan  $K$ -kertoimena on pidetty yleisesti arvoja 0,25 ja 0,3. Tulosten perusteella,  $K$ -kertoimen voitaisiin otaksua olevan pienellä epäkeskisyydellä noin 0,27 ja epäkeskisyyden kasvaessa noin 0,33. Tulokset on kuitenkin johdettu vain tarkastellulle rakeenteelle. Jotta tulosten pitävyys voitaisiin varmistaa, tulisi tutkia myös muita poikkileikkauksia ja ankureiden sijainteja. Tarkastelun voisi toteuttaa esimerkiksi keskeisesti kuormitetulla poikkileikkauksella siten, että kuormitusta siirrettäisiin portaittain kohti rakenteen reunaa, jolloin epäkeskisyys kasvaa. Tässä työssä ei tarkasteltu kyseistä rakennetta palkkimallilla eikä ristikkomenetelmällä. Näilläkin menetelmillä saatavia tuloksia olisi syytä tarkastella ja verrata tämän työn tuloksiin.

Ankkurointialueelle tarvittavan betoniraudoitteen määrä on suhteellisen pieni verrattuna koko rakenteessa käytettävään rauditusmäärään. Merkittävää rahallista- ja/tai materiaalisäästöä alueella tarvittavan betoniraudituksen tarkemmalla tutkimisella ei saada, ja tutkiminen vie huomattavan paljon aikaa. Tästä johtuen, olisi suotavampaa käyttää yksinkertaisia tarkasteluja ja laskentakaavoja halkaisuvoiman määrittämiseksi. Myöskään kustannukset eivät kasva merkittävästi, vaikka alueella olisi muutama ylimääräinen haka-raudoitus vastaanottamassa halkaisuvoimia.

Rauditusmäärän hienosäätöä tärkeämpää, on kiinnittää huomiota rakenteen toteutettavuuteen työmaalla. Ankkurin tarvitseman ETA-hyväksynnän mukainen rauditus ja yleisellä alueella tarvittava halkaisuraudoitus on sovitettava yhteen rakenteen päätyalueella tarvittavien muiden raudoitusten kanssa. Lisäksi jännekulun geometria voi tuoda toteutettavuuteen oman haasteensa. Alueella on vältettävä liiallista raudoitteen tungosta, jotta betonin valu ja tiivistäminen onnistuisivat luotettavasti. Onnistuneella betonivalulla aikaansaadaan riittävä puristuskapasiteetti ankkurin taakse. Jännevoiman voidaan ajatella siirtyvän rakenteeseen luotettavasti ja betoniraudoitteen ottavan vastaan halkaisuvoimia. Huonosti toteutettavissa olevan betonivalun ja tiivistämistyön seurauksena, ankkurointi-alue on altis vaurioille, vaikka betoniraudoitusta olisikin riittävästi.

## LÄHTEET

- [1] SFS EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardiliitto SFS, 2015, 2.painos, 219 s.
- [2] SFS EN 1992-2 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtainen suunnittelu, Suomen Standardiliitto SFS, 2009, 1.painos, 87 s.
- [3] Suomen rakentamismääräyskokoelma Rakenteiden lujuus ja vakaus Betonirakenteet, Ympäristöministeriö, 2017, 35 s. Saatavissa (viitattu 5.2.2018): [http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden\\_lujuus\\_ja\\_vakaus](http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus)
- [4] by65 Betoninormit 2016, Helsinki 2016, Suomen Betoniyhdistys ry. 164 s.
- [5] Leskelä, M. by210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki 2008, Suomen betoniyhdistys ry. 711 s.
- [6] Nykyri, P. by211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, Helsinki 2013, Suomen betoniyhdistys ry. 251 s.
- [7] Saarinen E. RIL125 Teräsbetonirakenteet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Helsinki 1986, 438 s.
- [8] by69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2017, Helsinki 2017, Suomen Betoniyhdistys ry. 136 s.
- [9] Paasikallio K. Mikkola M. Nyman K. by131 Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus, 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija, toinen painos, 1989, Suomen betoniyhdistys ry, 215 s.
- [10] Wollmann G. Roberts-Wollmann C. Anchorage zone design, Post-Tensioning institute PTI, October 2000, 46 s.
- [11] NCHRP report 356 Anchorage zone reinforcement for post-tensioned concrete girders, 1994, 214 s.
- [12] Krüger W. Mertzsch O. Spannbetonbau - Praxis nach Eurocode 2: Mit Berechnungsbeispielen, Beuth, 2012, 330 s.
- [13] Thonier H. Le béton précontraint aux états-limites, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, Paris 1985, 557 s.

- [14] CEB-FIP Model Code 1990 Design Code, Thomas Telford Services Ltd., London 1993 461 s.
- [15] Eurokoodin soveltamisohje: Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI2, Liikennevirasto, Helsinki 2017, 123 s.
- [16] EN 13670 Betonirakenteiden toteutus, Suomen Standardiliitto SFS, 2010, 62 s.
- [17] ETAG013 Guideline for european technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures, EOTA, June 2002, 136 s.
- [18] ETA-09/0286, BBR VT CONA CMI BT - Internal Post-tensioning System with 02 to 61 Strands, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2013, 58 s.
- [19] ETA-12/0282, BBR VT CONA CMM Single - Internal Post-tensioning System with 01 Strand, Österreichisches Institut für Bautechnik, 2013, 48 s.
- [20] BBR VT CONA CMX The ultimate design guide vol. 2, BBR, 52 s. Saatavissa (viitattu 10.4.2018): [http://www.bbrnetwork.com/fileadmin/bbr\\_network/PDFs/Brochures/BBR\\_CONA\\_CMX\\_Vol2\\_Sys-Specs\\_EN\\_Rev1\\_0913.pdf](http://www.bbrnetwork.com/fileadmin/bbr_network/PDFs/Brochures/BBR_CONA_CMX_Vol2_Sys-Specs_EN_Rev1_0913.pdf)
- [21] Detailing for post-tensioned, VSL international LTD., 52 s. Saatavissa (viitattu 10.4.2018): [https://www.vsl.net/sites/default/files/vsl/datasheet/PT\\_Detailing.pdf](https://www.vsl.net/sites/default/files/vsl/datasheet/PT_Detailing.pdf)
- [22] Verification of the suitability of MK4 unbonded monostrand PT anchor, MUNB-1/06, for the structure of New Parking at Helsinki Airport, January 2015, 11 s.
- [23] Salmi T., Pajunen S. Lujuusoppi, Pressus Oy, Tampere 2010, 462 s.
- [24] Salmi T., Kuula K. Rakenteiden mekaniikka, Pressus Oy, Tampere 2012, 464 s.
- [25] R. Lindberg, O. Kerokoski, RAK-32100 Rakennesuunnittelun perusteet Teräsbetonirakenteet -osuus, Luentomoniste syksy 2013, 233 s.
- [26] R. Lindberg, O. Kerokoski, RAK-33200 Betonirakenteet Teräsbetonirakenteet -osuus, Luentomoniste syksy 2014, 84 s.
- [27] Marttila U. RAK-33210 Jännitetyt betonirakenteet luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, 2014
- [28] Lindberg R. RTEK-3230 Jännitetyt betonirakenteet luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, 2012
- [29] Laaksonen A. RTEK-33610 Betonisillat luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, 2015

- [30] Iso-Mustajärvi P. RTEK-3140 Betonitekniikka luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, 2013
- [31] Nakari T. Jännebetonikoulutus, A-Insinöörit Suunnittelu Oy, 2017
- [32] Kortelainen P. RFEM -koulutus, A-Insinöörit Suunnittelu Oy, 2016-2017
- [33] RFEM 5 Program Description, Dlubal, December 2013, 588 s. Saatavissa (viitattu 25.4.2018): [http://download.dlubal.com/?file=manual%2Fen%2FRFEM5\\_E.pdf](http://download.dlubal.com/?file=manual%2Fen%2FRFEM5_E.pdf)
- [34] Rakennustuotteen ETA-arviointi ja CE-merkintä, VTT, verkkosivu, Saatavissa (viitattu 17.3.2018): [http://www.vttexpertservices.fi/palvelut/sertifiointi-ja-tuotehyvaksynta/sertifiointi\\_tuotteet/rakennustuotteiden-sertifiointi-ja-tuotehyvaksynta/rakennustuotteen-eta-arviointi-ja-ce-merkinta](http://www.vttexpertservices.fi/palvelut/sertifiointi-ja-tuotehyvaksynta/sertifiointi_tuotteet/rakennustuotteiden-sertifiointi-ja-tuotehyvaksynta/rakennustuotteen-eta-arviointi-ja-ce-merkinta)

## LIITELUETTELO

Liite 1. Tilavuuselementtimallista ja laskentakaavalla saadun halkaisuvoiman vertailu

Liite 2. Tilavuuselementtimallin tulokset

Ankkuri 1		Sijainti pituus suunnassa											$\Sigma_{\text{Leike}}$
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	
Sijainti leveys suunnassa	100	16.95	61.40	51.83	31.71	17.50	9.21	5.04	2.87	1.58	0.97	0.65	199.71
	300	18.92	20.23	34.87	24.13	14.20	7.79	4.21	2.37	1.27	0.73	1.43	130.15
	500	14.47	24.53	26.81	18.38	10.91	6.05	3.31	1.85	0.96	0.51	0.27	108.05
	700	8.22	11.80	16.86	12.41	7.67	4.36	2.45	1.36	0.69	0.32	0.16	66.30
	900	3.46	3.39	7.92	7.00	4.75	2.85	1.70	0.95	0.47	0.20	0.08	32.77
	1100	0.70	0.84	3.10	3.35	2.58	1.71	1.09	0.62	0.30	0.12	0.03	14.44
	1300	0.15	0.05	0.95	1.37	1.24	0.98	0.66	0.38	0.19	0.08	0.03	6.08
	1500	0.25	0.05	0.02	0.44	0.60	0.55	0.40	0.27	0.16	0.09	0.06	2.89
	1700	0.30	0.08	0.02	0.08	0.29	0.36	0.33	0.26	0.18	0.11	0.08	2.09
	1900	0.18	0.21	0.10	0.04	0.20	0.48	0.53	0.48	0.40	0.33	0.29	3.24
$\Sigma_{\text{Leike}}$		63.60	122.58	142.48	98.91	59.94	34.34	19.72	11.41	6.20	3.46	3.08	565.72
$\Sigma_{\text{TOT}}$		63.60	186.18	328.66	427.57	487.51	521.85	541.57	552.98	559.18	562.64	565.72	

Ankkuri 1		Sijainti pituus suunnassa											$\Sigma_{\text{Leike}}$
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	
Sijainti korkeus suunnassa	50	30.91	31.28	23.04	9.32	1.73	0.16	0.20	0.18	0.15	0.13	0.11	97.21
	250	43.16	40.49	27.99	11.91	3.05	0.21	0.18	0.14	0.10	0.08	0.06	127.37
	450	43.24	37.46	28.20	11.99	3.24	0.18	0.15	0.12	0.09	0.01	0.06	124.74
	650	37.55	36.06	24.26	10.25	2.81	0.14	0.11	0.09	0.07	0.05	0.05	111.44
	850	27.69	17.91	14.44	6.53	1.74	0.10	0.08	0.06	0.05	0.04	0.04	68.68
	1050	18.24	7.40	6.04	2.87	0.50	0.10	0.09	0.07	0.06	0.05	0.04	35.46
	1250	10.81	4.62	1.57	0.50	0.10	0.12	0.10	0.08	0.06	0.05	0.05	18.06
	1450	5.16	2.81	0.85	0.08	0.05	0.06	0.06	0.04	0.03	0.02	0.03	9.19
	$\Sigma_{\text{Leike}}$		216.76	178.03	126.39	53.45	13.22	1.07	0.97	0.78	0.61	0.43	0.44
$\Sigma_{\text{TOT}}$		216.76	394.79	521.18	574.63	587.85	588.92	589.89	590.67	591.28	591.71	592.15	

	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Jännevoima	P	3135 kN	P	3135 kN
Kuormitusleveys	b	280 mm	b	280 mm
Jakautumisleveys	h	900 mm	h	650 mm
	b/h	0.31	b/h	0.43

Halkaisuvoima	K	$T_{\text{burst}}$	K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.200	431.93 kN	0.200	356.91 kN
	0.250	539.92 kN	0.225	401.52 kN
	0.260	561.51 kN	0.250	446.13 kN
	0.300	647.90 kN	0.300	535.36 kN
	0.333	719.89 kN	0.333	594.85 kN

$$T = \frac{P}{3} \left(1 - \frac{b}{h}\right)$$

h 2000 mm  
T 898.7 kN

Ankkuri 2		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti leveysuunnassa	100	2.61	6.57	12.11	10.50	6.79	3.74	1.89	0.75	0.14	0.05	0.04	45.19
	300	4.65	8.61	14.38	11.44	7.29	4.12	2.28	1.16	0.51	0.17	0.02	54.63
	500	8.93	22.20	22.85	15.48	9.03	4.86	2.60	1.39	0.69	0.33	0.14	88.50
	700	12.11	19.30	28.12	18.36	10.27	5.36	2.76	1.49	0.76	0.43	0.93	99.89
	900	11.75	24.11	27.34	17.80	9.98	5.22	2.68	1.46	0.75	0.42	0.46	101.97
	1100	8.20	17.97	20.30	13.91	8.16	4.42	2.37	1.30	0.67	0.34	0.18	77.82
	1300	4.21	6.25	10.75	8.73	5.63	3.25	1.89	1.05	0.54	0.26	0.15	42.71
	1500	1.23	2.41	4.83	4.66	3.40	2.19	1.37	0.77	0.38	0.18	0.09	21.51
	1700	0.14	0.50	1.97	2.35	2.02	1.48	0.92	0.47	0.18	0.03	0.01	10.07
	1900	0.22	0.40	1.03	1.78	1.66	1.14	0.59	0.21	0.04	0.04	0.03	7.14
$\Sigma_{\text{Leike}}$		54.05	108.32	143.68	105.01	64.23	35.78	19.35	10.05	4.66	2.25	2.05	549.43
$\Sigma_{\text{TOT}}$		54.05	162.37	306.05	411.06	475.29	511.07	530.42	540.47	545.13	547.38	549.43	

Ankkuri 2		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti korkeusuunnassa	50	6.18	23.97	31.35	25.06	18.43	13.18	9.25	6.41	4.57	3.48	2.95	144.83
	250	10.00	20.60	28.23	25.17	20.15	15.23	11.06	7.85	5.65	4.35	3.66	151.95
	450	9.84	2.45	22.39	20.31	16.58	12.85	9.54	6.89	5.04	3.95	4.86	114.70
	650	6.23	12.96	18.18	16.40	13.60	10.71	8.08	5.92	4.40	3.46	2.93	102.87
	850	2.51	0.81	10.90	11.87	10.61	8.69	6.73	5.03	3.83	3.02	2.60	66.60
	1050	0.36	0.28	4.69	7.77	7.98	7.01	5.65	4.34	3.38	2.68	2.33	46.47
	1250	0.46	0.15	1.92	5.53	6.54	6.11	5.07	3.98	3.09	2.44	2.11	37.40
	1450	0.37	0.14	1.63	4.57	5.31	4.85	3.93	2.99	2.25	1.73	1.47	29.24
	$\Sigma_{\text{Leike}}$		35.95	61.36	119.29	116.68	99.20	78.63	59.31	43.41	32.21	25.11	22.91
$\Sigma_{\text{TOT}}$		35.95	97.31	216.60	333.28	432.48	511.11	570.42	613.83	646.04	671.15	694.06	

	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Jännevoima	P	3135 kN	P	3135 kN
Kuormitusleveys	b	280 mm	b	280 mm
Jakautumisleveys	h	900 mm	h	1550 mm
	b/h	0.31	b/h	0.18
Halkaisuvoima	K	$T_{\text{burst}}$	K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.200	431.93 kN	0.200	513.74 kN
	0.250	539.92 kN	0.250	642.17 kN
	0.255	550.72 kN	0.270	693.54 kN
	0.300	647.90 kN	0.300	770.60 kN
	0.333	719.89 kN	0.333	856.23 kN

Ankkuri 5		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti leveysuunnassa	100	19.19	64.07	53.33	31.11	16.24	9.30	5.12	2.80	1.64	0.98	0.63	204.41
	300	20.93	23.85	37.12	24.00	13.16	7.81	4.38	2.35	1.22	0.70	1.36	136.88
	500	15.67	27.57	28.71	18.32	10.10	6.09	3.44	1.84	0.93	0.47	0.22	113.36
	700	8.62	13.24	17.70	12.19	7.21	4.43	2.53	1.34	0.66	0.30	0.15	68.37
	900	3.51	3.76	8.02	6.67	4.59	2.95	1.73	0.93	0.45	0.19	0.07	32.87
	1100	0.66	0.88	2.99	3.15	2.59	1.78	1.09	0.59	0.30	0.12	0.03	14.18
	1300	0.15	0.05	0.90	1.38	1.31	0.98	0.64	0.38	0.20	0.08	0.03	6.10
	1500	0.25	0.05	0.02	0.45	0.58	0.54	0.42	0.27	0.16	0.09	0.06	2.89
	1700	0.30	0.08	0.02	0.08	0.29	0.38	0.34	0.26	0.17	0.11	0.09	2.12
1900	0.18	0.21	0.10	0.05	0.21	0.48	0.53	0.47	0.38	0.31	0.28	3.20	
$\Sigma_{\text{Leike}}$		69.46	133.76	148.91	97.40	56.28	34.74	20.22	11.23	6.11	3.35	2.92	584.38
$\Sigma_{\text{TOT}}$		69.46	203.22	352.13	449.53	505.81	540.55	560.77	572.00	578.11	581.46	584.38	

Ankkuri 5		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti korkeusuunnassa	50	5.16	2.81	0.85	0.08	0.05	0.06	0.60	0.04	0.03	0.02	0.03	9.73
	250	10.81	4.62	1.57	0.50	0.10	0.12	0.10	0.08	0.06	0.05	0.05	18.06
	450	18.24	7.40	6.04	2.87	0.50	0.10	0.09	0.07	0.06	0.05	0.04	35.46
	650	27.69	17.91	14.44	6.53	1.74	0.10	0.08	0.06	0.05	0.04	0.04	68.68
	850	37.55	36.06	24.26	10.25	2.81	0.14	0.11	0.09	0.07	0.05	0.05	111.44
	1050	43.24	37.46	28.20	11.99	3.24	0.18	0.15	0.12	0.09	0.10	0.06	124.83
	1250	43.16	40.49	27.99	11.91	3.05	0.21	0.18	0.14	0.10	0.08	0.06	127.37
	1450	30.91	31.28	23.04	9.32	1.73	0.16	0.20	0.18	0.15	0.13	0.01	97.11
	$\Sigma_{\text{Leike}}$		216.76	178.03	126.39	53.45	13.22	1.07	1.51	0.78	0.61	0.52	0.34
$\Sigma_{\text{TOT}}$		216.76	394.79	521.18	574.63	587.85	588.92	590.43	591.21	591.82	592.34	592.68	

	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Jännevoima	P	3135 kN	P	3135 kN
Kuormitusleveys	b	280 mm	b	280 mm
Jakautumisleveys	h	900 mm	h	650 mm
	b/h	0.31	b/h	0.43
Halkaisuvoima	K	$T_{\text{burst}}$	K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.200	431.93 kN	0.200	356.91 kN
	0.250	539.92 kN	0.225	401.52 kN
	0.270	583.11 kN	0.250	446.13 kN
	0.300	647.90 kN	0.300	535.36 kN
	0.333	719.89 kN	0.333	594.85 kN



Ankkuri 6		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti leveys suunnassa	100	2.44	6.10	11.30	10.22	6.93	3.92	1.89	0.71	0.15	0.05	0.05	43.76
	300	4.87	9.23	14.52	10.90	7.09	4.27	2.32	1.13	0.49	0.16	0.03	55.01
	500	9.74	24.52	24.28	15.41	8.37	4.91	2.67	1.36	0.67	0.32	0.15	92.40
	700	13.51	23.25	30.72	18.68	9.66	5.33	2.87	1.46	0.75	0.42	0.89	107.54
	900	13.10	27.77	29.75	18.08	9.39	5.18	2.79	1.43	0.74	0.41	0.42	109.06
	1100	8.94	19.81	21.47	13.83	7.57	4.44	2.44	1.27	0.66	0.34	0.18	80.95
	1300	4.52	6.69	10.91	8.38	5.40	3.50	1.91	1.01	0.54	0.27	0.15	43.28
	1500	1.36	2.37	4.62	4.40	3.42	2.27	1.34	0.75	0.39	0.18	0.09	21.19
	1700	0.14	0.47	1.94	2.40	2.09	1.47	0.88	0.47	0.19	0.04	0.03	10.12
1900	0.22	0.48	1.04	1.79	1.69	1.17	0.62	0.21	0.04	0.04	0.03	7.33	
$\Sigma_{\text{Leike}}$		58.84	120.69	150.55	104.09	61.61	36.46	19.73	9.80	4.62	2.23	2.02	570.64
$\Sigma_{\text{TOT}}$		58.84	179.53	330.08	434.17	495.78	532.24	551.97	561.77	566.39	568.62	570.64	

Ankkuri 6		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti korkeus suunnassa	50	0.37	0.14	1.63	4.57	5.31	4.85	3.93	2.99	2.25	1.73	1.47	29.24
	250	0.46	0.15	1.92	5.53	6.54	6.11	5.07	3.98	3.09	2.44	2.11	37.40
	450	0.36	0.28	4.69	7.77	7.98	7.01	5.65	4.34	3.38	2.68	2.33	46.47
	650	2.51	0.81	10.90	11.87	10.61	8.69	6.73	5.03	3.83	3.02	2.60	66.60
	850	6.23	12.96	18.18	16.40	13.60	10.71	8.08	5.92	4.40	3.46	2.93	102.87
	1050	9.84	2.45	22.39	20.30	16.58	12.84	9.54	6.89	5.04	3.95	4.86	114.68
	1250	10.00	20.60	28.23	25.17	20.15	15.23	11.06	7.85	4.64	4.35	3.66	150.94
	1450	6.18	23.97	31.35	25.06	18.43	13.18	9.25	6.41	4.57	3.48	2.95	144.83
$\Sigma_{\text{Leike}}$		35.95	61.36	119.29	116.67	99.20	78.62	59.31	43.41	31.20	25.11	22.91	693.03
$\Sigma_{\text{TOT}}$		35.95	97.31	216.60	333.27	432.47	511.09	570.40	613.81	645.01	670.12	693.03	

Jännevoima	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
	P		P	
Kuormitusleveys	P	3135 kN	P	3135 kN
Jakautumisleveys	b	280 mm	b	280 mm
	h	900 mm	h	1550 mm
	b/h	0.31	b/h	0.18

Halkaisuvoima	K		$T_{\text{burst}}$	
	K		K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.200	431.93 kN	0.200	513.74 kN
	0.250	539.92 kN	0.250	642.17 kN
	0.265	572.31 kN	0.270	693.54 kN
	0.300	647.90 kN	0.300	770.60 kN
	0.333	719.89 kN	0.333	856.23 kN

Ank. 1+4+5+8		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{Leike}$
Sijainti leveysuunnassa	100	2.40	50.20	40.10	28.22	22.34	16.07	10.48	6.42	3.78	2.28	1.52	183.81
	300	7.52	12.62	26.14	21.26	18.29	13.36	8.58	5.06	2.81	1.63	1.74	119.01
	500	4.16	18.94	20.46	16.66	14.80	10.97	7.03	4.06	2.14	1.09	0.50	100.81
	700	1.01	9.95	14.31	13.38	12.43	9.23	5.93	3.39	1.72	0.76	0.29	72.40
	900	0.37	3.66	9.76	11.96	11.10	8.28	5.35	3.05	1.52	0.62	0.21	46.12
	1100	0.37	3.66	9.76	11.96	11.10	8.28	5.35	3.05	1.52	0.62	0.21	55.88
	1300	1.01	9.45	14.31	13.38	12.43	9.23	5.93	3.39	1.72	0.76	0.29	71.90
	1500	4.16	18.94	20.46	16.66	14.80	10.97	7.03	4.06	2.14	1.09	0.50	100.81
	1700	7.52	12.62	26.14	21.26	18.29	13.36	8.58	5.06	2.81	1.63	1.74	119.01
	1900	2.40	50.20	40.10	28.22	22.34	16.07	10.48	6.42	3.78	2.28	1.52	183.81
$\Sigma_{Leike}$		30.92	190.24	211.78	182.96	157.92	115.82	74.74	43.96	23.94	12.76	8.52	1053.56
$\Sigma_{TOT}$		30.92	221.16	432.94	615.90	773.82	889.64	964.38	1008.34	1032.28	1045.04	1053.56	

Ank. 1+4+5+8		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{Leike}$
Sijainti korkeusuunnassa	50	71.02	35.19	22.67	6.18	0.13	0.40	0.41	0.33	0.25	0.19	0.16	136.93
	250	107.16	50.27	30.43	0.9.38	0.62	0.32	0.41	0.36	0.28	0.23	0.20	190.28
	450	120.58	44.69	35.56	12.27	1.30	0.09	0.27	0.27	0.23	0.24	0.00	215.50
	650	127.02	62.42	40.20	14.32	1.82	0.02	0.21	0.23	0.20	0.18	0.17	246.79
	850	127.02	62.42	40.20	14.32	1.82	0.02	0.21	0.23	0.20	0.18	0.17	246.79
	1050	120.58	44.69	35.56	12.27	1.30	0.09	0.27	0.27	0.23	0.24	0.00	215.50
	1250	107.16	50.27	30.43	0.9.38	0.62	0.32	0.41	0.36	0.28	0.23	0.20	190.28
	1450	71.02	35.19	22.67	6.18	0.13	0.40	0.41	0.33	0.25	0.19	0.16	136.93
	$\Sigma_{Leike}$		851.56	385.14	257.72	65.54	7.74	1.66	2.60	2.38	1.92	1.68	1.06
$\Sigma_{TOT}$		851.56	1236.70	1494.42	1559.96	1567.70	1569.36	1571.96	1574.34	1576.26	1577.94	1579.00	

	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Jännevoima	P	3135 kN	P	3135 kN
Kuormitusleveys	b	395 mm	b	395 mm
Jakautumisleveys	h	1500 mm	h	650 mm
	b/h	0.26	b/h	0.61
Liittyvät ankkurit		2 kpl		2 kpl 2 (symmetrisyys)

Halkaisuvoima	K	$T_{burst}$	K	$T_{burst}$	
$T_{burst} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.220	1016.16 kN	0.200	983.91 kN	$T = \frac{P}{D} \left(e - \frac{D}{4}\right)$
	0.230	1062.35 kN	0.250	1229.9 kN	
	0.250	1154.73 kN	0.300	1475.9 kN	
	0.300	1385.67 kN	0.320	1574.3 kN	
	0.333	1539.63 kN	0.333	1639.8 kN	
				D	2000 mm
				e	1000 mm
				T	1568 kN

Ank. 2+3+6+7		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti leveysuunnassa	100	0.71	7.42	17.83	18.87	14.55	9.12	4.68	1.75	0.10	0.10	0.09	75.22
	300	0.55	8.17	15.66	17.02	14.68	10.25	6.15	3.20	1.36	0.37	0.04	77.45
	500	1.59	20.39	22.34	19.46	17.06	12.20	7.57	4.21	2.12	0.99	0.43	108.36
	700	6.99	17.35	29.14	23.46	19.73	14.16	8.79	4.95	2.59	1.39	1.28	129.83
	900	5.49	31.95	35.56	26.45	21.51	15.38	9.50	5.34	2.81	1.51	0.91	156.41
	1100	5.49	31.95	35.56	26.45	21.51	15.38	9.50	5.34	2.81	1.51	0.91	156.41
	1300	6.99	17.35	29.14	23.46	19.73	14.16	8.79	4.95	2.59	1.39	1.28	129.83
	1500	1.59	20.39	22.34	19.46	17.06	12.20	7.57	4.21	2.12	0.99	0.43	108.36
	1700	0.55	8.17	15.66	17.02	14.68	10.25	6.15	3.20	1.36	0.37	0.04	77.45
	1900	0.71	7.42	17.83	18.87	14.55	9.12	4.68	1.75	0.10	0.10	0.09	75.22
$\Sigma_{\text{Leike}}$		30.66	170.56	241.06	210.52	175.06	122.22	73.38	38.90	17.96	8.72	5.50	1094.54
$\Sigma_{\text{TOT}}$		30.66	201.22	442.28	652.80	827.86	950.08	1023.46	1062.36	1080.32	1089.04	1094.54	

Ank. 2+3+6+7		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti korkeusuunnassa	50	0.34	9.47	35.02	41.16	37.91	31.51	24.59	18.44	13.63	10.41	8.83	231.31
	250	2.02	1.95	20.00	39.99	42.20	37.31	30.19	23.20	17.48	13.59	11.53	239.46
	450	4.08	3.05	7.20	32.12	37.42	34.30	28.32	22.07	16.83	13.27	12.00	210.66
	650	4.25	3.02	8.54	30.98	36.04	33.17	27.51	21.52	16.47	12.96	11.06	205.52
	850	4.25	3.02	8.54	30.98	36.04	33.17	27.51	21.52	16.47	12.96	11.06	205.52
	1050	4.08	3.05	7.20	32.12	37.42	34.30	28.32	22.07	16.83	13.27	12.00	210.66
	1250	2.02	1.95	20.00	39.99	42.20	37.31	30.19	23.20	17.48	13.59	11.53	239.46
	1450	0.34	9.47	35.02	41.16	37.91	31.51	24.59	18.44	13.63	10.41	8.83	231.31
	$\Sigma_{\text{Leike}}$		21.38	34.98	141.52	288.50	307.14	272.58	221.22	170.46	128.82	100.46	86.84
$\Sigma_{\text{TOT}}$		21.38	56.36	197.88	486.38	793.52	1066.10	1287.32	1457.78	1586.60	1687.06	1773.90	

	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Jännevoima	P	3135 kN	P	3135 kN
Kuormitusleveys	b	560 mm	b	560 mm
Jakautumisleveys	h	1500 mm	h	2000 mm
	b/h	0.37	b/h	0.28
Liittyvät ankkurit		2 kpl		4 kpl
Halkaisuvoima	K	$T_{\text{burst}}$	K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.225	884.07 kN	0.190	1715.5 kN
	0.250	982.30 kN	0.195	1760.6 kN
	0.280	1100.18 kN	0.250	2257.2 kN
	0.300	1178.76 kN	0.300	2708.6 kN
	0.333	1309.73 kN	0.333	3009.6 kN

Ank. 1+2+5+6		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti leveyssuunnassa	100	2.42	60.18	53.53	42.57	33.36	22.20	13.18	7.12	3.50	1.58	0.66	240.30
	300	7.56	21.95	39.63	33.73	28.59	20.02	12.27	6.82	3.48	1.76	1.67	177.48
	500	5.46	37.98	38.29	29.82	25.08	17.95	11.13	6.24	3.22	1.62	0.74	177.53
	700	7.67	21.74	33.50	26.05	21.85	15.78	9.81	5.51	2.85	1.48	1.27	147.51
	900	4.54	20.23	26.35	21.39	18.26	13.24	8.27	4.66	2.40	1.22	0.71	121.27
	1100	1.32	15.36	18.58	16.23	14.35	10.42	6.58	3.73	1.92	0.91	0.43	89.83
	1300	0.32	5.05	10.17	11.32	10.31	7.61	4.90	2.83	1.46	0.67	0.32	54.96
	1500	0.30	1.36	5.17	7.17	0.58	5.22	3.47	2.04	1.05	0.46	0.19	27.01
	1700	0.52	0.00	2.00	4.10	4.38	3.59	2.47	1.44	0.70	0.20	0.02	19.42
	1900	0.68	0.25	0.00	2.79	3.54	2.99	1.98	1.04	0.36	0.00	0.02	13.65
$\Sigma_{\text{Leike}}$		30.79	184.10	227.22	195.17	160.30	119.02	74.06	41.43	20.94	9.90	6.03	1068.96
$\Sigma_{\text{TOT}}$		30.79	214.89	442.11	637.28	797.58	916.60	990.66	1032.09	1053.03	1062.93	1068.96	

Ank. 1+2+5+6		Sijainti pituus suunnassa												
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$	
Sijainti korkeussuunnassa	50	20.75	26.77	34.17	27.47	18.32	11.21	6.76	4.15	2.57	1.69	1.35	155.21	
	250	31.69	26.03	29.91	29.24	21.58	14.01	8.69	5.56	3.56	2.38	1.91	174.56	
	450	36.98	23.77	26.09	26.80	20.60	13.58	8.48	5.54	3.61	2.51	3.68	171.64	
	650	39.04	30.55	31.17	28.05	20.90	13.61	8.42	5.52	3.61	2.94	2.00	185.81	
	850	39.04	30.55	31.17	28.05	20.90	13.61	8.42	5.52	3.61	2.94	2.00	185.81	
	1050	36.98	23.77	26.09	26.80	20.60	13.58	8.48	5.54	3.61	2.51	3.68	171.64	
	1250	31.69	26.03	29.91	29.24	21.58	14.01	8.69	5.56	3.56	2.38	1.91	174.56	
	1450	20.75	26.77	34.17	27.47	18.32	11.21	6.76	4.15	2.57	1.69	1.35	155.21	
	$\Sigma_{\text{Leike}}$		256.92	214.24	242.68	223.12	162.80	104.82	64.70	41.54	26.70	19.04	17.88	1374.44
	$\Sigma_{\text{TOT}}$		256.92	471.16	713.84	936.96	1099.76	1204.58	1269.28	1310.82	1337.52	1356.56	1374.44	

	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Jännevoima	P	3135 kN	P	3135 kN
Kuormitusleveys	b	560 mm	b	560 mm
Jakautumisleveys	h	1500 mm	h	1100 mm
	b/h	0.37	b/h	0.51
Liittyvät ankkurit		2 kpl		4 kpl
Halkaisuvoima	K	$T_{\text{burst}}$	K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.200	785.84 kN	0.200	1231.2 kN
	0.250	982.3 kN	0.225	1385.1 kN
	0.270	1060.9 kN	0.250	1539 kN
	0.300	1178.8 kN	0.300	1846.8 kN
	0.333	1309.7 kN	0.333	2052 kN

Ank. 1-8		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti leveysuunnassa	100	3.1	56.59	53.44	45.17	36.90	25.19	15.16	8.16	3.85	1.52	0.43	249.51
	300	8.08	20.79	41.17	37.17	32.98	23.61	14.73	8.26	4.18	2.00	1.67	194.64
	500	5.75	39.34	42.8	36.13	31.87	23.17	14.60	8.28	4.27	2.08	0.93	209.22
	700	7.99	26.8	43.46	36.84	32.17	23.39	14.72	8.34	4.31	2.15	1.50	201.67
	900	5.86	35.61	44.95	37.63	32.62	23.66	14.85	8.39	4.32	2.13	1.04	211.06
	1100	5.86	35.61	44.95	37.63	32.62	23.66	14.85	8.39	4.32	2.13	1.04	211.06
	1300	7.99	26.8	43.46	36.84	32.17	23.39	14.72	8.34	4.31	2.15	1.50	201.67
	1500	5.75	39.34	42.8	36.13	31.87	23.17	14.60	8.28	4.27	2.08	0.93	209.22
	1700	8.08	20.79	41.17	37.17	32.98	23.61	14.73	8.26	4.18	2.00	1.67	194.64
	1900	3.1	56.59	53.44	45.17	36.90	25.19	15.16	8.16	3.85	1.52	0.43	249.51
$\Sigma_{\text{Leike}}$		61.56	358.26	451.64	385.88	333.08	238.04	148.12	82.86	41.86	19.76	11.14	2132.20
$\Sigma_{\text{TOT}}$		61.56	419.82	871.46	1257.34	1590.42	1828.46	1976.58	2059.44	2101.30	2121.06	2132.20	

Ank. 1-8		Sijainti pituus suunnassa											
Result beam		100	300	500	700	900	1100	1300	1500	1700	1900	2100	$\Sigma_{\text{Leike}}$
Sijainti korkeusuunnassa	50	13.58	25.52	26.34	22.31	18.13	13.69	9.79	6.77	4.66	3.35	2.74	146.88
	250	2.94	27.1	22.88	20.30	20.04	16.89	12.83	9.22	6.52	4.81	3.86	147.39
	450	27.44	24.68	18.81	16.27	16.58	15.59	12.47	9.23	6.67	5.04	5.38	158.16
	650	2.55	31.36	21.15	16.71	15.56	15.04	12.28	9.21	6.69	5.02	4.05	139.62
	850	2.55	31.36	21.15	16.71	15.56	15.04	12.28	9.21	6.69	5.02	4.05	139.62
	1050	27.44	24.68	18.81	16.27	16.58	15.59	12.47	9.23	6.67	5.04	5.38	158.16
	1250	2.94	27.1	22.88	20.30	20.04	16.89	12.83	9.22	6.52	4.81	3.86	147.39
	1450	13.58	25.52	26.34	22.31	18.13	13.69	9.79	6.77	4.66	3.35	2.74	146.88
$\Sigma_{\text{Leike}}$		93.02	217.32	178.36	151.18	140.62	122.42	94.74	68.86	49.08	36.44	32.06	1184.10
$\Sigma_{\text{TOT}}$		93.02	310.34	488.70	639.88	780.50	902.92	997.66	1066.52	1115.60	1152.04	1184.10	

Jännevoima	Pystysuuntaan		Vaakasuuntaan	
Kuormitusleveys	P	3135 kN	P	3135 kN
Jakautumisleveys	b	560 mm	b	560 mm
	h	1500 mm	h	900 mm
	b/h	0.37	b/h	0.62
Liittyvät ankkurit		4 kpl		4 kpl

Halkaisuvoima	K	$T_{\text{burst}}$	K	$T_{\text{burst}}$
$T_{\text{burst}} = KP \left(1 - \frac{b}{h}\right)$	0.225	1768.1 kN	0.225	1065.9 kN
	0.250	1964.6 kN	0.240	1137 kN
	0.270	2121.8 kN	0.250	1184.3 kN
	0.300	2357.5 kN	0.300	1421.2 kN
	0.333	2619.5 kN	0.333	1579.1 kN



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

## STRUCTURAL ANALYSIS

PROJECT

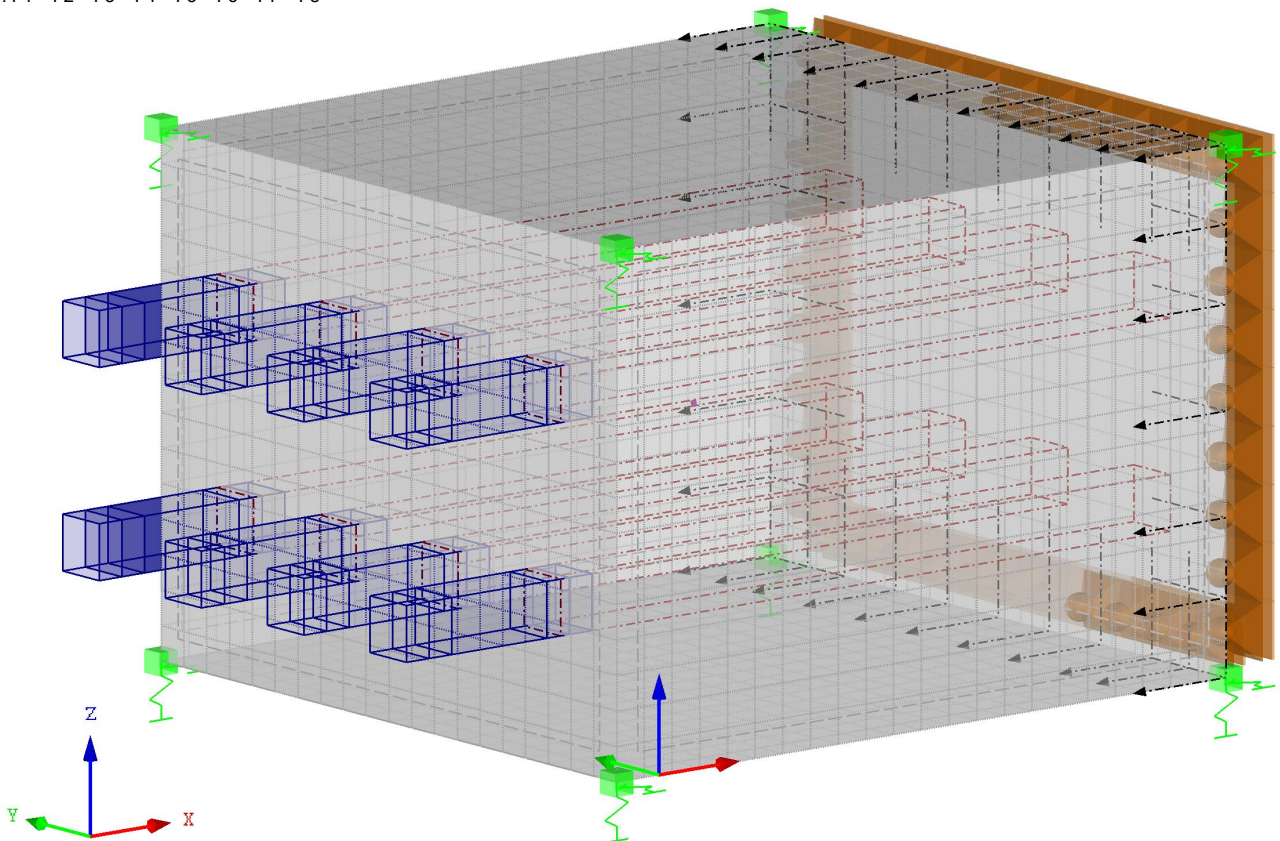
Diplomityö

CLIENT

CREATED BY

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

Isometric





Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikkit, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### MODEL - GENERAL DATA

General		Model name	:	Ankkuripaikkit, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm
		Project name	:	RFEM
		Type of model	:	3D
		Positive direction of global axis Z	:	Upward
		Classification of load cases and combinations	:	According to Standard: EN 1990 National Annex: SFS - Finland
		<input checked="" type="checkbox"/> Automatically create combinations	:	<input checked="" type="checkbox"/> Load Combinations

### FE MESH SETTINGS

General		Target length of finite elements	$l_{FE}$	:	0.1 m
		Maximum distance between a node and a line to integrate it into the line	.	:	0.0 m
		Maximum number of mesh nodes (in thousands)		:	500

### 1.3 MATERIALS

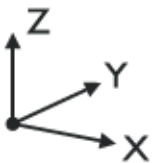
Matl. No.	Modulus E [GPa]	Modulus G [GPa]	Poisson's Ratio - [-]	Spec. Weight - [kN/m <sup>3</sup> ]	Coeff. of Th. Exp. - [1/°C]	Partial Factor $\gamma_M$ [-]	Material Model
1	Concrete C35/45   EN 1992-1-1:2004/A1:2014 34.000	14.167	0.200	25.00	1.00E-05	1.00	Isotropic Linear Elastic

### 1.5 SOLIDS

Solid No.	Solid Type	Boundary Surfaces No.	Matl. No.	Volume V [m <sup>3</sup> ]	Weight W [kg]
1	Material	1-6	1	6.450	16125.00

### 1.7 NODAL SUPPORTS

Support No.	Nodes No.	Axis System	Column in Z	Support Conditions					
				$u_x$	$u_y$	$u_z$	$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\alpha_z$
1	1-8	Global X,Y,Z	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Spring	Spring	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

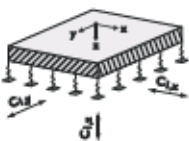


### 1.7.2 NODAL SUPPORTS - SPRINGS

Support No.	Nodes No.	Translation Spring [kN/m]			Rotation Spring [kNm/rad]		
		$C_{u,x}$	$C_{u,y}$	$C_{u,z}$	$C_{\alpha,x}$	$C_{\alpha,y}$	$C_{\alpha,z}$
1	1-8	-	1.000	1.000	-	-	-

### 1.9 SURFACE SUPPORTS

Found. No.	On Surfaces No.	Spring Constants RF-SOILIN	Translation Support or Spring [kN/m <sup>2</sup> ]			Shear Spring [kN/m]	
			$u_x$	$u_y$	$u_z$	$v_{xz}$	$v_{yz}$
1	2	-	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>





Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

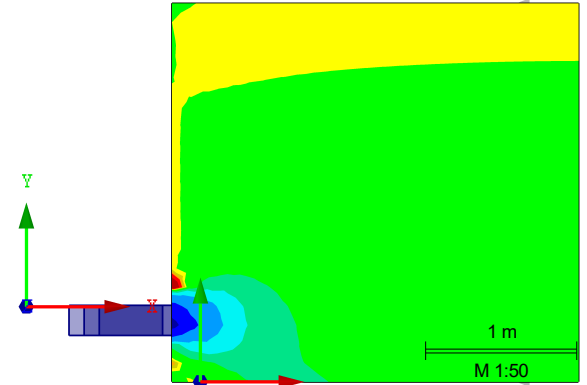
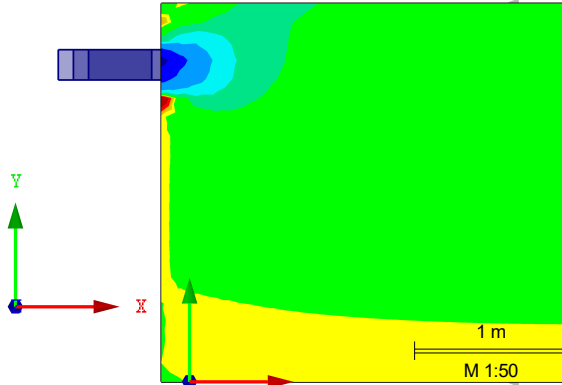
### SYMMETRISYYS, PURISTUSJÄNNITYS

LC 1: P1  
Solids Solid Stresses Sigma-x

Against Z-direction

LC 4: P4  
Solids Solid Stresses Sigma-x

Against Z-direction

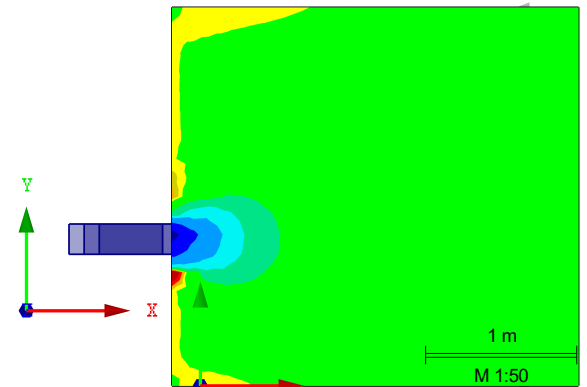
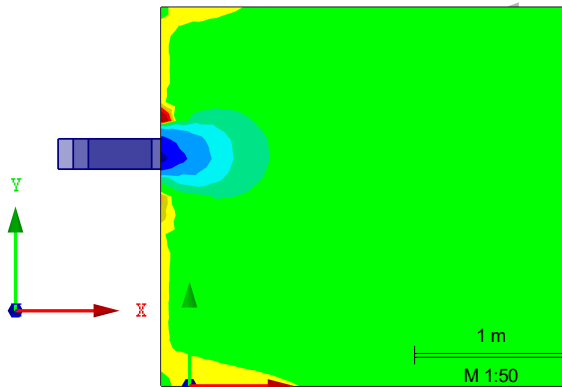


LC 2: P2  
Solids Solid Stresses Sigma-x

Against Z-direction

LC 3: P3  
Solids Solid Stresses Sigma-x

Against Z-direction

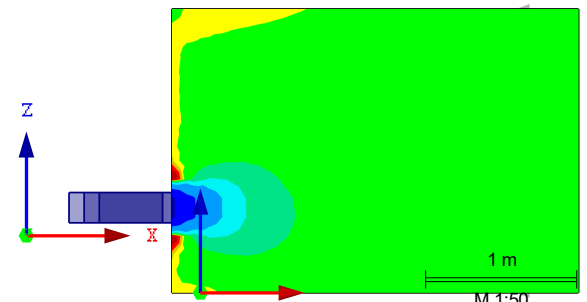
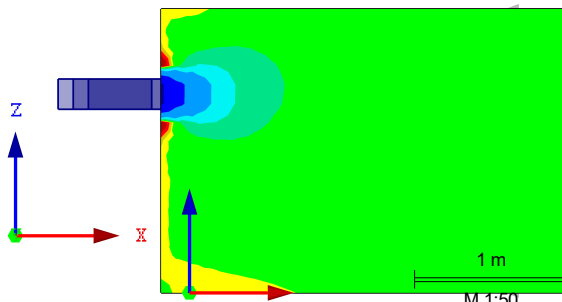


LC 1: P1  
Solids Solid Stresses Sigma-x

In Y-direction

LC 5: P5  
Solids Solid Stresses Sigma-x

In Y-direction

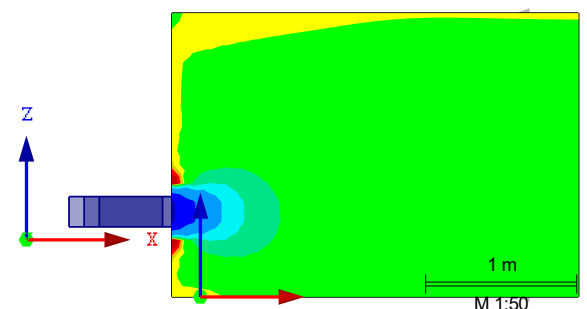
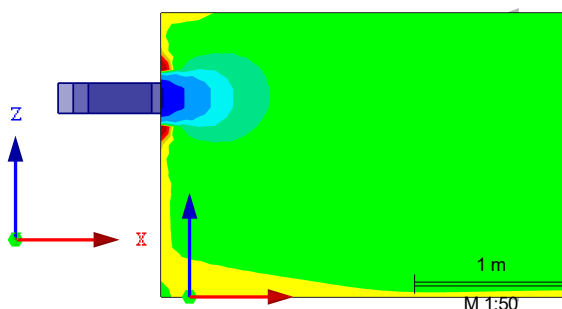


LC 2: P2  
Solids Solid Stresses Sigma-x

In Y-direction

LC 6: P6  
Solids Solid Stresses Sigma-x

In Y-direction







Project: Diplomityö

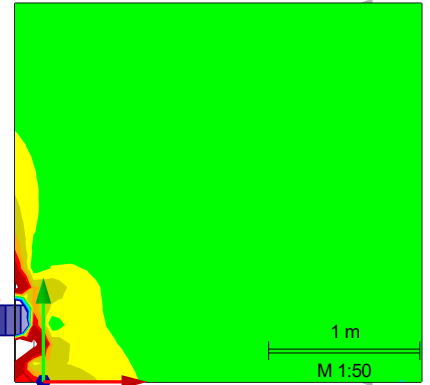
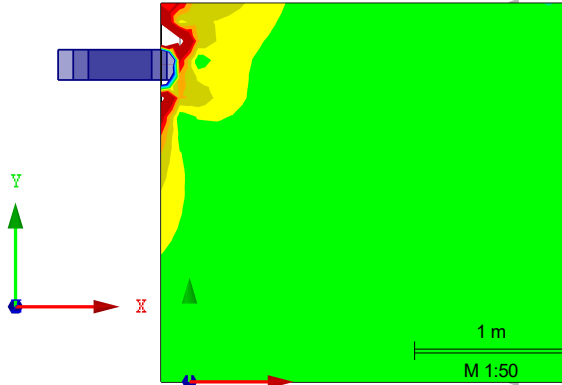
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ■ SYMMETRISYYS, VETOJÄNNITYS

LC 1: P1

Against Z-direction LC 4: P4

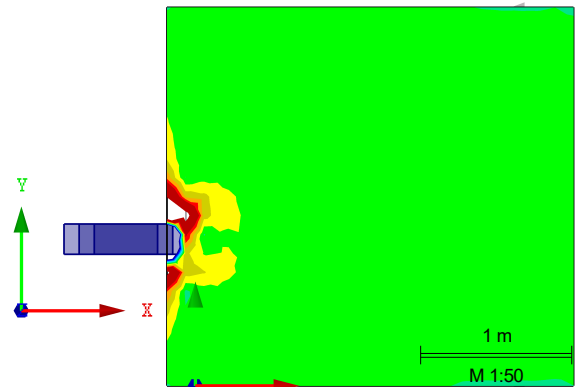
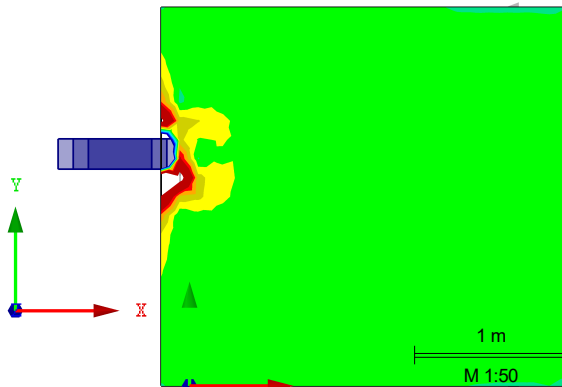
Against Z-direction



LC 2: P2

Against Z-direction LC 3: P3

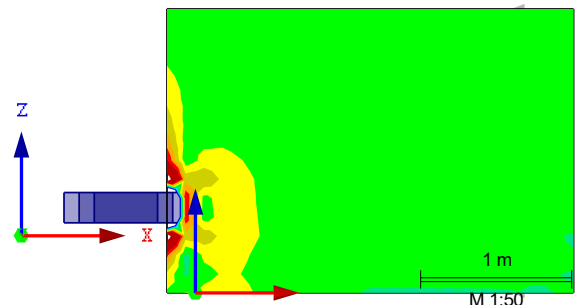
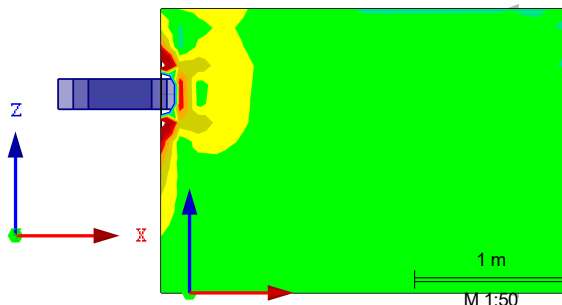
Against Z-direction



LC 1: P1

In Y-direction LC 5: P5

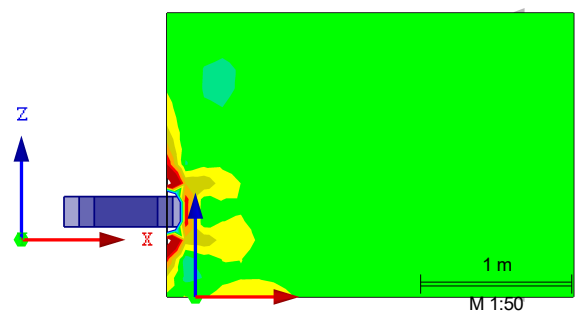
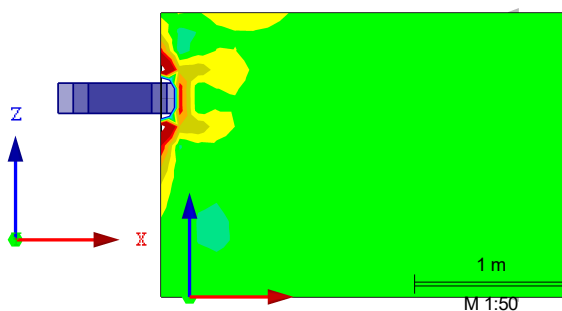
In Y-direction



LC 2: P2

In Y-direction LC 6: P6

In Y-direction





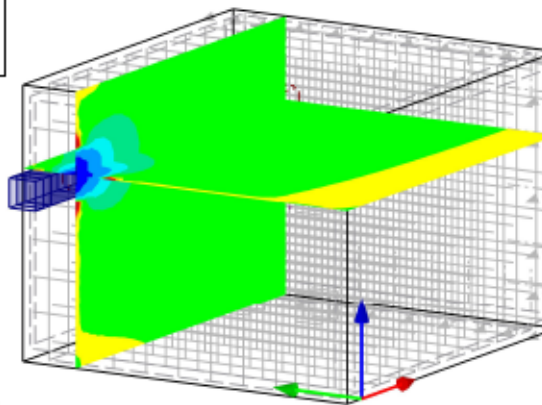
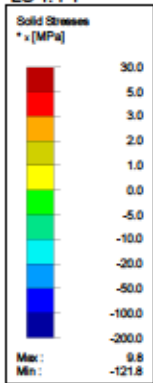
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ANKKURI 1, JÄNNITYKSET, 3D

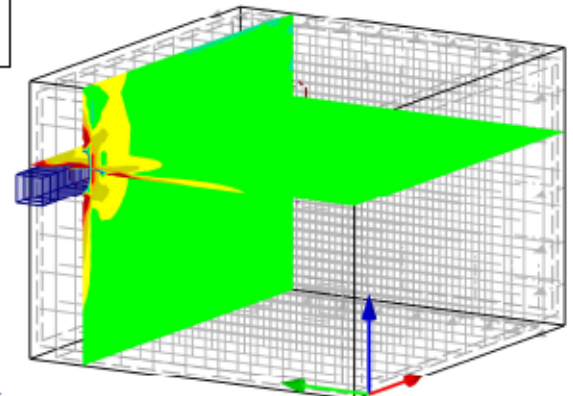
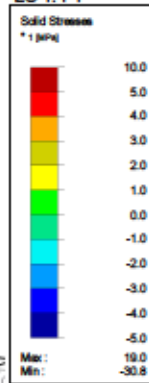
LC 1: P1

Isometric



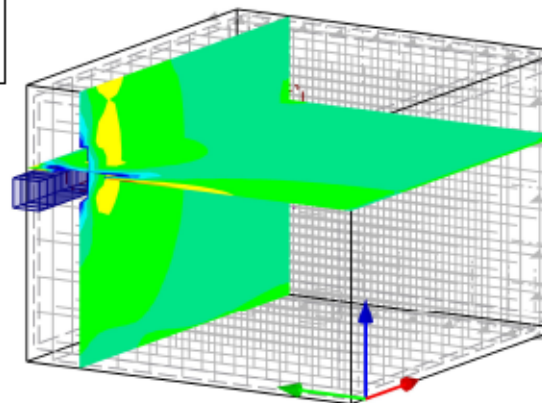
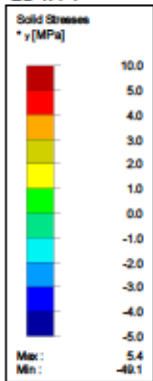
LC 1: P1

Isometric



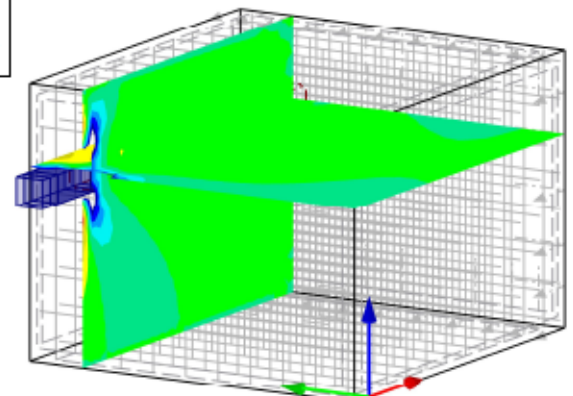
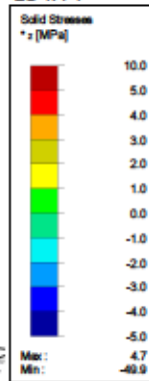
LC 1: P1

Isometric



LC 1: P1

Isometric



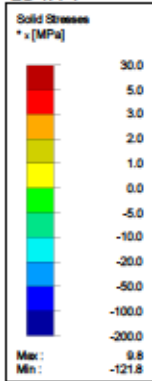


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

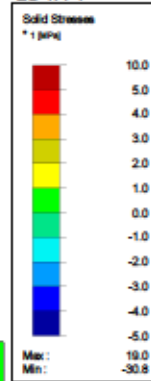
### ANKKURI 1, JÄNNITYKSET, TASO XY

LC 1: P1

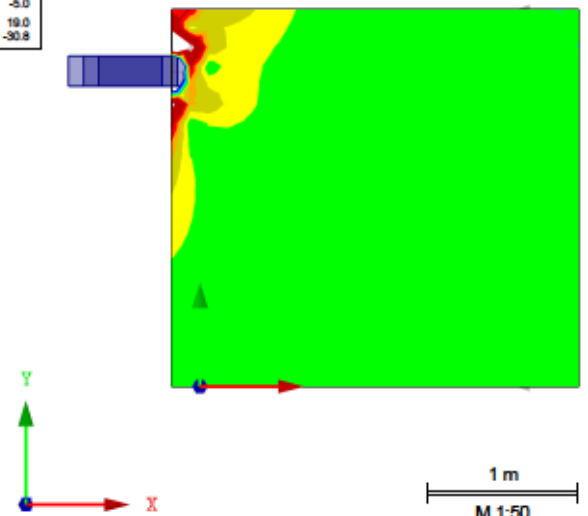
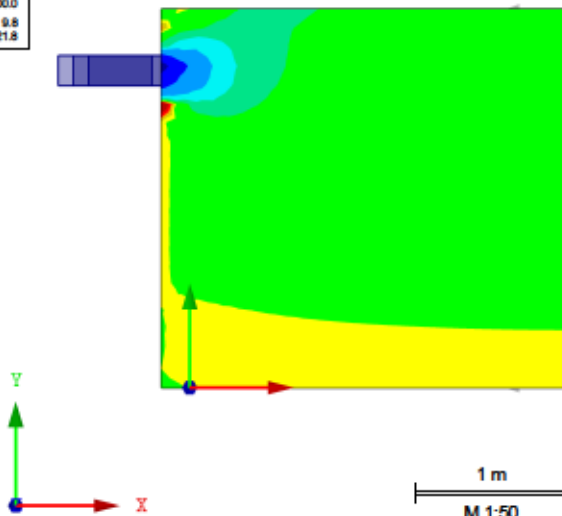


Against Z-direction

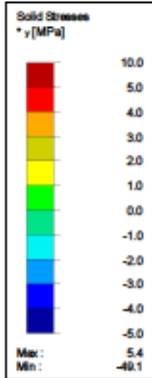
LC 1: P1



Against Z-direction

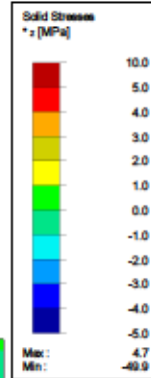


LC 1: P1

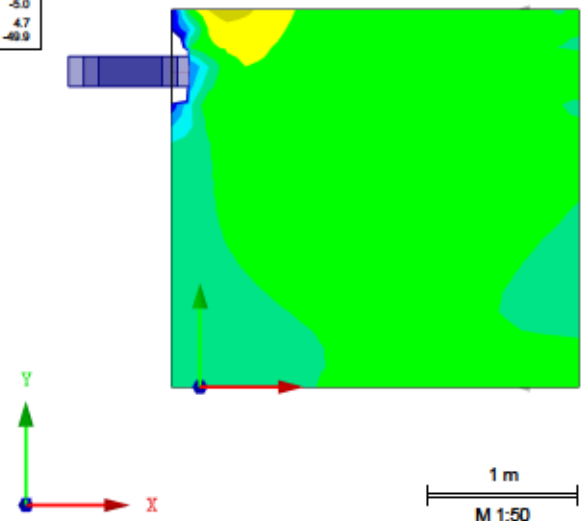
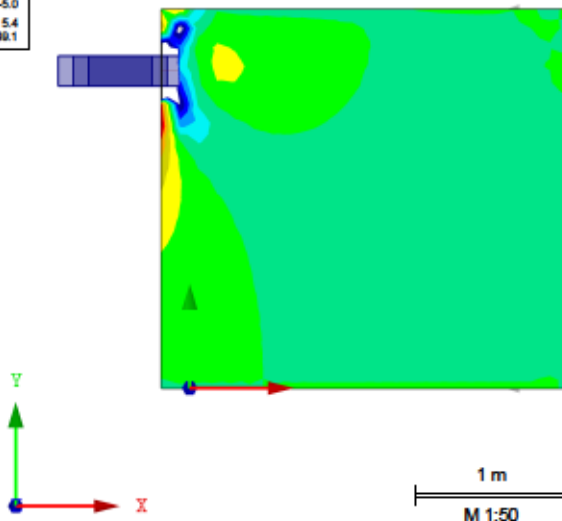


Against Z-direction

LC 1: P1



Against Z-direction



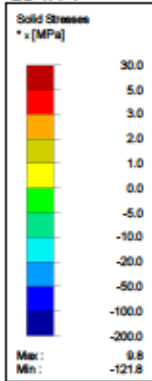


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

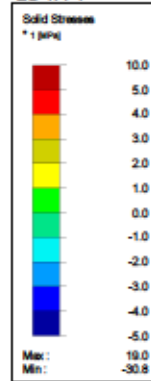
### ANKKURI 1, JÄNNITYKSET, TASO XZ

LC 1: P1

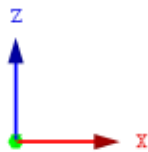
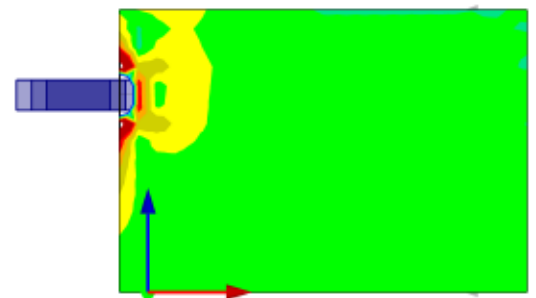
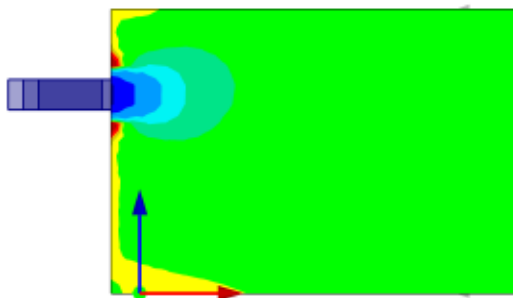


In Y-direction

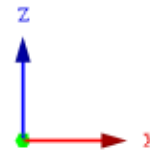
LC 1: P1



In Y-direction

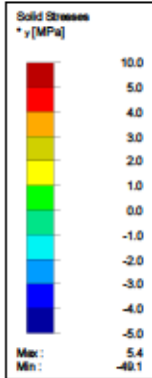


1 m  
M 1:50



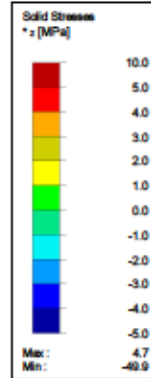
1 m  
M 1:50

LC 1: P1

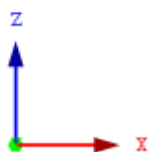
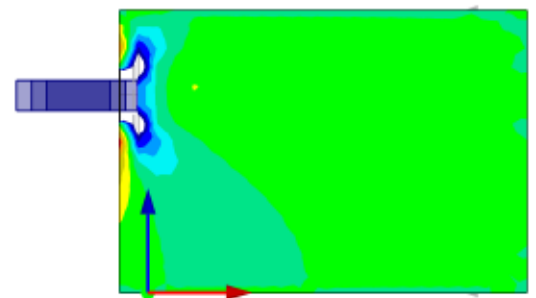
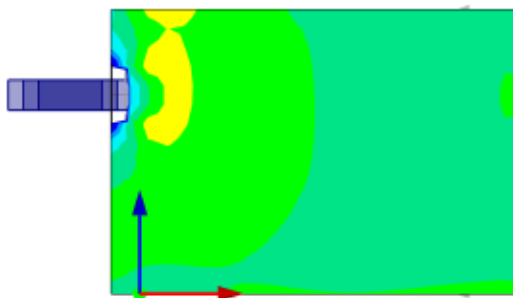


In Y-direction

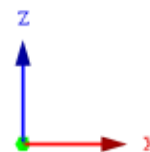
LC 1: P1



In Y-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

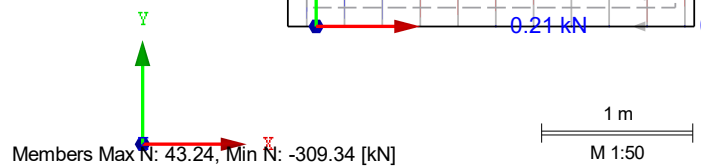
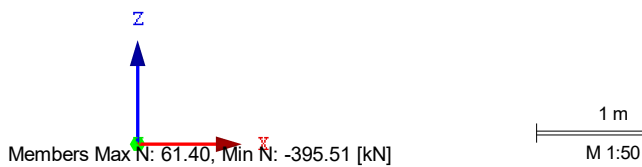
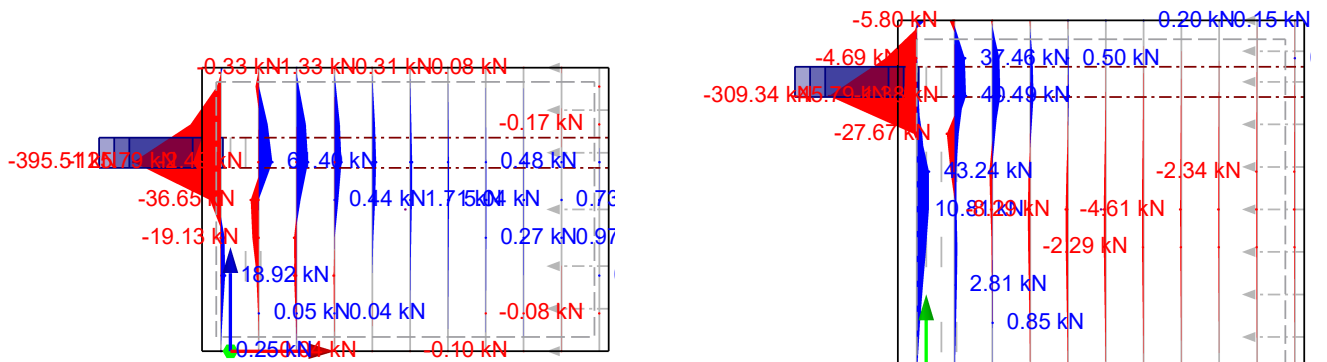
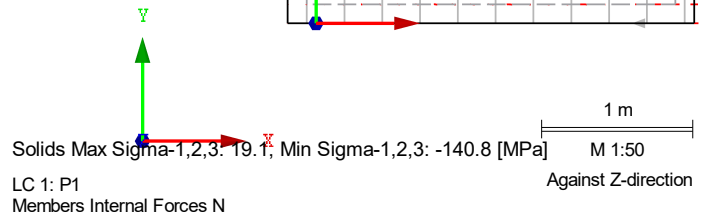
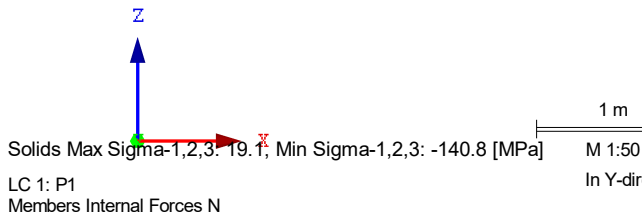
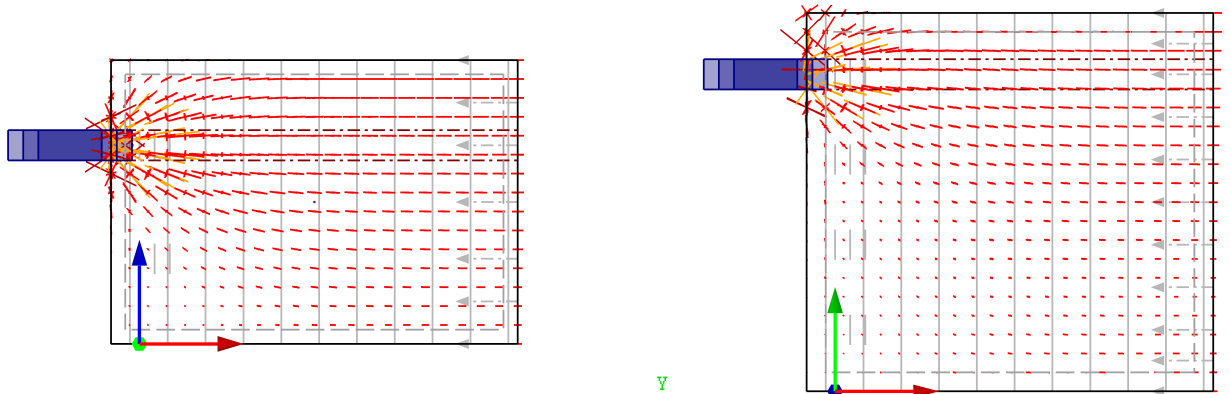
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ANKKURI 1, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAMIN NORMAALIVOIMA

LC 1: P1  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

In Y-direction LC 1: P1  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction





Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 1, NORMAALIVOIMAN ARVOT**

LC 1: P1  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 43.24, Min N: -309.34 [kN]  
LC 1: P1  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 61.40, Min N: -395.51 [kN]

0.5 m  
M 1:25



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

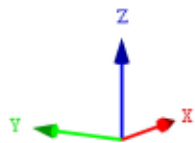
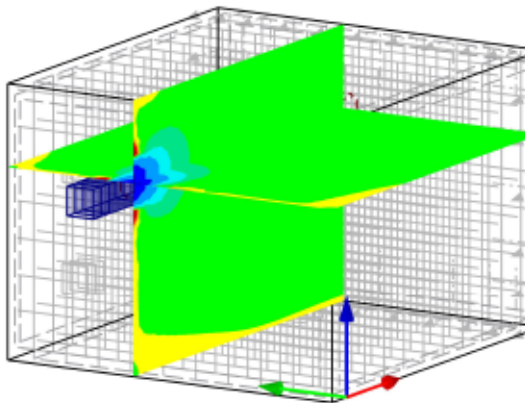
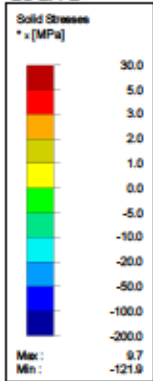
### ANKKURI 2, JÄNNITYKSET, 3D

LC 2: P2

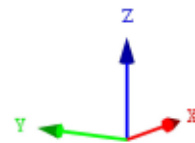
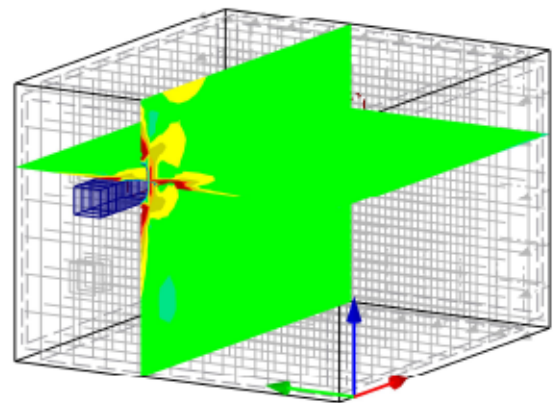
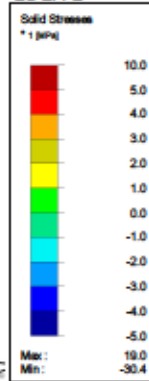
Isometric

LC 2: P2

Isometric



1 m  
M 1:50



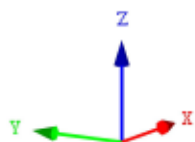
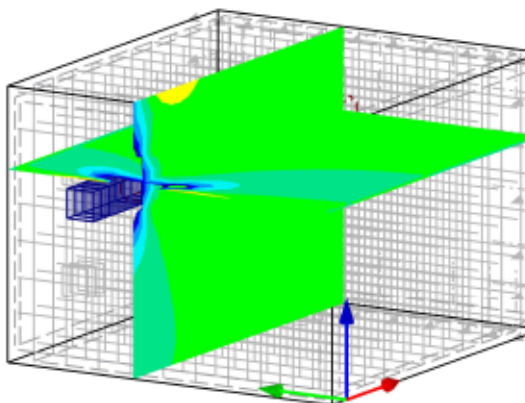
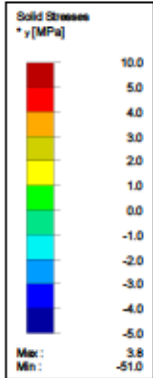
1 m  
M 1:50

LC 2: P2

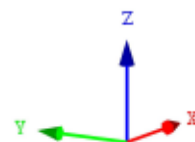
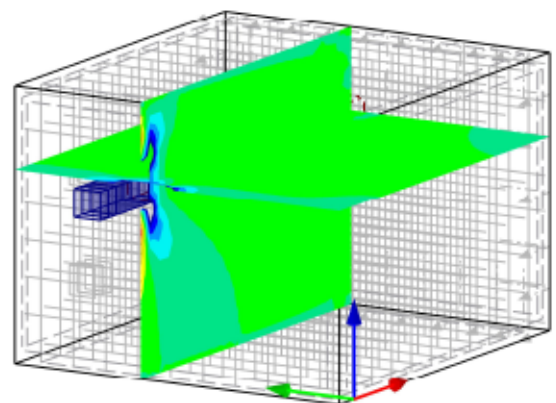
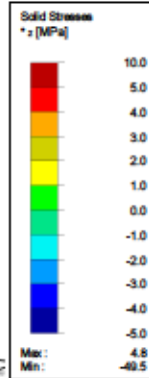
Isometric

LC 2: P2

Isometric



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50

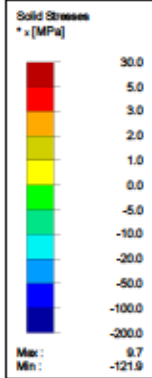


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

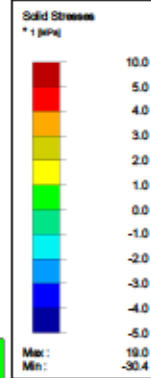
### ANKKURI 2, JÄNNITYKSET, TASO XY

LC 2: P2

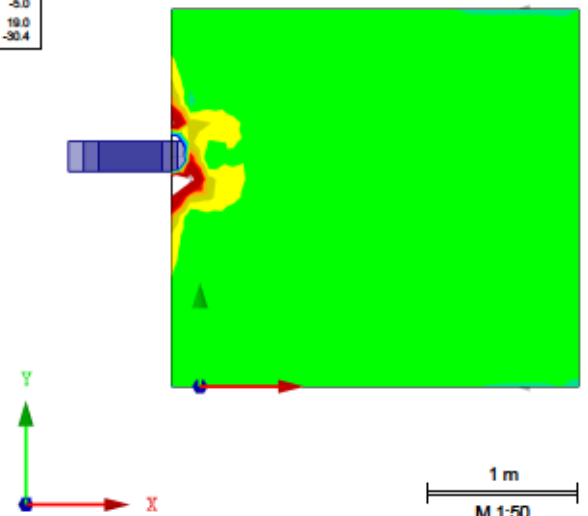
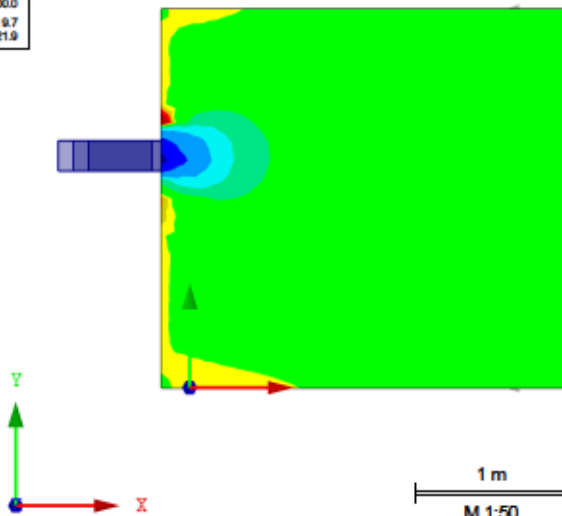


Against Z-direction

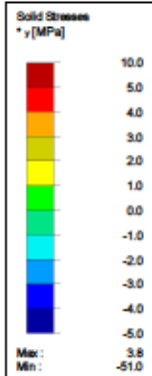
LC 2: P2



Against Z-direction

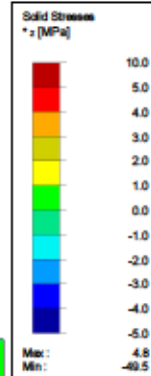


LC 2: P2

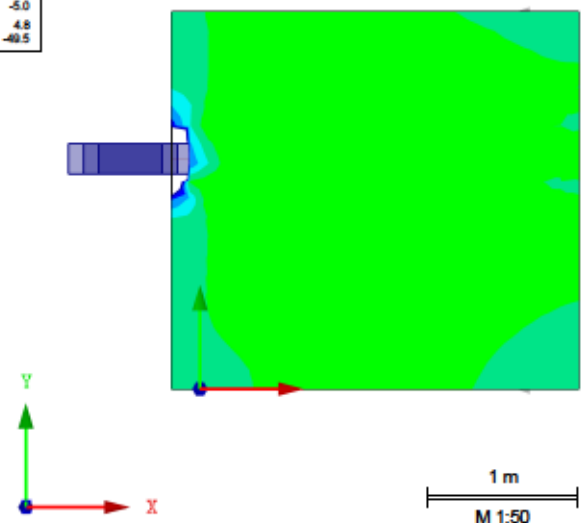
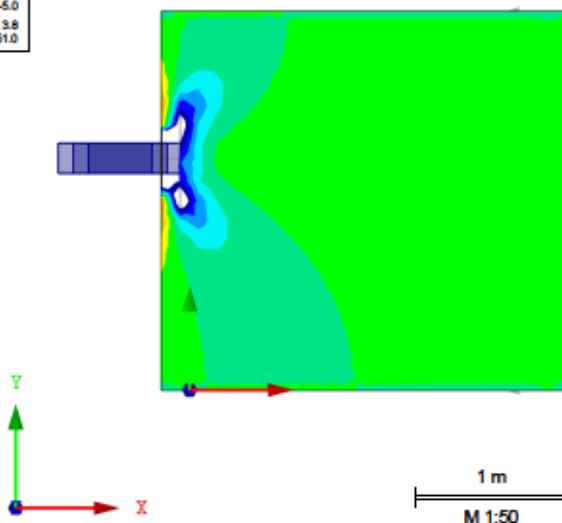


Against Z-direction

LC 2: P2



Against Z-direction





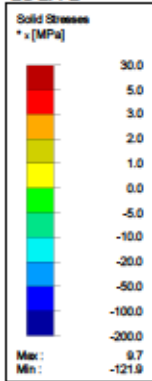


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

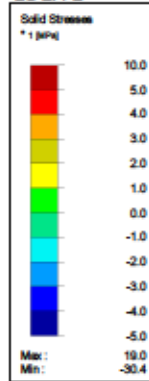
### ANKKURI 2, JÄNNITYKSET, TASO XZ

LC 2: P2

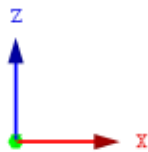
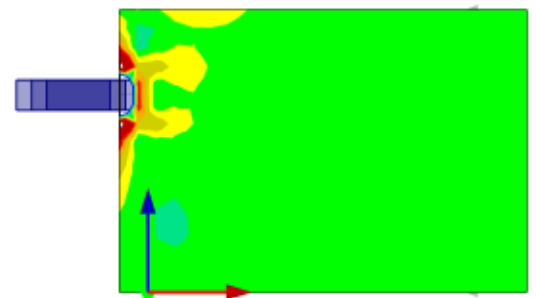
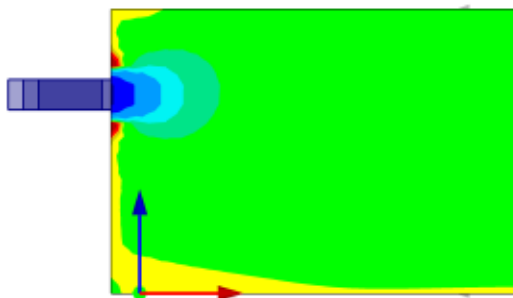


In Y-direction

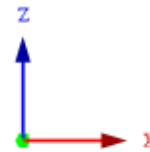
LC 2: P2



In Y-direction

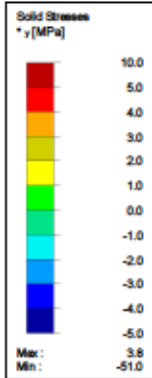


1 m  
M 1:50



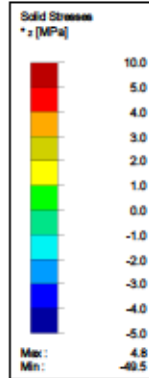
1 m  
M 1:50

LC 2: P2

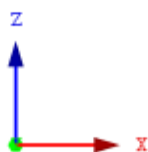
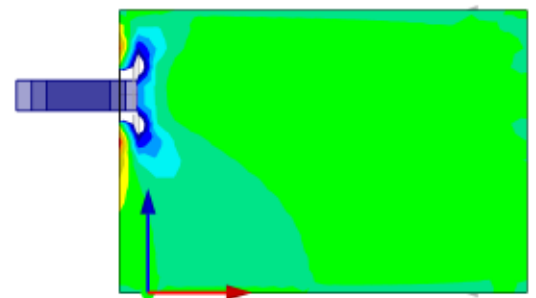
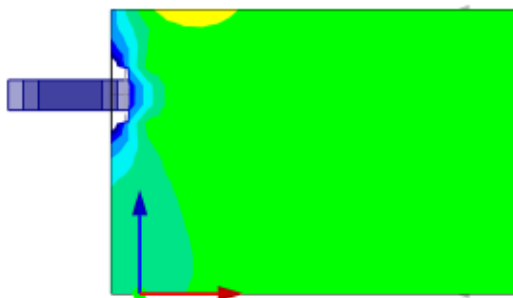


In Y-direction

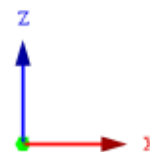
LC 2: P2



In Y-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

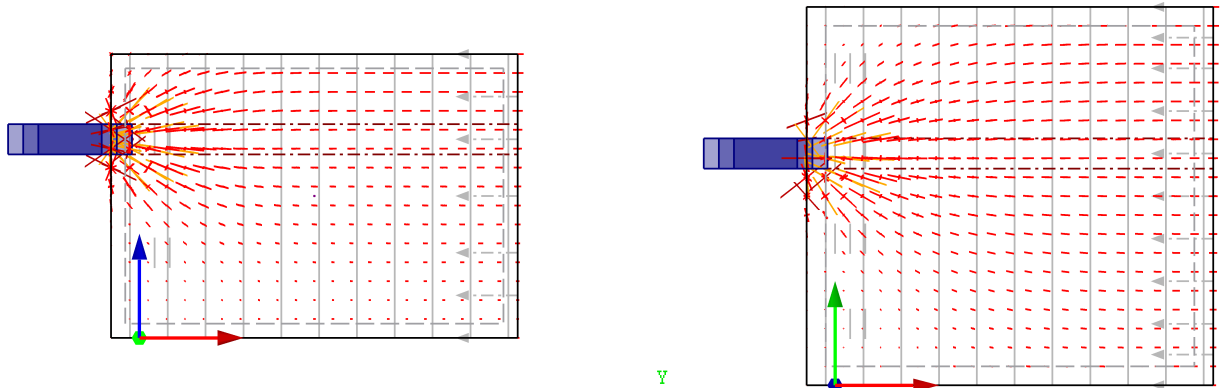
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 2, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAMIN NORMAALIVOIMA**

LC 2: P2  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

In Y-direction LC 2: P2  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction

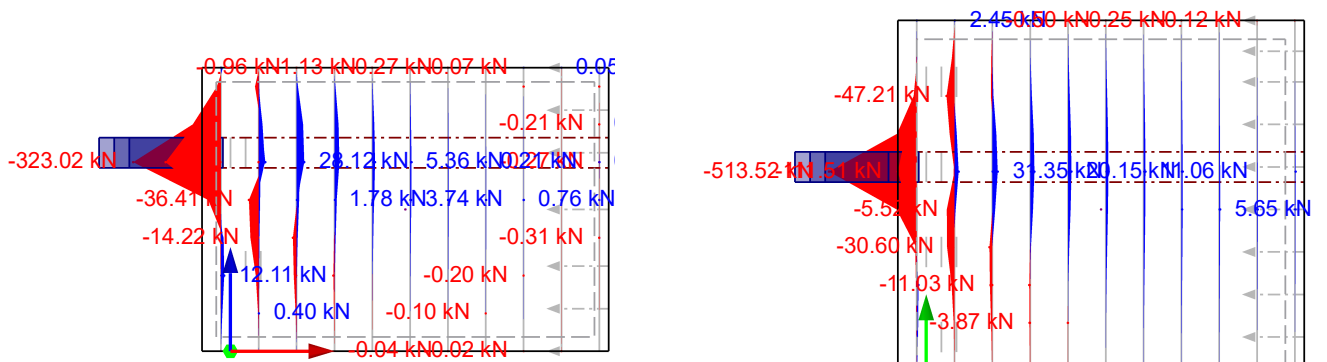


Solids Max Sigma-1,2,3: 19.1, Min Sigma-1,2,3: -140.7 [MPa]  
M 1:50  
In Y-direction

Solids Max Sigma-1,2,3: 19.1, Min Sigma-1,2,3: -140.7 [MPa]  
M 1:50  
Against Z-direction

LC 2: P2  
Members Internal Forces N

LC 2: P2  
Members Internal Forces N



Members Max N: 28.12, Min N: -323.02 [kN]  
M 1:50

Members Max N: 31.35, Min N: -513.52 [kN]  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

ANKKURI 2, NORMAALIVOIMAN ARVOT

LC 2: P2  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 31.35, Min N: -513.52 [kN]  
LC 2: P2  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 28.12, Min N: -323.02 [kN]

0.5 m  
M 1:25



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

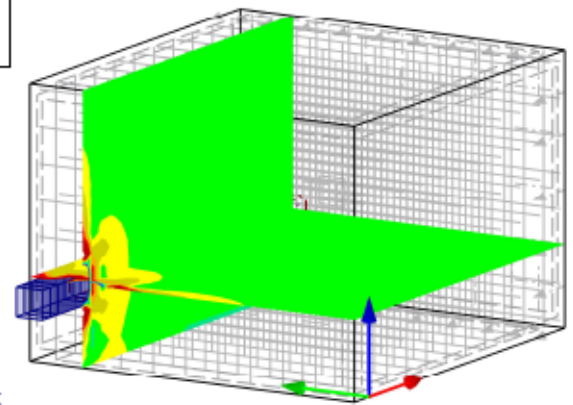
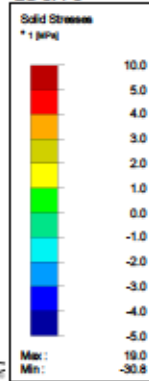
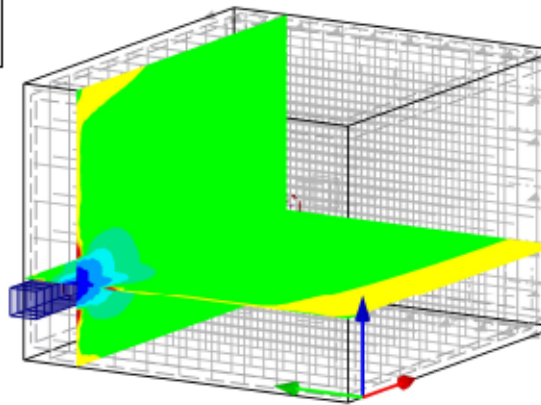
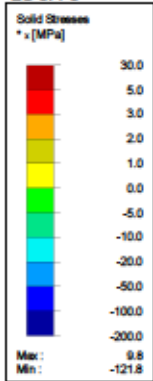
### ANKKURI 5, JÄNNITYKSET, 3D

LC 5: P5

Isometric

LC 5: P5

Isometric

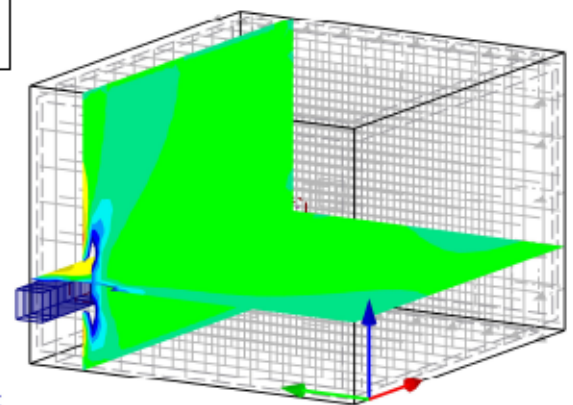
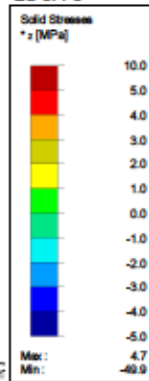
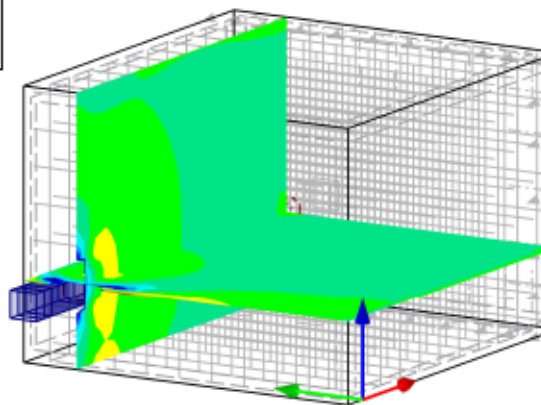
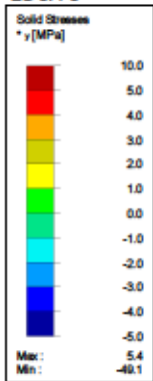


LC 5: P5

Isometric

LC 5: P5

Isometric



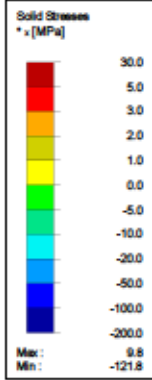


Project: Diplomityö

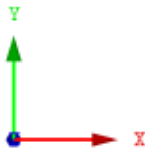
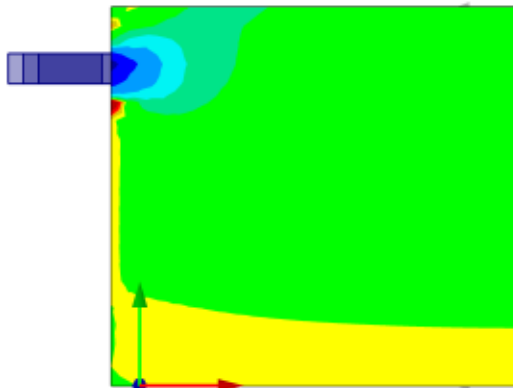
Model: Ankkuripaikkiti, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ANKKURI 5, JÄNNITYKSET, TASO XY

LC 5: P5

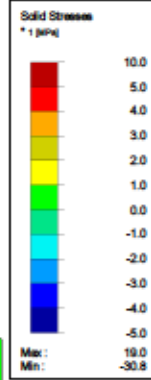


Against Z-direction

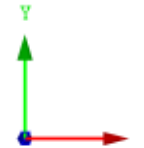
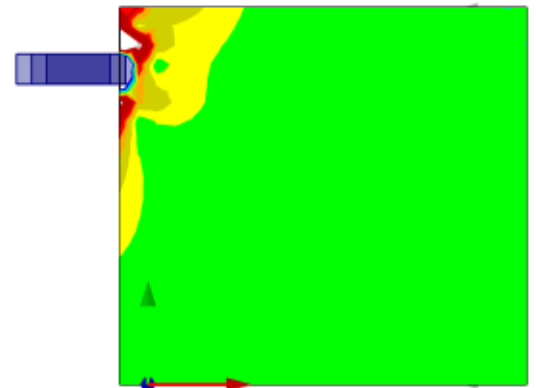


1 m  
M 1:50

LC 5: P5

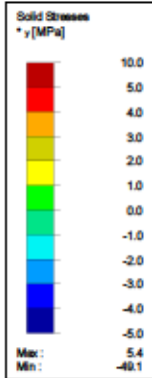


Against Z-direction

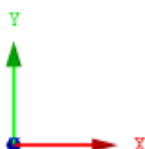
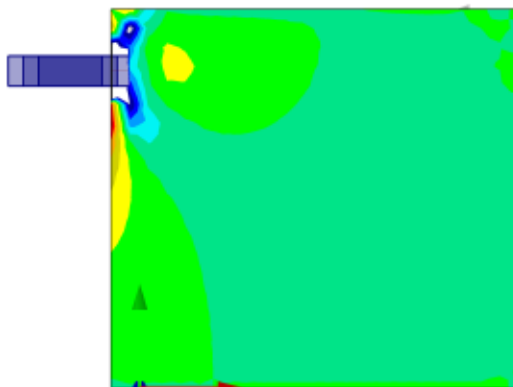


1 m  
M 1:50

LC 5: P5

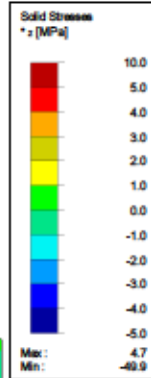


Against Z-direction

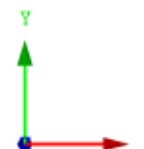
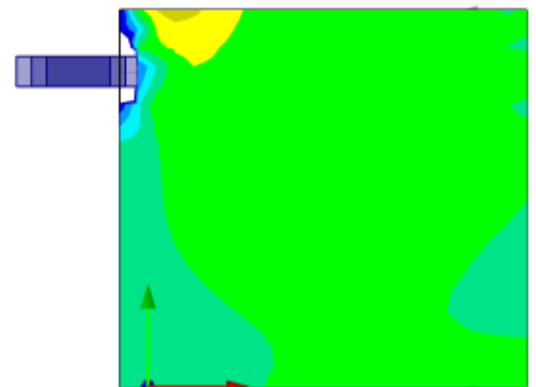


1 m  
M 1:50

LC 5: P5



Against Z-direction



1 m  
M 1:50

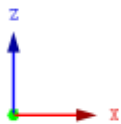
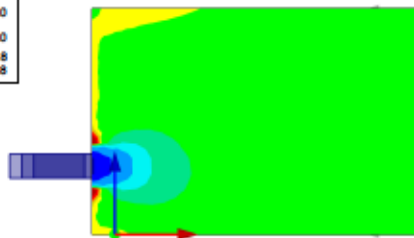
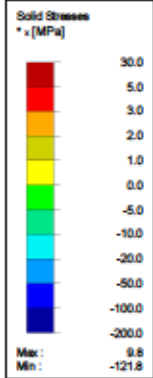


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

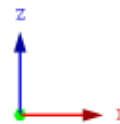
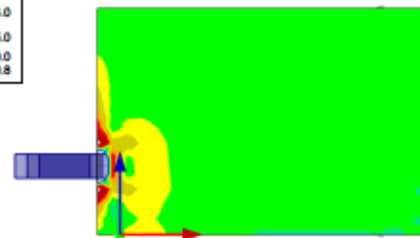
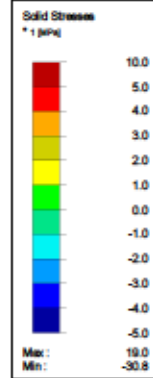
ANKKURI 5, JÄNNITYKSET, TASO XZ

LC 5: P5



In Y-direction

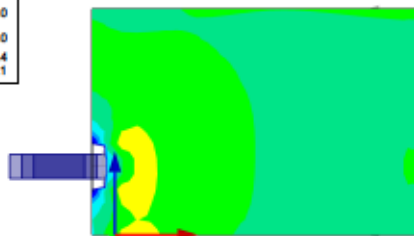
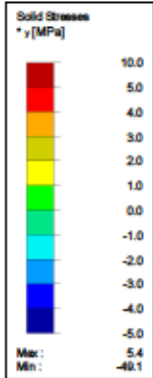
LC 5: P5



In Y-direction

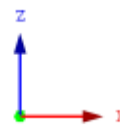
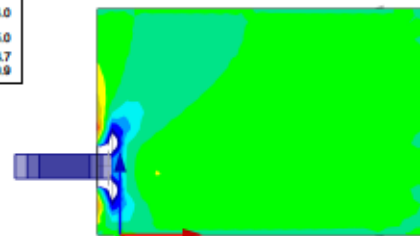
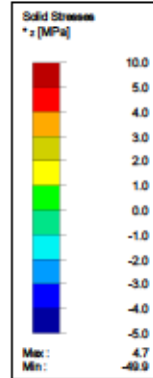
1 m  
M 1:50

LC 5: P5



In Y-direction

LC 5: P5



In Y-direction

1 m  
M 1:50

1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

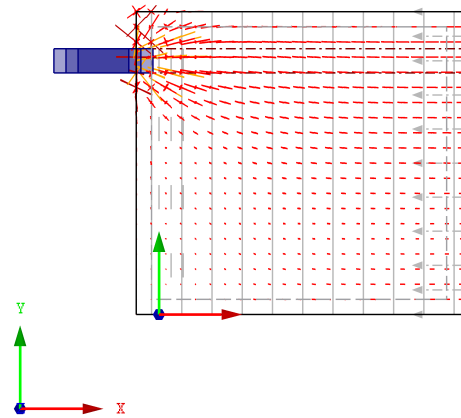
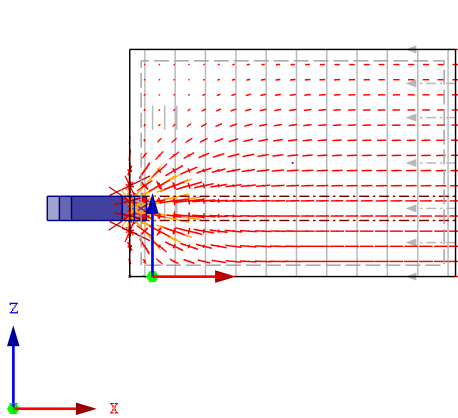
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 5, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAMIN NORMAALIVOIMA**

LC 5: P5  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

In Y-direction LC 5: P5  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction



Solids Max Sigma-1,2,3: 19.1, Min Sigma-1,2,3: -140.8 [MPa]

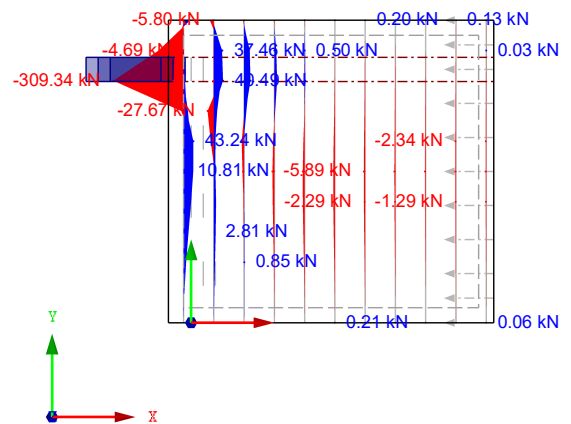
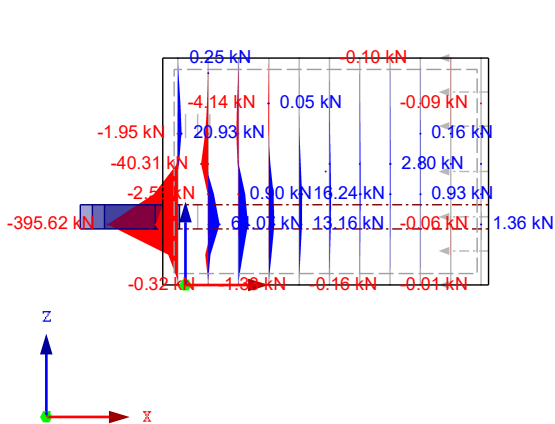
1 m  
M 1:50  
In Y-direction

Solids Max Sigma-1,2,3: 19.1, Min Sigma-1,2,3: -140.8 [MPa]

1 m  
M 1:50  
Against Z-direction

LC 5: P5  
Members Internal Forces N

LC 5: P5  
Members Internal Forces N



Members Max N: 64.07, Min N: -395.62 [kN]

1 m  
M 1:50

Members Max N: 43.24, Min N: -309.34 [kN]

1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 5, NORMAALIVOIMAN ARVOT**

LC 5: P5  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 43.24, Min N: -309.34 [kN]  
LC 5: P5  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 64.07, Min N: -395.62 [kN]

0.5 m  
M 1:25



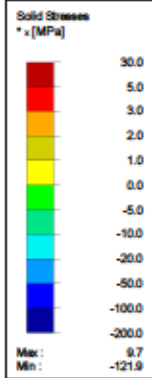


Project: Diplomityö

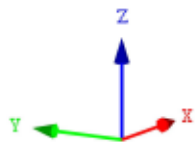
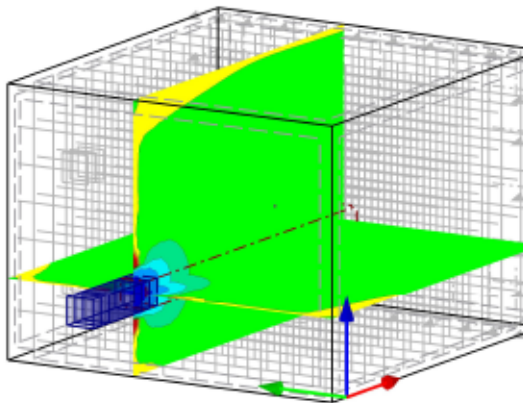
Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ANKKURI 6, JÄNNITYKSET, 3D

LC 6: P6

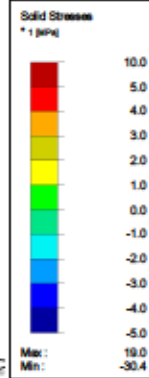


Isometric

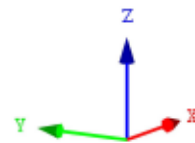
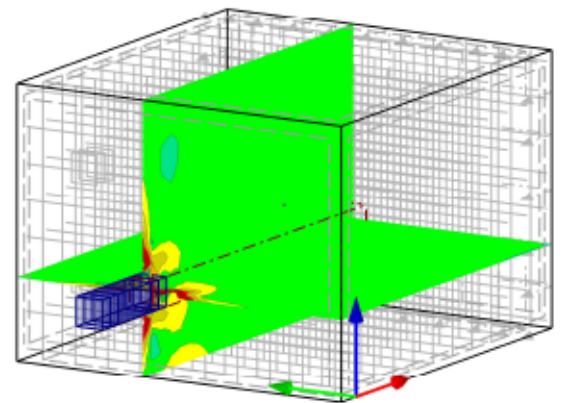


1 m  
M 1:50

LC 6: P6

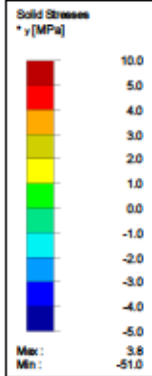


Isometric

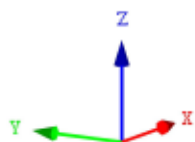
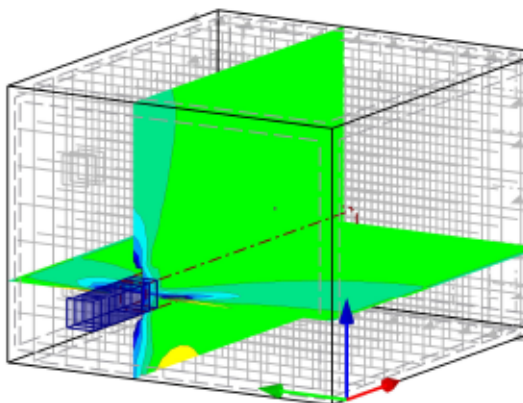


1 m  
M 1:50

LC 6: P6

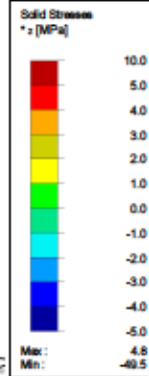


Isometric

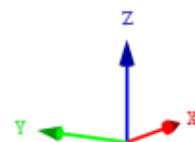
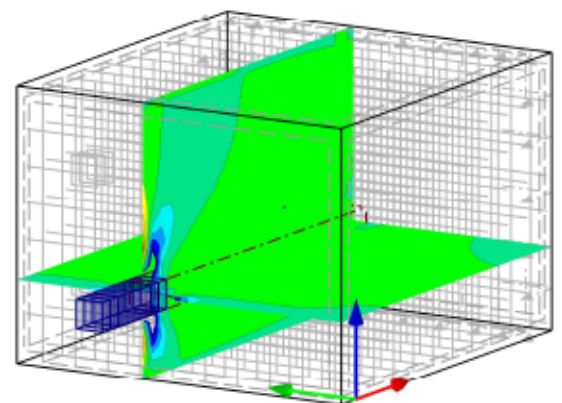


1 m  
M 1:50

LC 6: P6



Isometric



1 m  
M 1:50

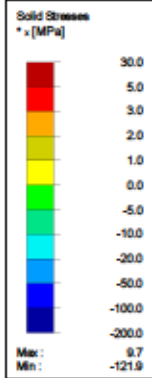


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

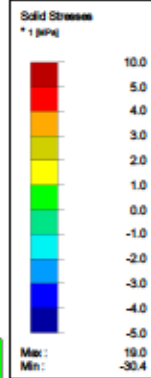
### ANKKURI 6, JÄNNITYKSET, TASO XY

LC 6: P6

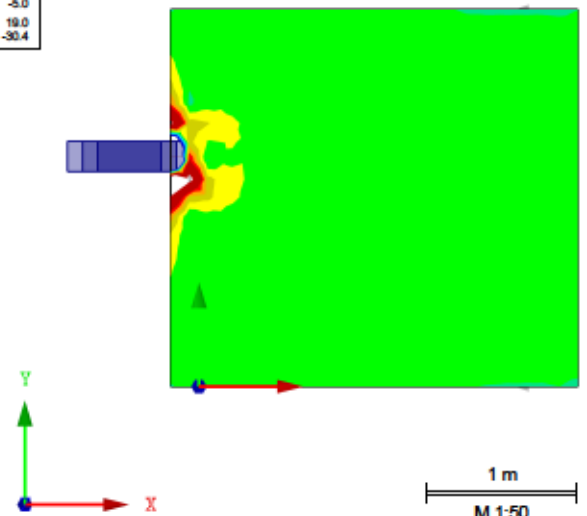
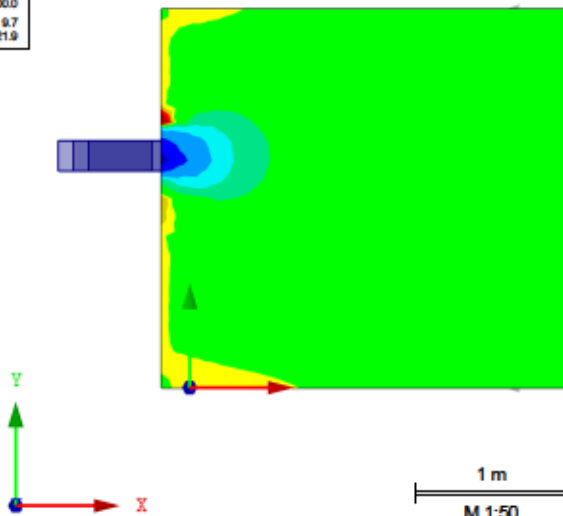


Against Z-direction

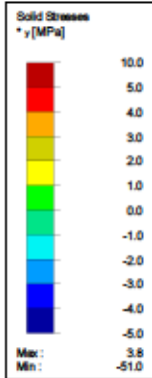
LC 6: P6



Against Z-direction

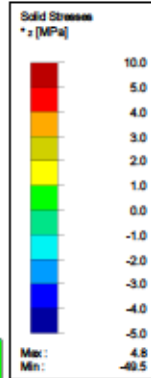


LC 6: P6

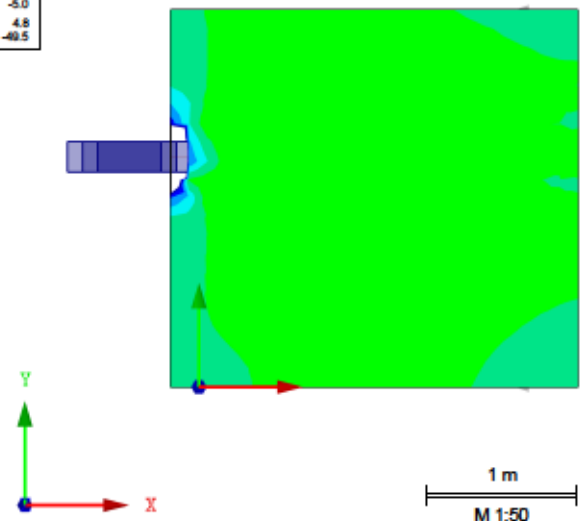
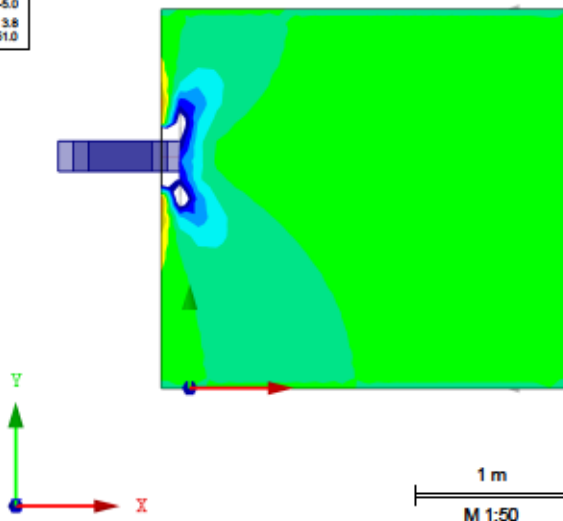


Against Z-direction

LC 6: P6



Against Z-direction



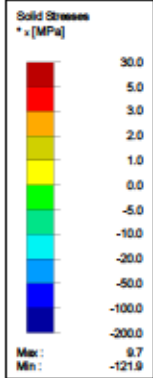


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikkiti, x-akseli, 1.5x2 epäk.0mm - ...

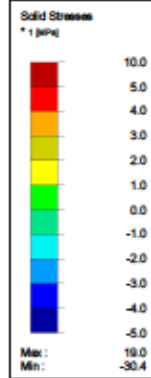
### ANKKURI 6, JÄNNITYKSET, TASO XZ

LC 6: P6

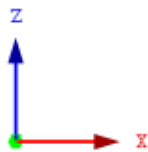
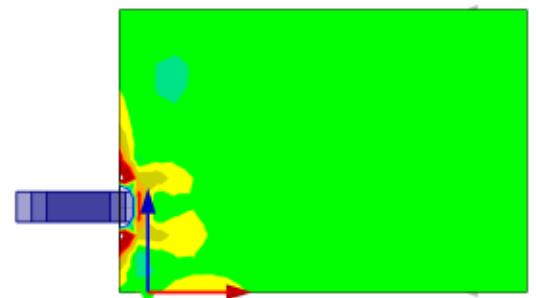
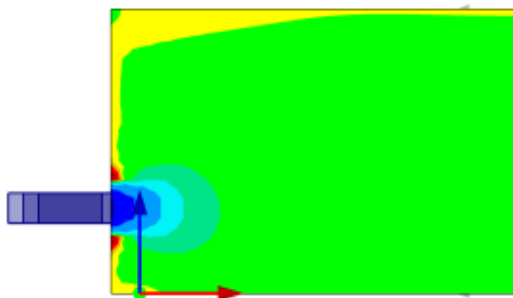


In Y-direction

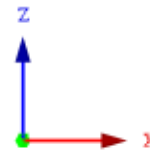
LC 6: P6



In Y-direction

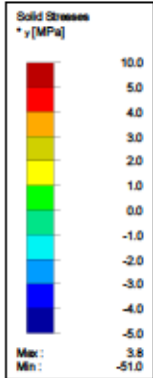


1 m  
M 1:50



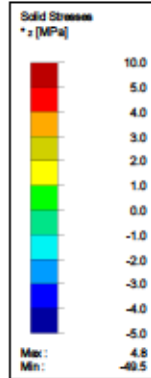
1 m  
M 1:50

LC 6: P6

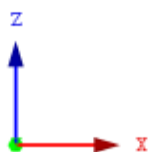
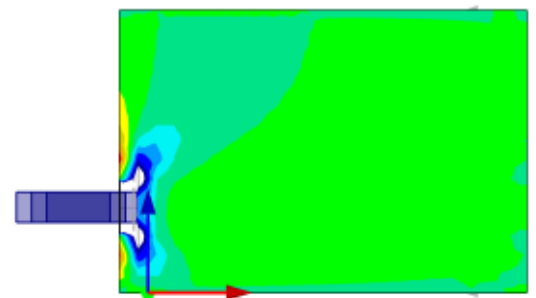
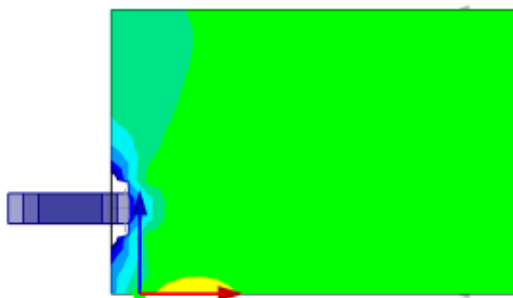


In Y-direction

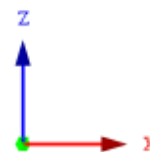
LC 6: P6



In Y-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

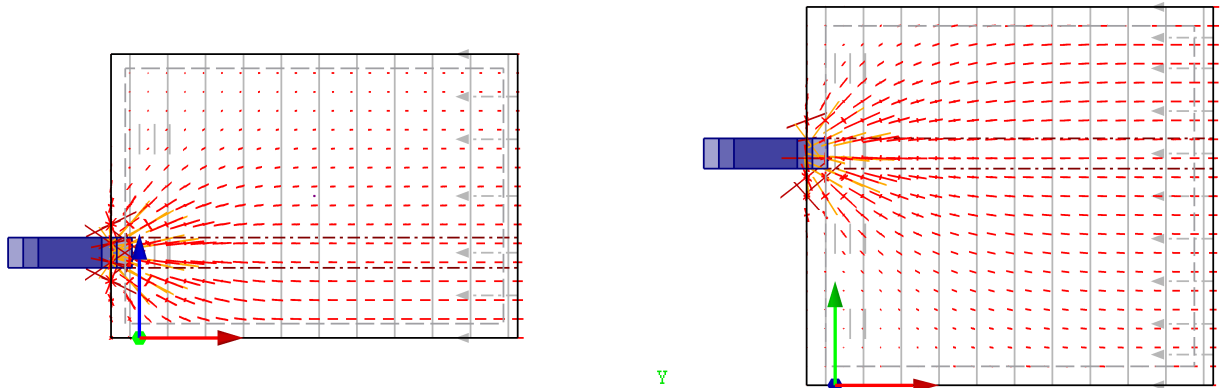
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 6, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAMIN NORMAALIVOIMA**

LC 6: P6  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

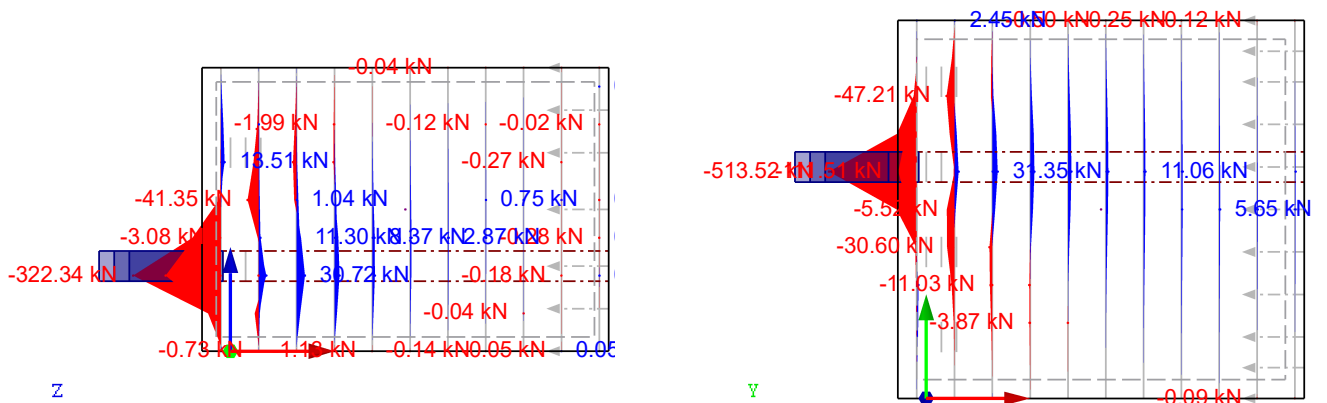
In Y-direction LC 6: P6  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction



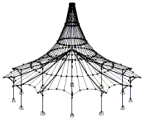
Solids Max Sigma-1,2,3: 19.1, Min Sigma-1,2,3: -140.7 [MPa]  
LC 6: P6  
Members Internal Forces N  
M 1:50  
In Y-direction

Solids Max Sigma-1,2,3: 19.1, Min Sigma-1,2,3: -140.7 [MPa]  
LC 6: P6  
Members Internal Forces N  
M 1:50  
Against Z-direction



Members Max N: 30.72, Min N: -322.34 [kN]  
M 1:50

Members Max N: 31.35, Min N: -513.52 [kN]  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 6, NORMAALIVOIMAN ARVOT**

LC 6: P6  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 31.35, Min N: -513.52 [kN]  
LC 6: P6  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 30.72, Min N: -322.34 [kN]  
Y  
X

0.5 m  
M 1:25

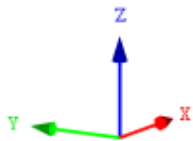
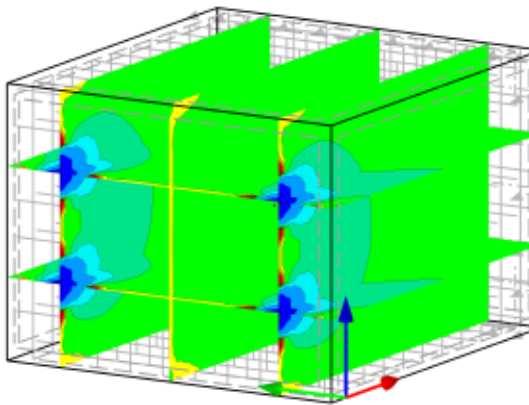
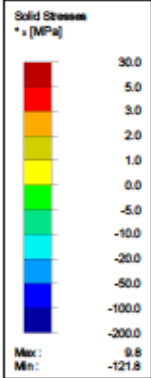


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

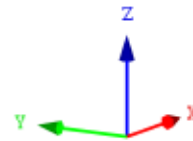
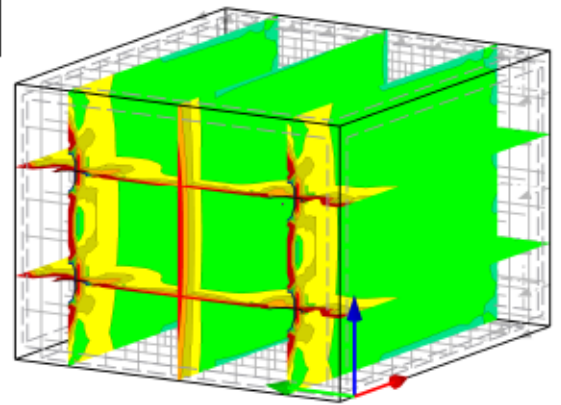
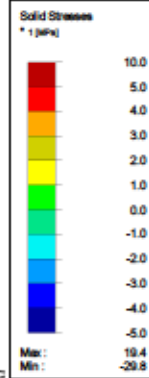
### ANKKURIT 1+4+5+8, JÄNNITYKSET, 3D

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8



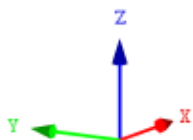
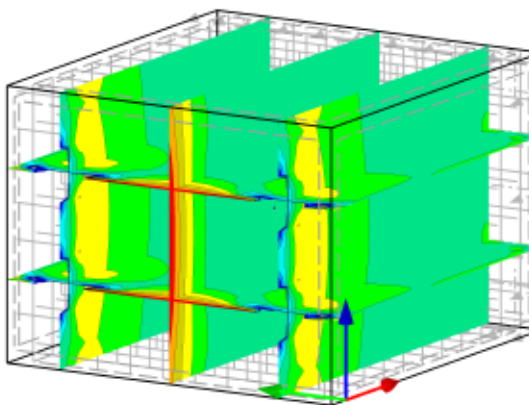
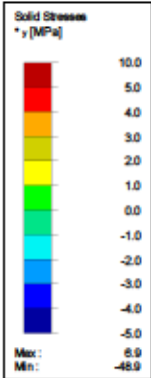
1 m  
M 1:50

Isometric CO 4: P1 + P4 + P5 + P8



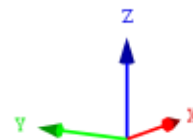
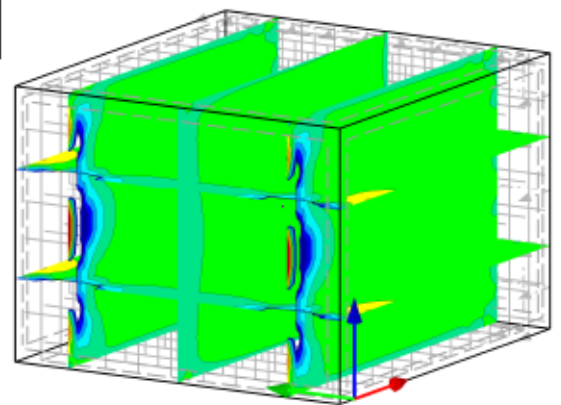
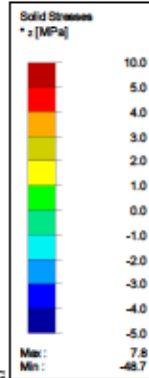
1 m  
M 1:50

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8



1 m  
M 1:50

Isometric CO 4: P1 + P4 + P5 + P8



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

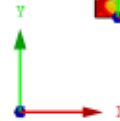
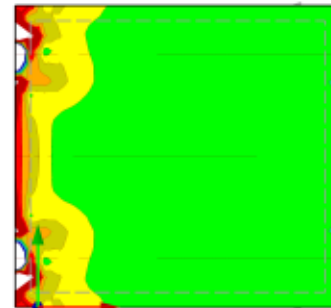
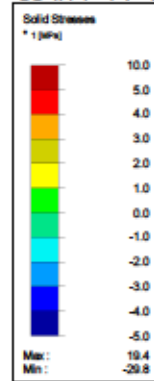
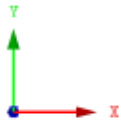
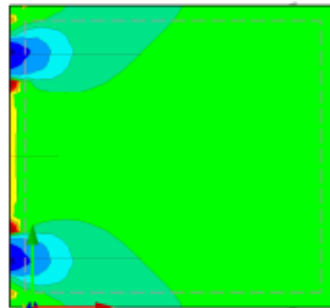
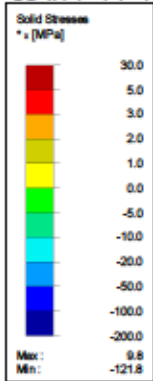
### ANKKURIT 1+4+5+8, JÄNNITYKSET, TASO XY

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8

Against Z-direction

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8

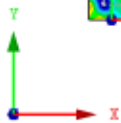
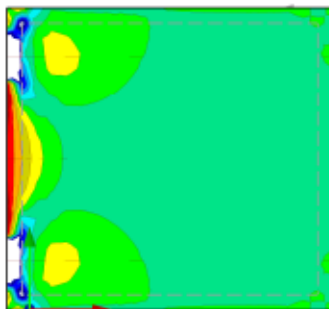
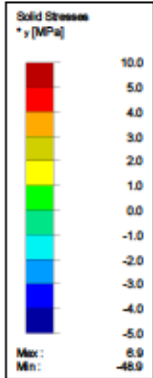
Against Z-direction



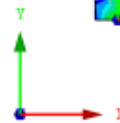
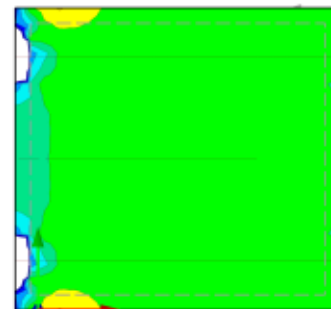
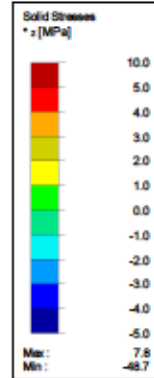
1 m  
M 1:50

Against Z-direction

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8



CO 4: P1 + P4 + P5 + P8



1 m  
M 1:50

Against Z-direction

1 m  
M 1:50

1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

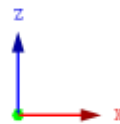
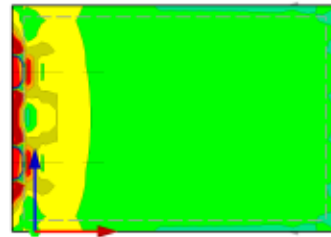
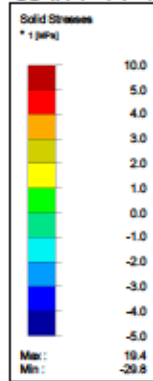
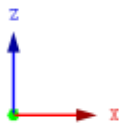
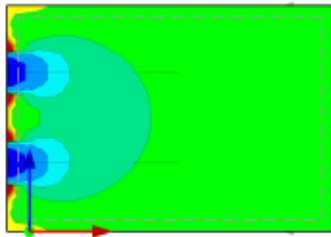
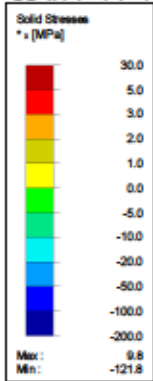
ANKKURIT 1+4+5+8, JÄNNITYKSET, TASO XZ

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8

In Y-direction

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8

In Y-direction



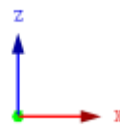
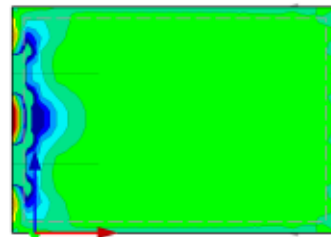
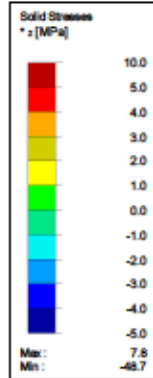
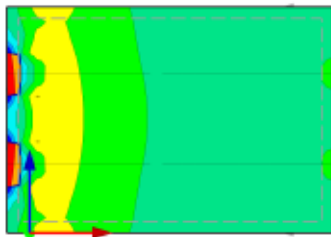
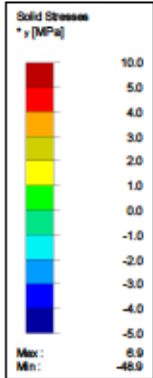
1 m  
M 1:50

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8

In Y-direction

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8

In Y-direction



1 m  
M 1:50

1 m  
M 1:50





Project: Diplomityö

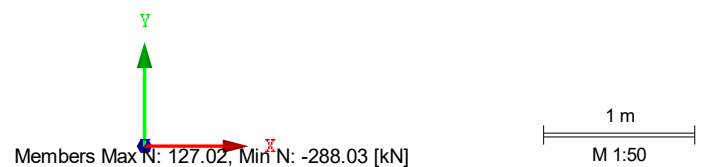
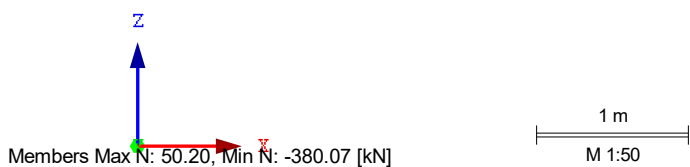
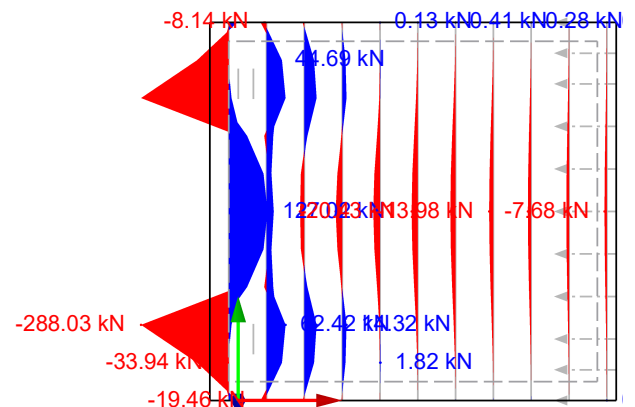
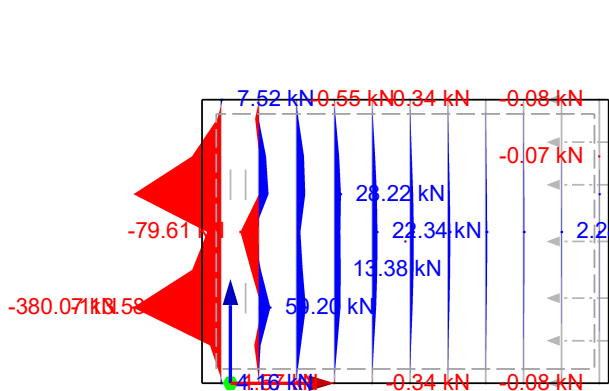
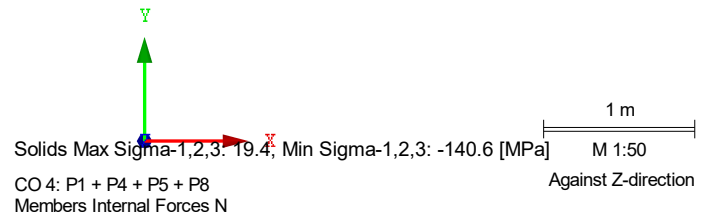
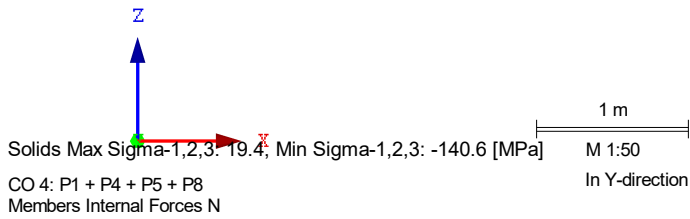
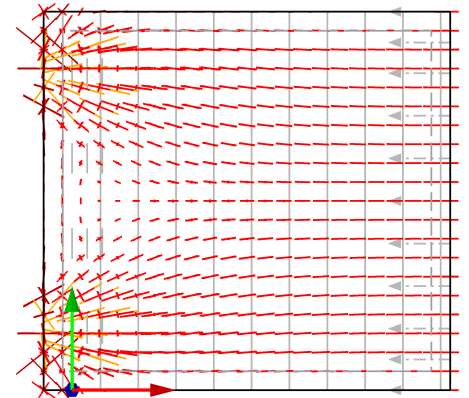
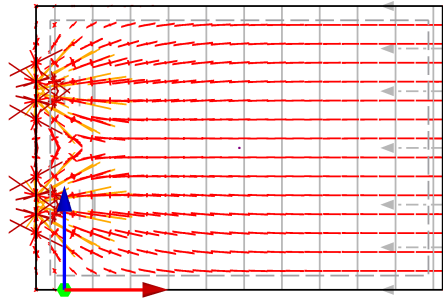
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURIT 1+4+5+8, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAM NORMAALIVOIMA**

CO 4: P1 + P4 + P5 + P8  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

In Y-direction CO 4: P1 + P4 + P5 + P8  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction





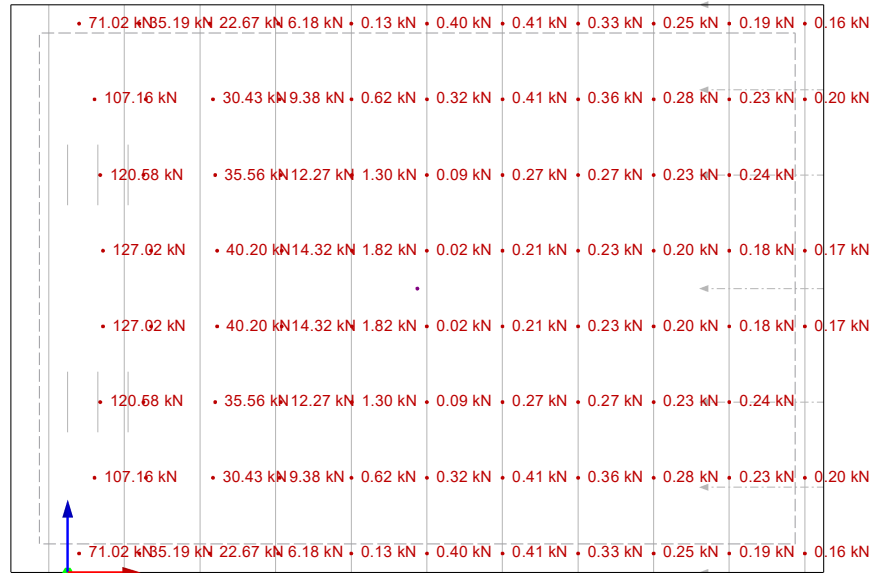
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 1+4+5+8, NORMAALIVOIMAN ARVOT**

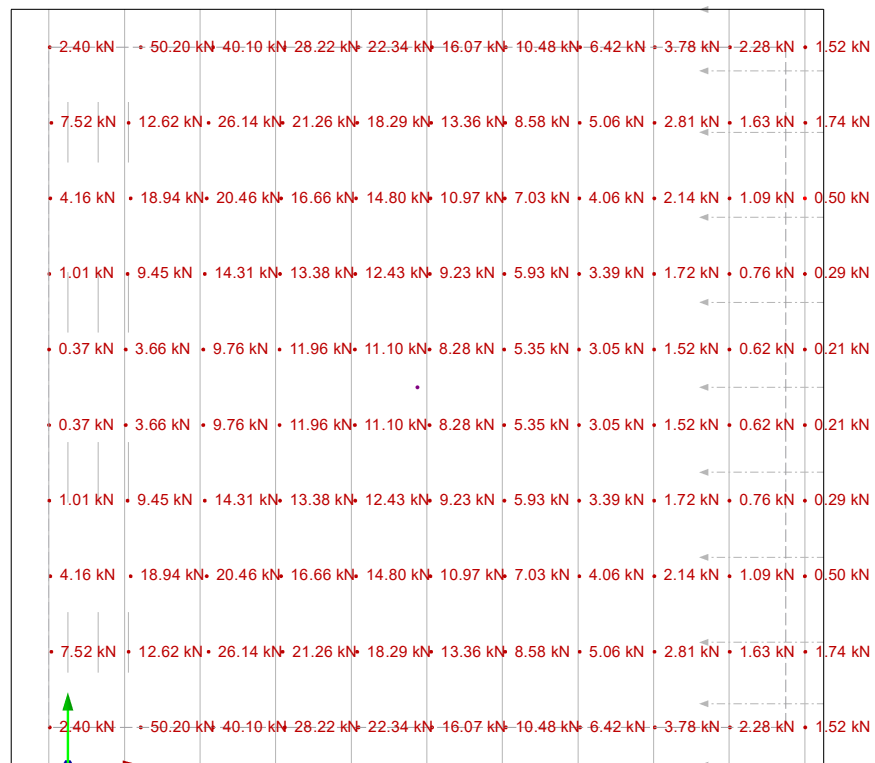
CO 4: P1 + P4 + P5 + P8  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 127.02, Min N: -288.03 [kN]  
CO 4: P1 + P4 + P5 + P8  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 50.20, Min N: -380.07 [kN]

0.5 m  
M 1:25

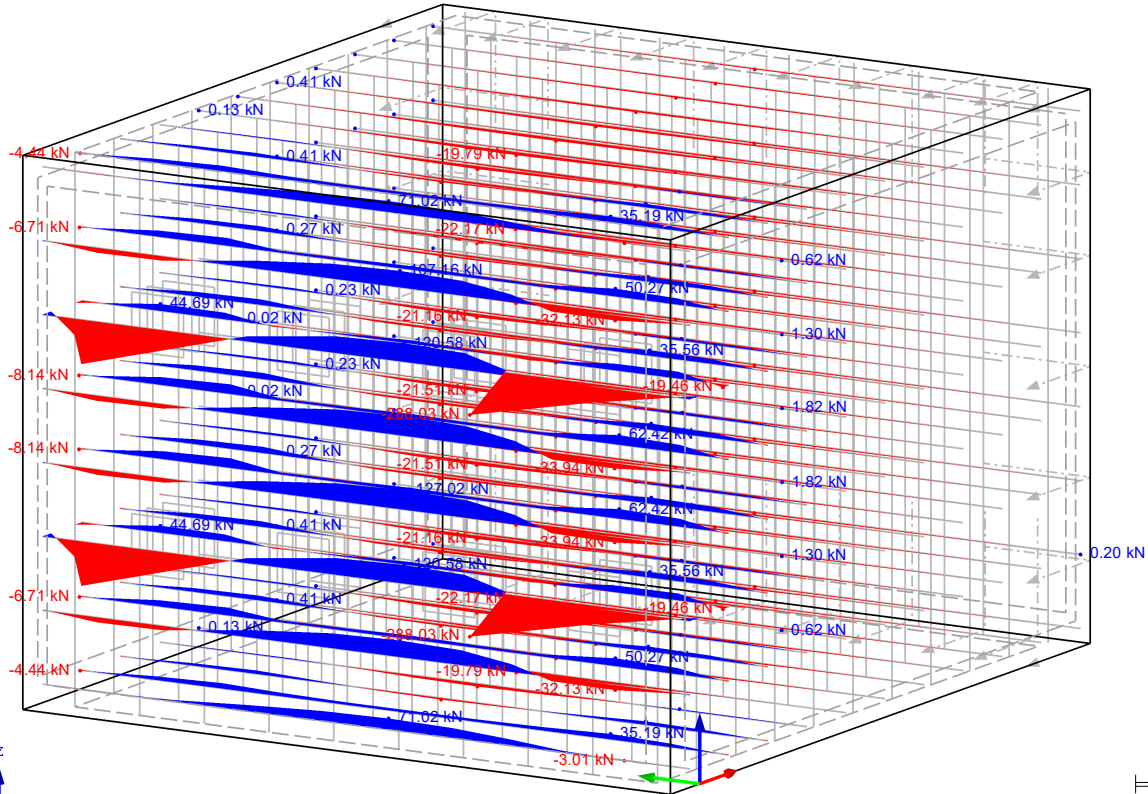


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

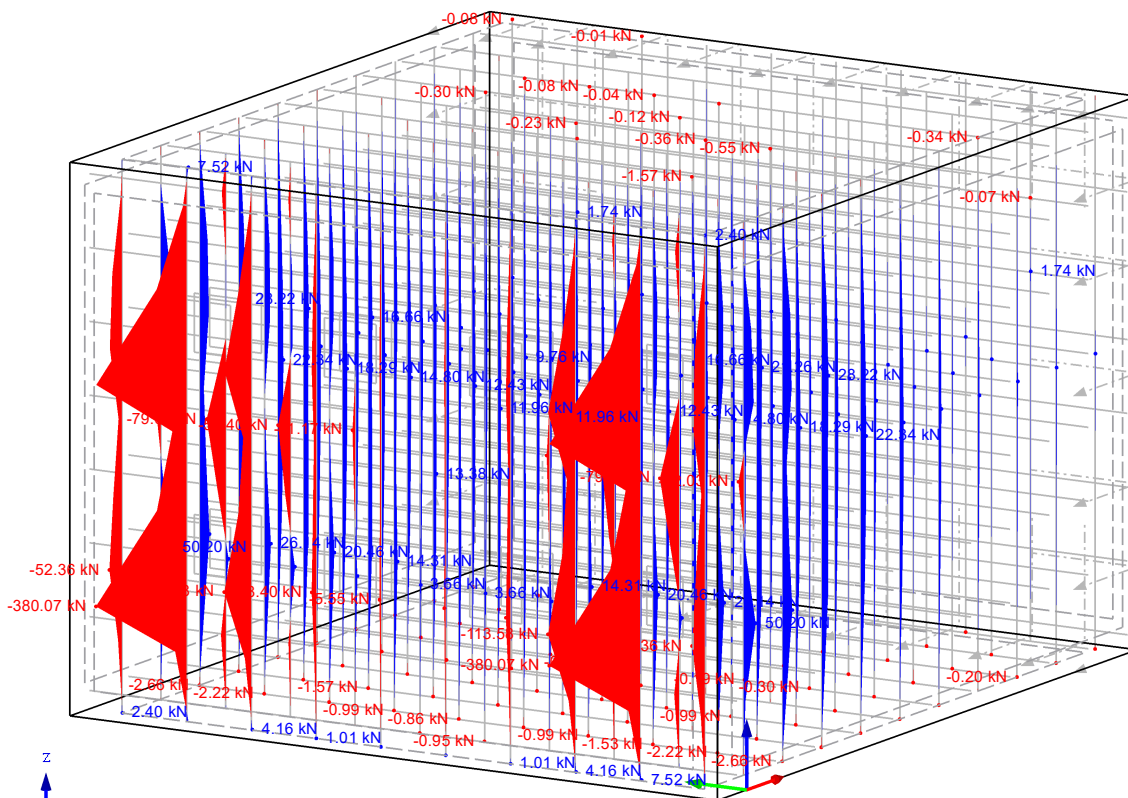
ANKKURIT 1+4+5+8, RESULT BEAM, 3D

Isometric



Max N: 127.02, Min N: -288.03 [kN]

0.5 m  
M 1:25  
Isometric



Max N: 50.20, Min N: -380.07 [kN]

0.5 m  
M 1:25

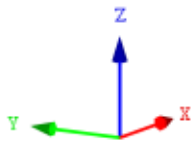
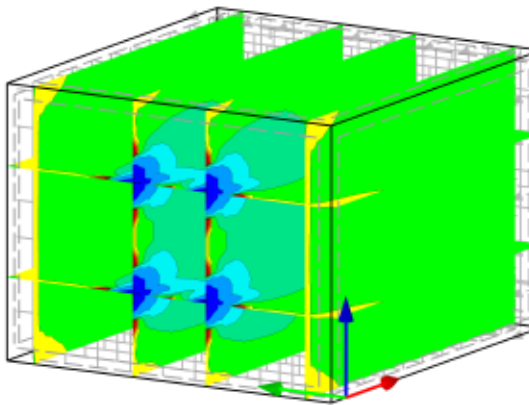
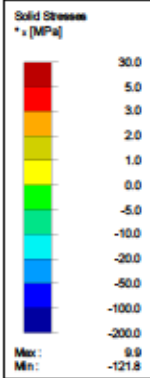


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

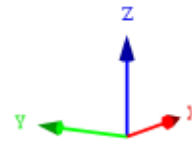
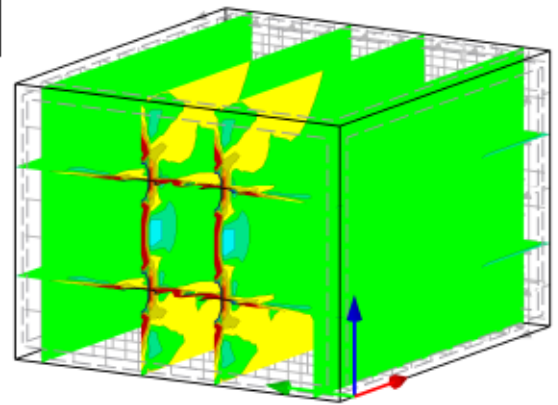
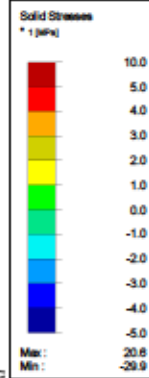
### ANKKURIT 2+3+6+7, JÄNNITYKSET, 3D

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7



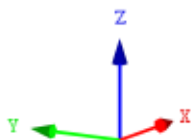
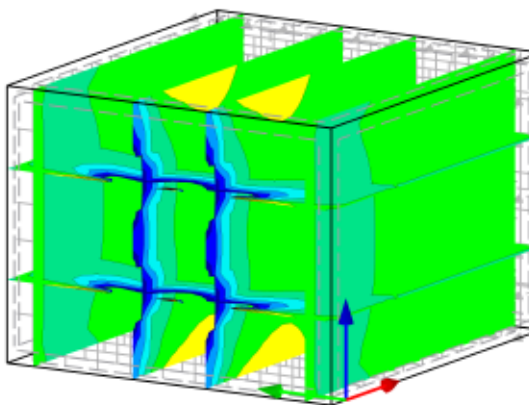
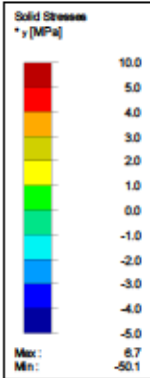
1 m  
M 1:50

Isometric CO 8: P2 + P3 + P6 + P7



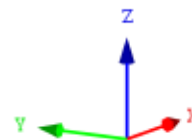
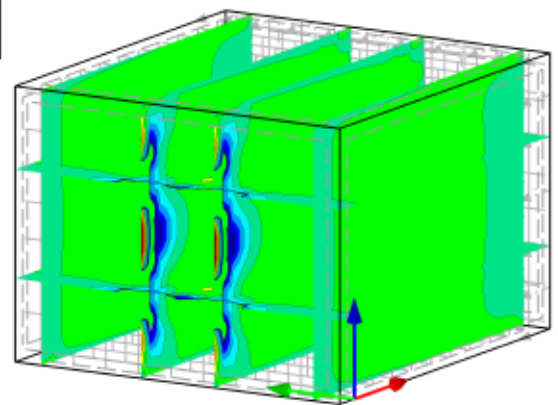
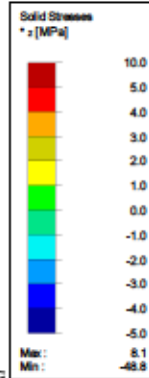
1 m  
M 1:50

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7



1 m  
M 1:50

Isometric CO 8: P2 + P3 + P6 + P7



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikkiti, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

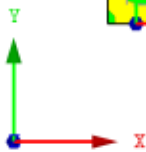
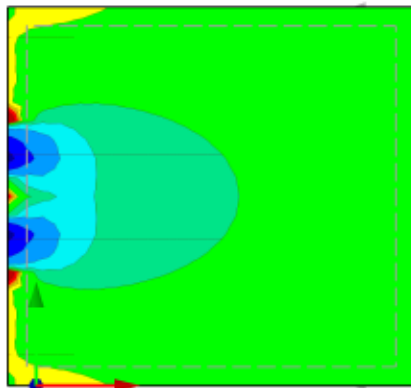
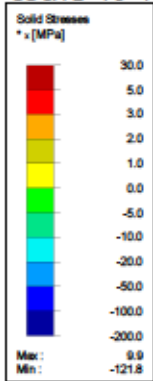
### ANKKURIT 2+3+6+7, JÄNNITYKSET, TASO XY

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

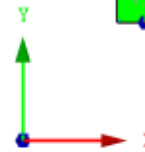
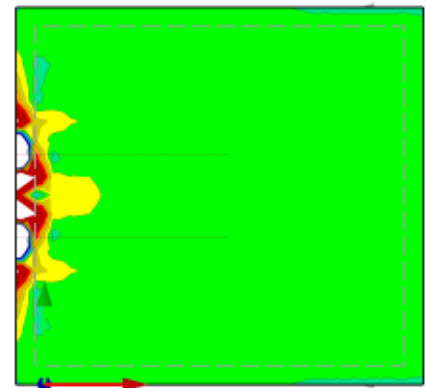
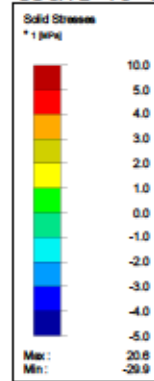
Against Z-direction

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

Against Z-direction



1 m  
M 1:50



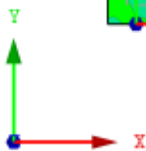
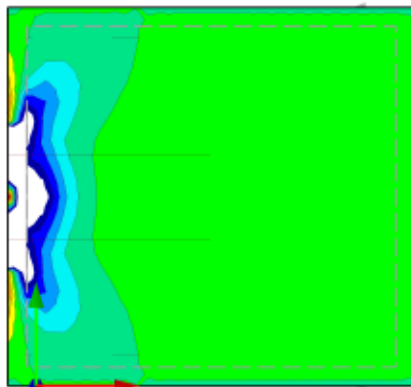
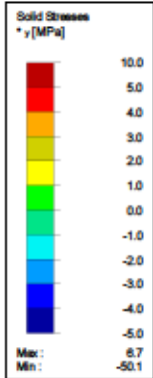
1 m  
M 1:50

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

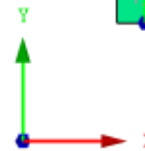
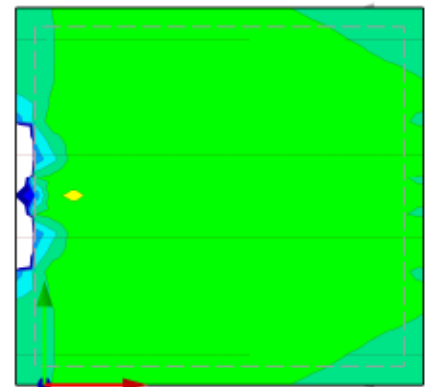
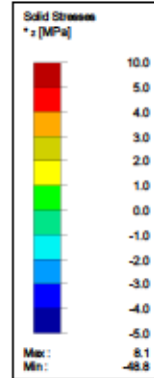
Against Z-direction

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

Against Z-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikkiti, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

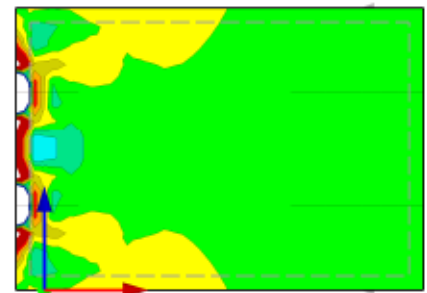
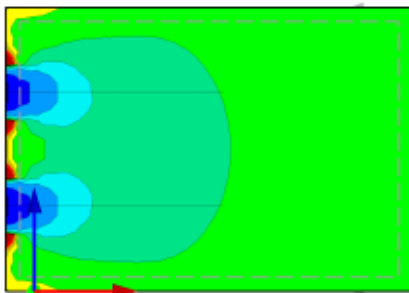
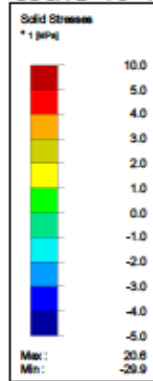
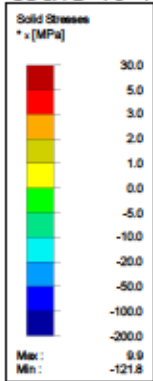
ANKKURIT 2+3+6+7, JÄNNITYKSET, TASO XZ

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

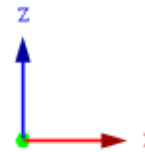
In Y-direction

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

In Y-direction



1 m  
M 1:50



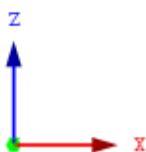
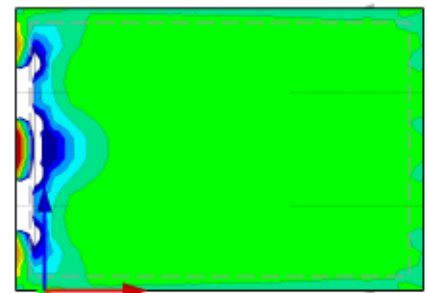
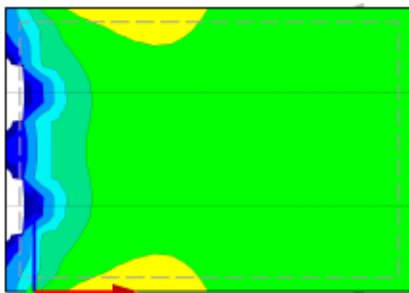
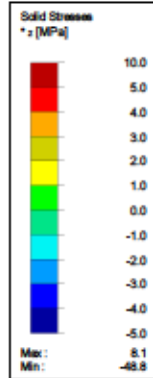
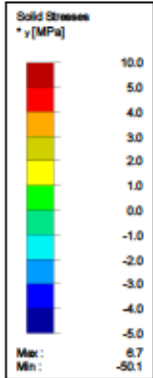
1 m  
M 1:50

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

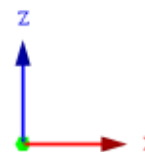
In Y-direction

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7

In Y-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

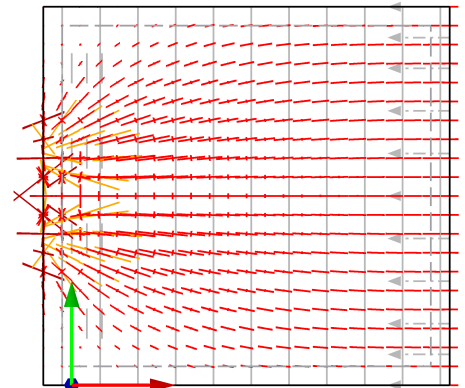
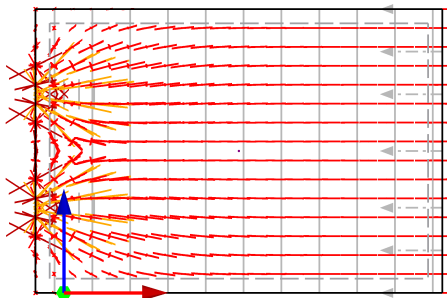
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURIT 2+3+6+7, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAM NORMAALIVOIMA**

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

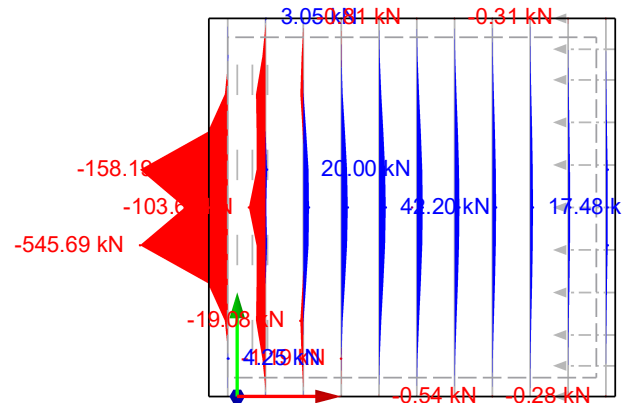
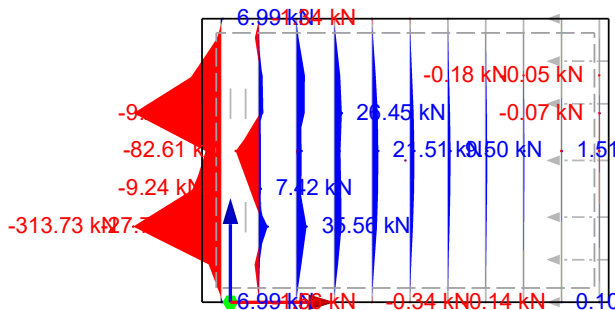
In Y-direction CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction



Solids Max Sigma-1,2,3: 20.8; Min Sigma-1,2,3: -140.5 [MPa]  
CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Members Internal Forces N  
M 1:50  
In Y-direction

Solids Max Sigma-1,2,3: 20.8; Min Sigma-1,2,3: -140.5 [MPa]  
CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Members Internal Forces N  
M 1:50  
Against Z-direction



Members Max N: 35.56; Min N: -313.73 [kN]  
M 1:50

Members Max N: 42.20; Min N: -545.69 [kN]  
M 1:50



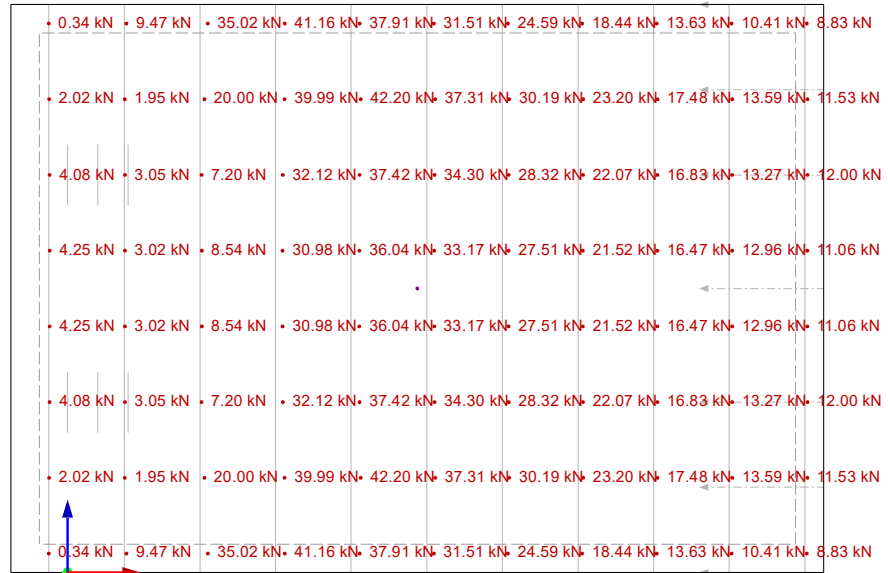
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURI 2+3+6+7, NORMAALIVOIMAN ARVOT**

CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 42.20, Min N: -545.69 [kN]  
CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Members Internal Forces N

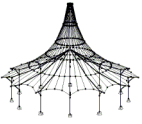
0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 35.56, Min N: -313.73 [kN]

0.5 m  
M 1:25





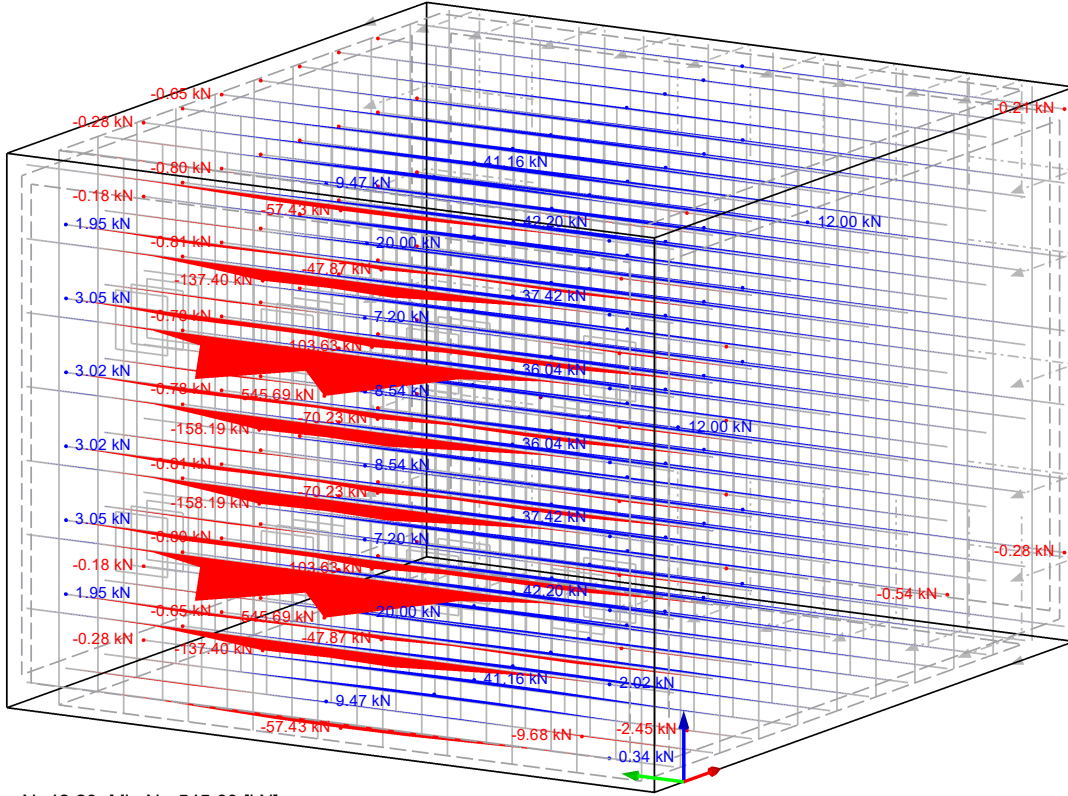
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURIT 2+3+6+7, RESULT BEAM, 3D**

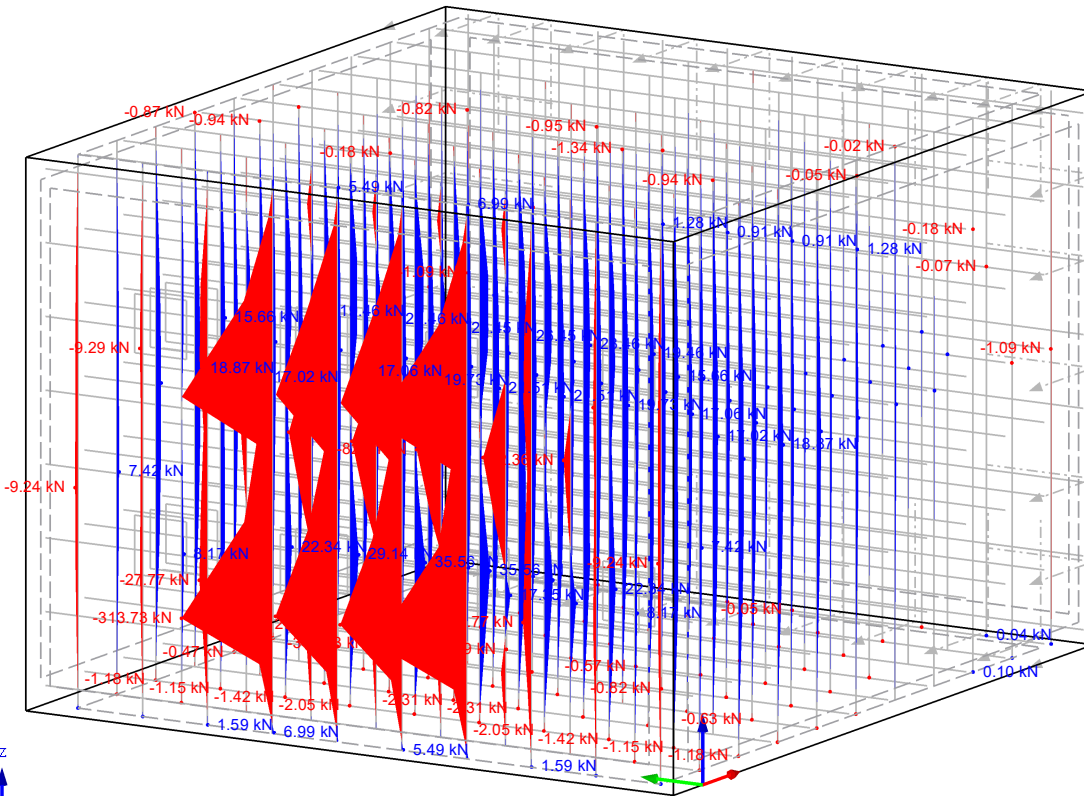
CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Members Internal Forces N

Isometric



Members  $\uparrow$  Max N: 42.20, Min N: -545.69 [kN]  
CO 8: P2 + P3 + P6 + P7  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Isometric



Members  $\uparrow$  Max N: 35.56, Min N: -313.73 [kN]

0.5 m  
M 1:25

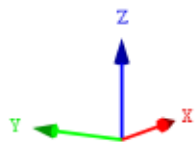
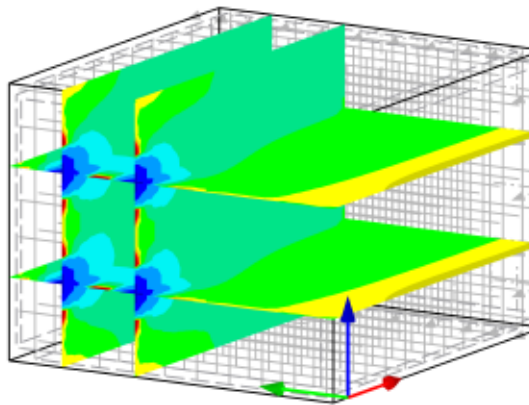
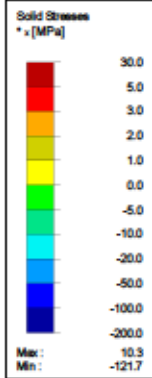


Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

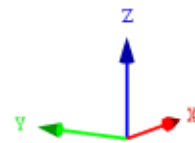
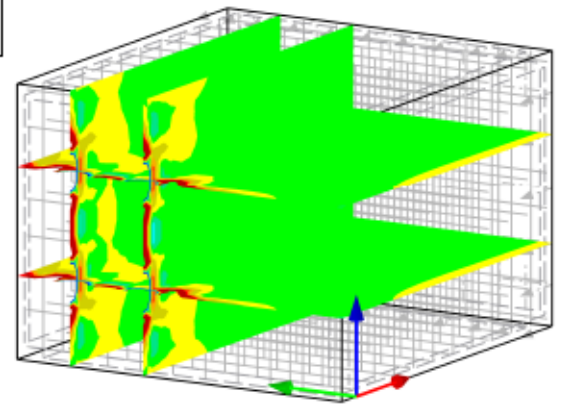
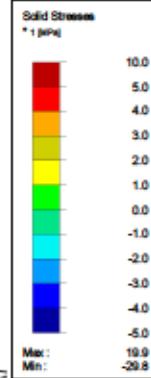
### ANKKURIT 1+2+5+6, JÄNNITYKSET, 3D

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6



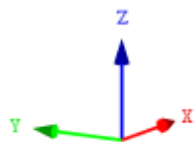
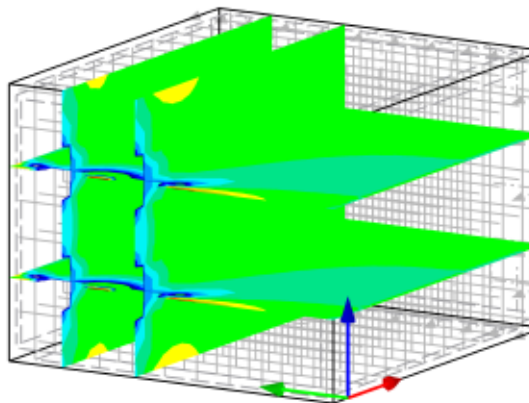
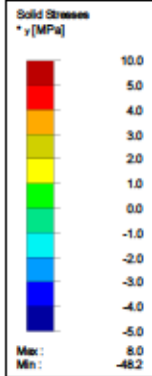
1 m  
M 1:50

Isometric CO 5: P1+ P2 + P5 + P6



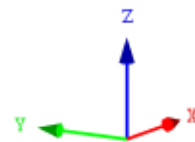
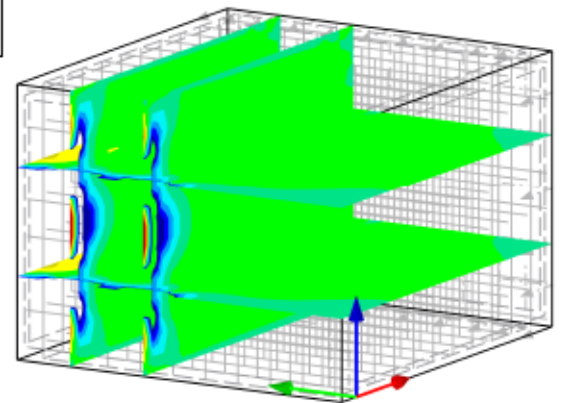
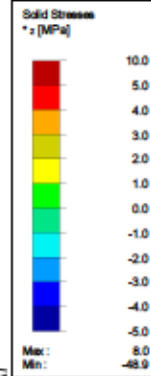
1 m  
M 1:50

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6



1 m  
M 1:50

Isometric CO 5: P1+ P2 + P5 + P6



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

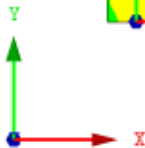
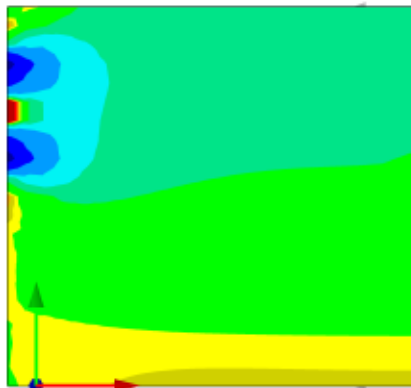
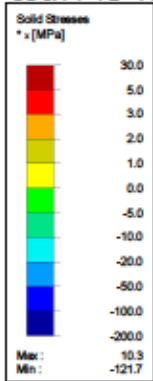
### ANKKURIT 1+2+5+6, JÄNNITYKSET, TASO XY

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

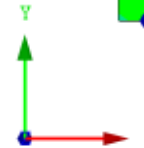
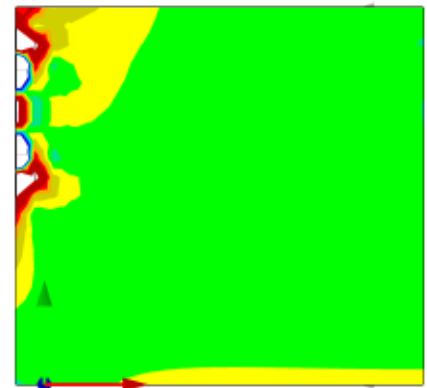
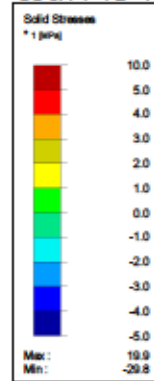
Against Z-direction

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

Against Z-direction



1 m  
M 1:50



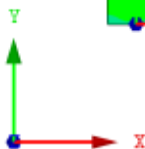
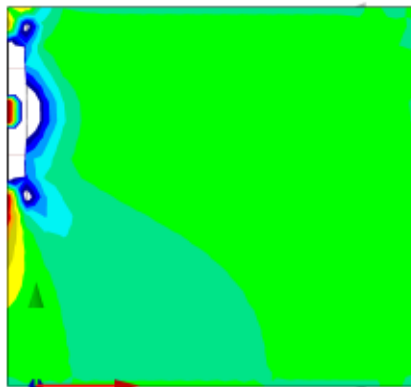
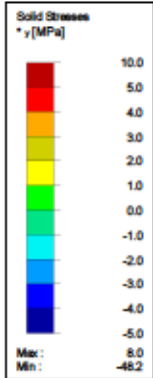
1 m  
M 1:50

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

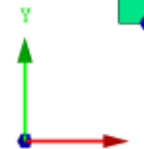
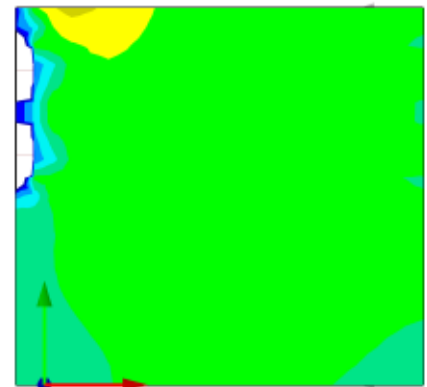
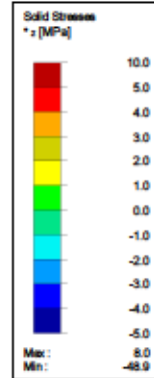
Against Z-direction

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

Against Z-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

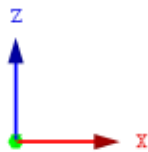
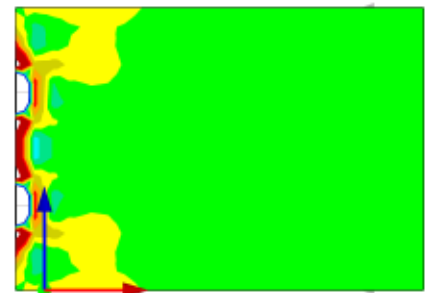
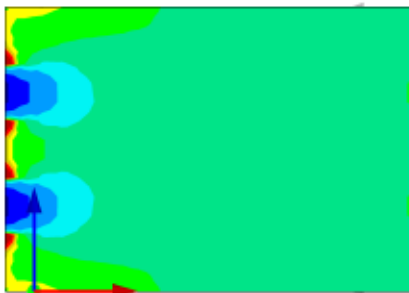
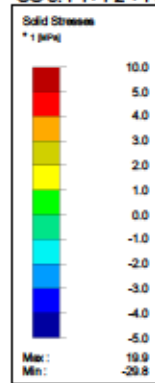
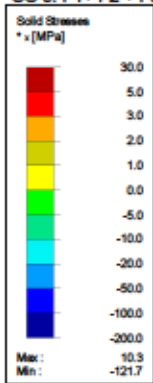
### ANKKURIT 1+2+5+6, JÄNNITYKSET, TASO XZ

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

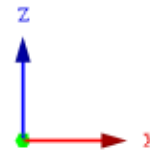
In Y-direction

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

In Y-direction



1 m  
M 1:50



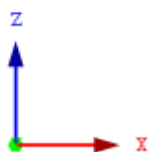
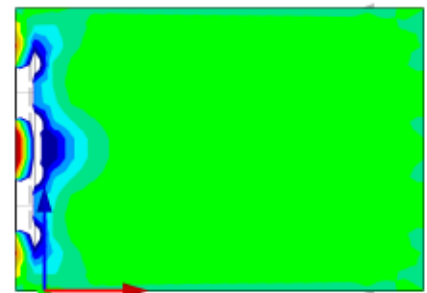
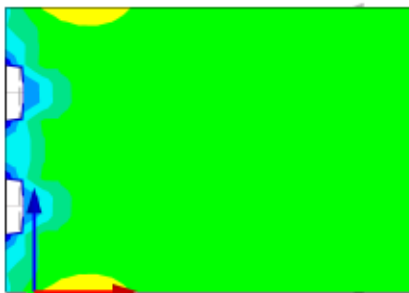
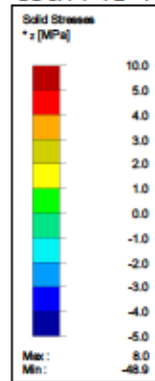
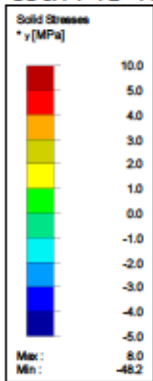
1 m  
M 1:50

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

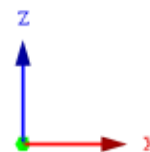
In Y-direction

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6

In Y-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

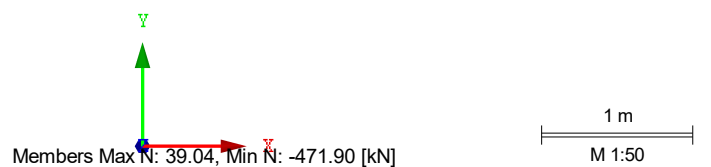
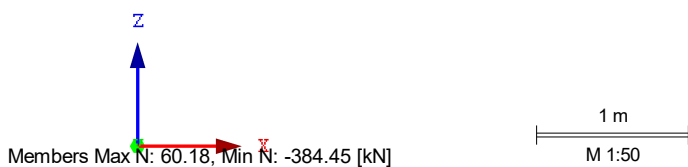
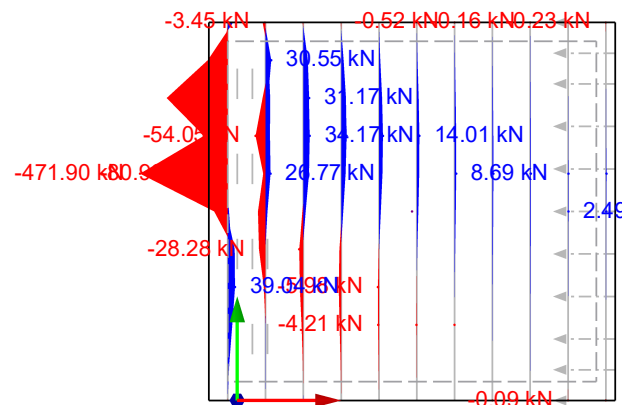
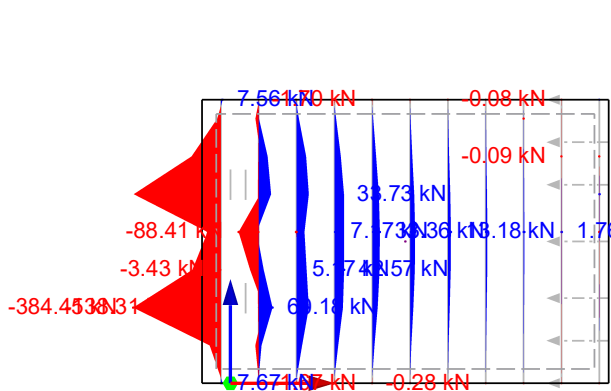
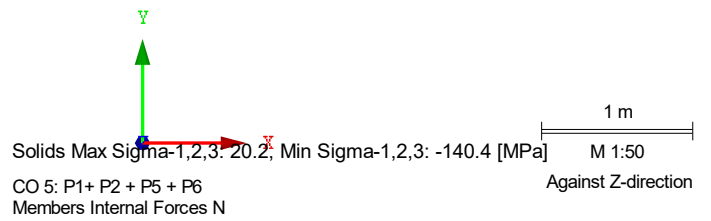
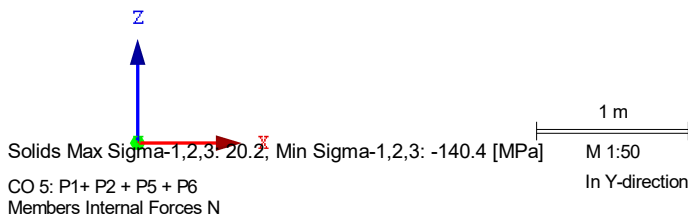
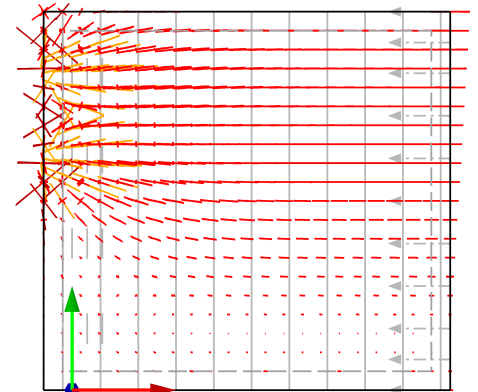
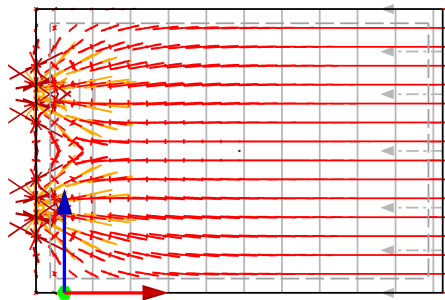
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURIT 1+2+5+6, TRAJEKTORIT JA RESULT BEAM NORMAALIVOIMA**

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

In Y-direction CO 5: P1+ P2 + P5 + P6  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction





Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

ANKKURI 1+2+5+6, NORMAALIVOIMAN ARVOT

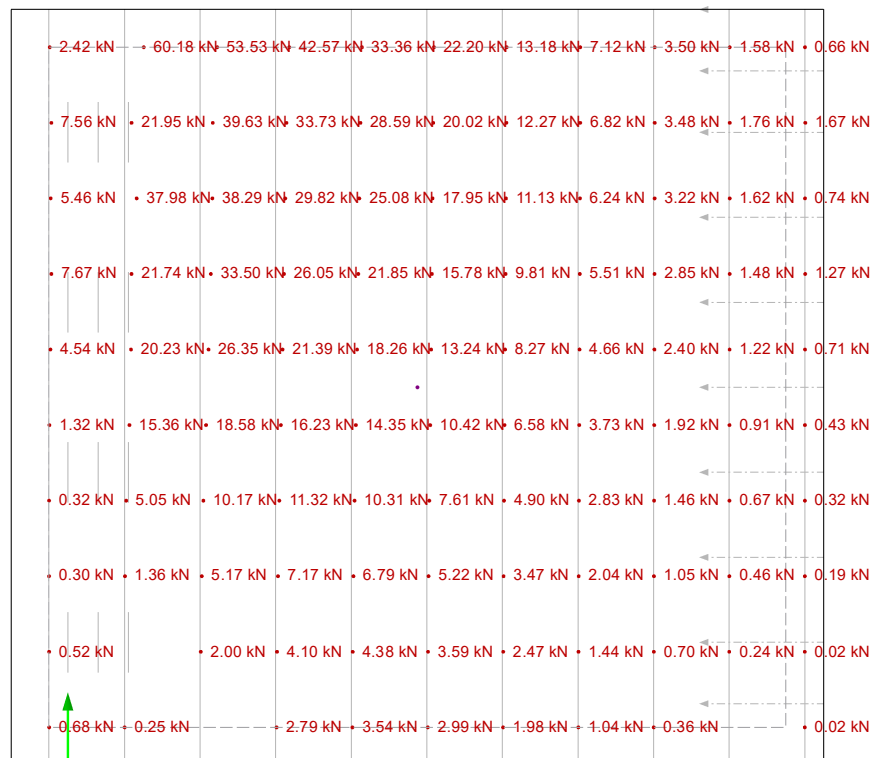
CO 5: P1+ P2 + P5 + P6  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 39.04, Min N: -471.90 [kN]  
CO 5: P1+ P2 + P5 + P6  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 60.18, Min N: -384.45 [kN]

0.5 m  
M 1:25



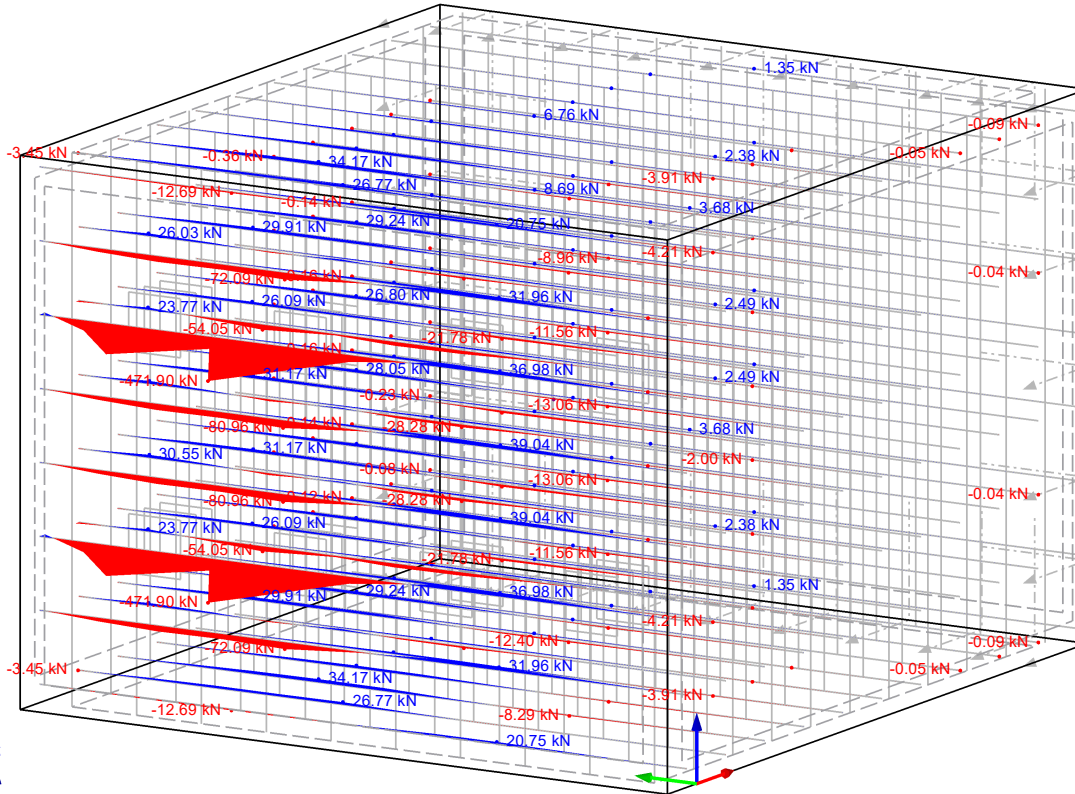
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ANKKURIT 1+2+5+6, RESULT BEAM, 3D

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6  
Members Internal Forces N

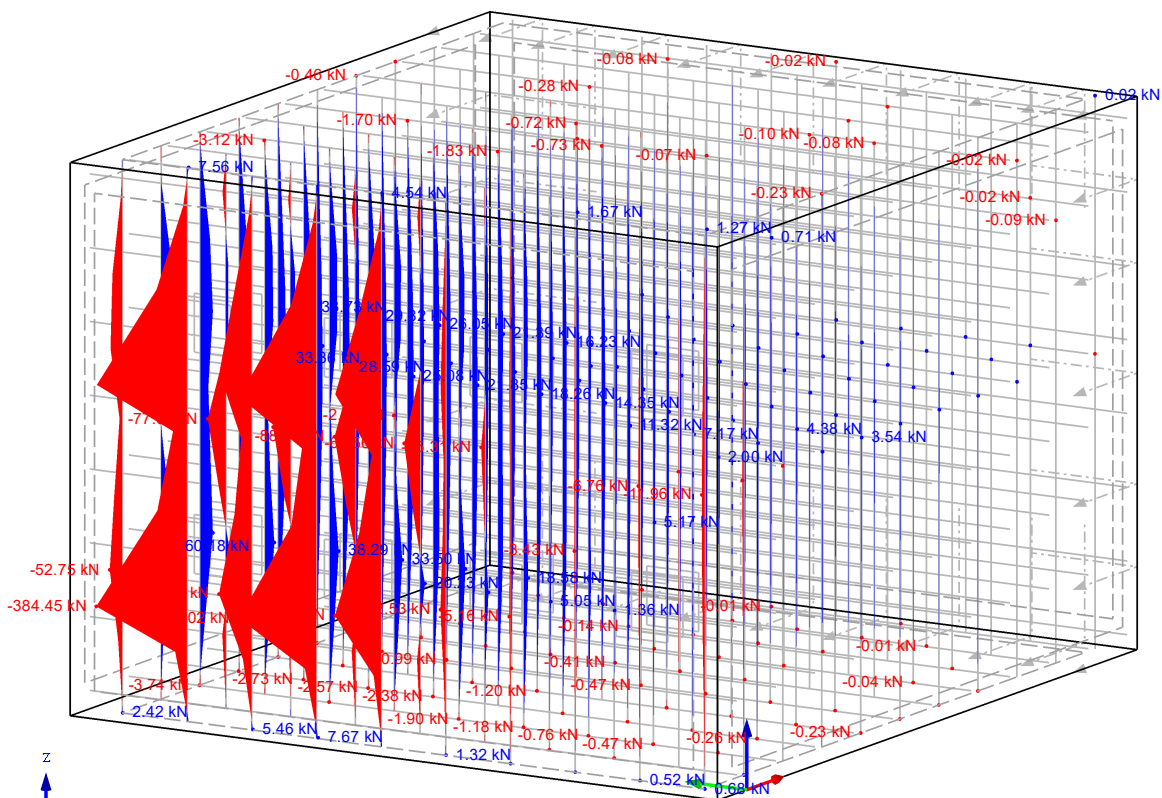
Isometric



Members Max N: 39.04, Min N: -471.90 [kN]

CO 5: P1+ P2 + P5 + P6  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Isometric



Members Max N: 60.18, Min N: -384.45 [kN]

0.5 m  
M 1:25



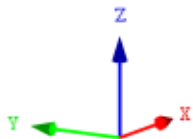
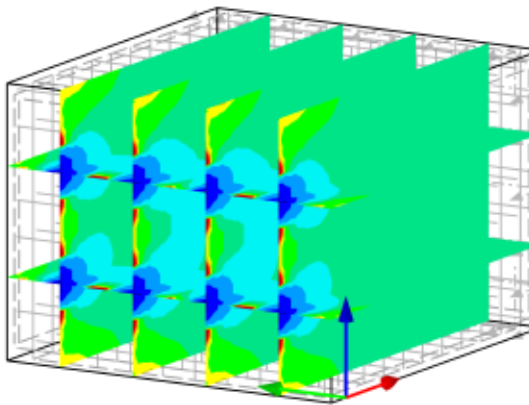
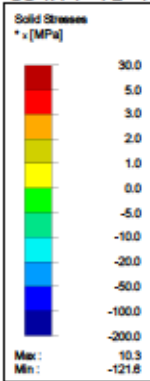
Project: Diplomiyo

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

### ANKKURIT 1-8. JÄNNITYKSET, 3D

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

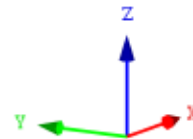
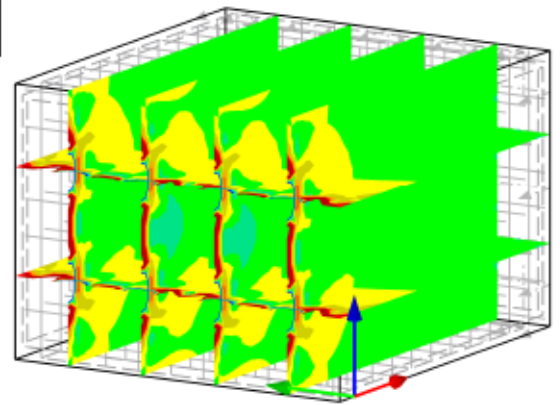
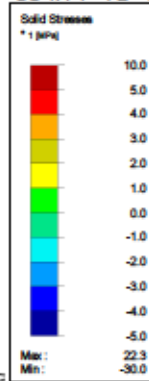
Isometric



1 m  
M 1:50

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

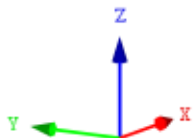
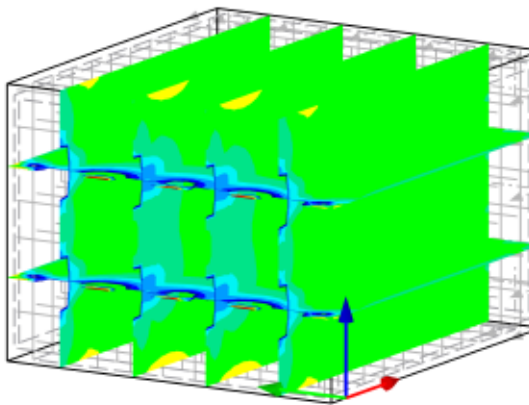
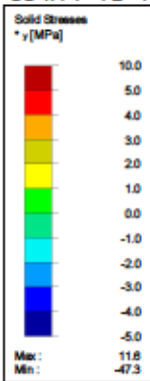
Isometric



1 m  
M 1:50

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

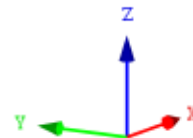
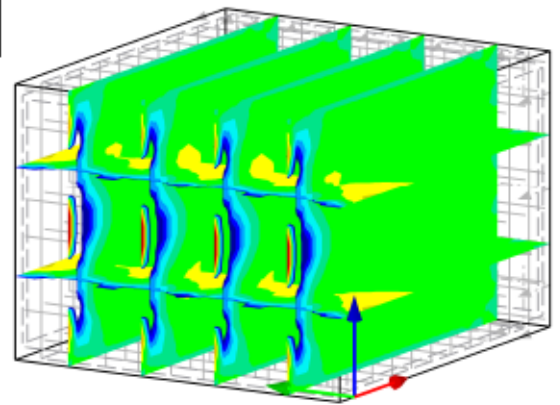
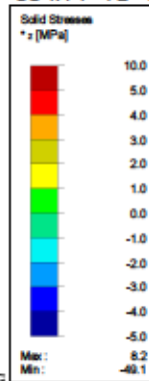
Isometric



1 m  
M 1:50

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

Isometric



1 m  
M 1:50





Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

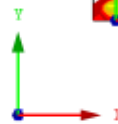
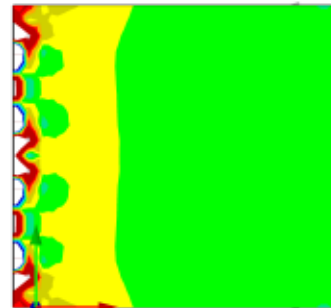
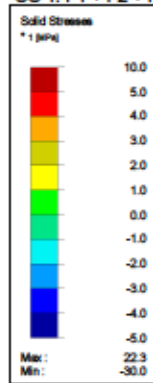
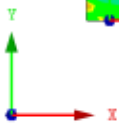
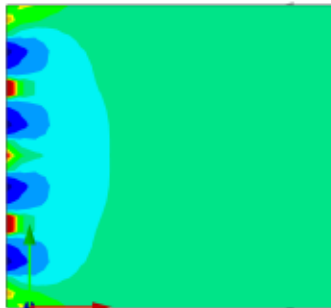
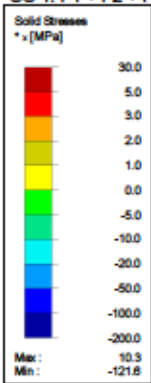
### ANKKURIT 1-8. JÄNNITYKSET, TASO XY

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

Against Z-direction

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

Against Z-direction



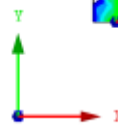
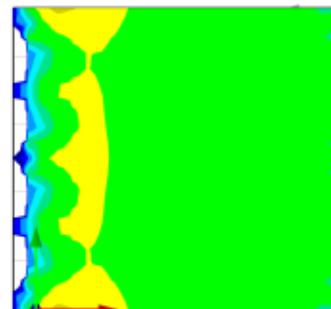
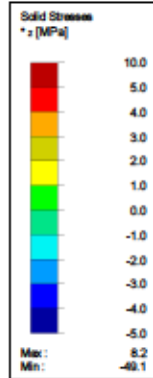
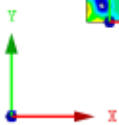
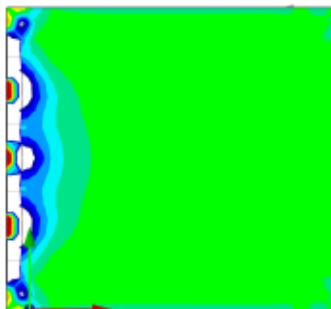
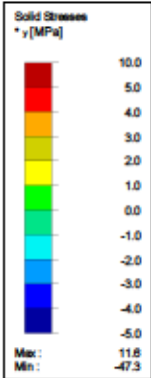
1 m  
M 1:50

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

Against Z-direction

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

Against Z-direction



1 m  
M 1:50

1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

Model: Ankkuripaikkit, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

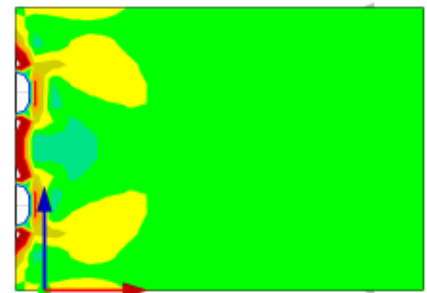
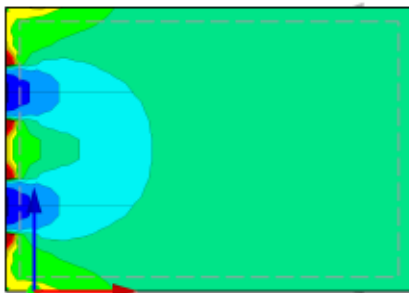
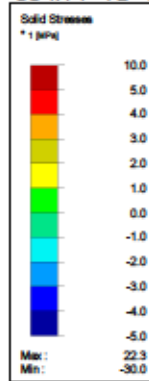
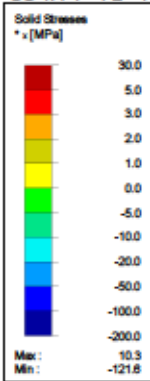
### ANKKURIT 1-8. JÄNNITYKSET, TASO XZ

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

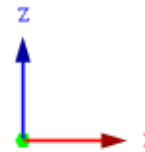
In Y-direction

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

In Y-direction



1 m  
M 1:50



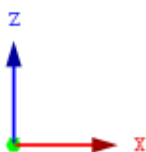
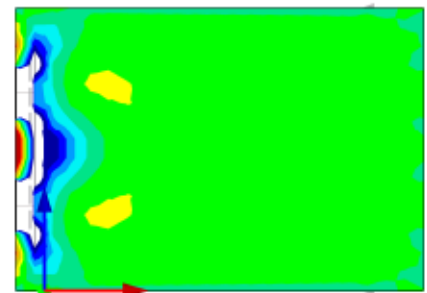
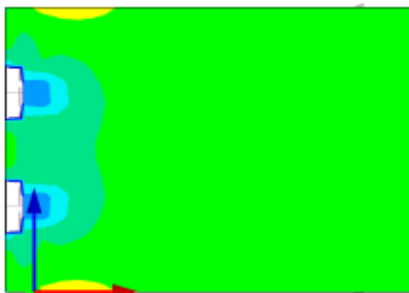
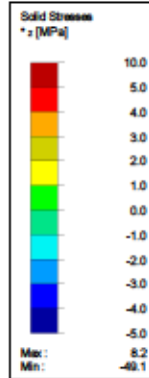
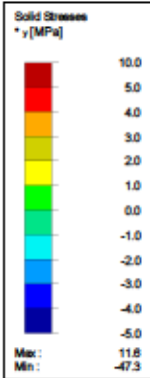
1 m  
M 1:50

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

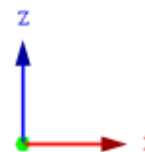
In Y-direction

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8

In Y-direction



1 m  
M 1:50



1 m  
M 1:50



Project: Diplomityö

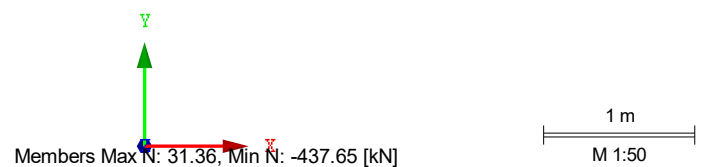
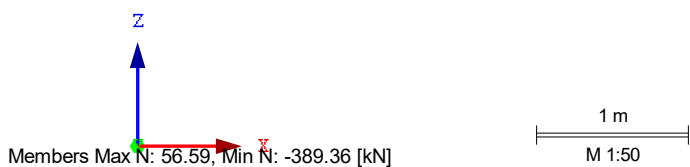
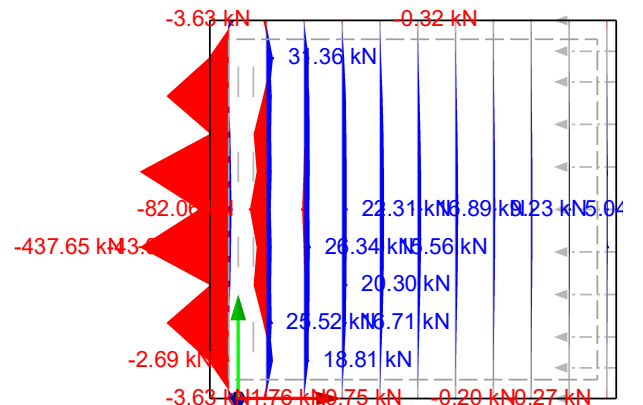
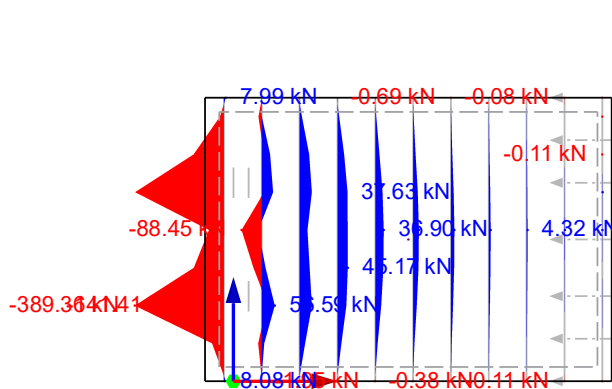
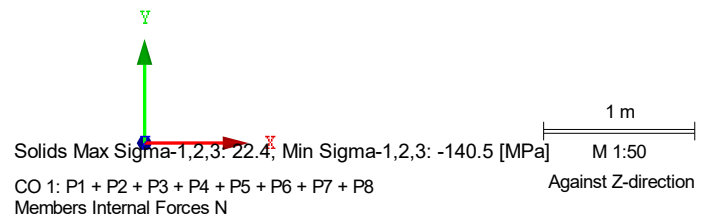
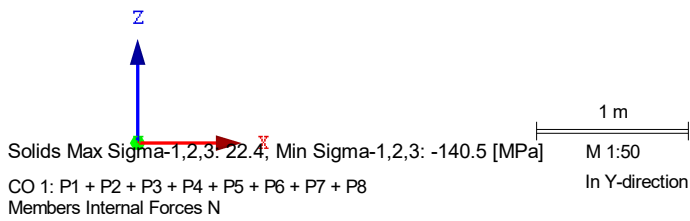
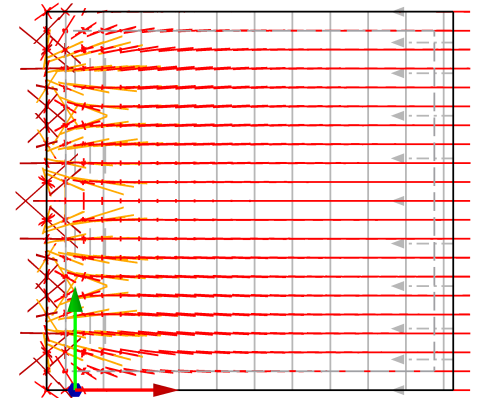
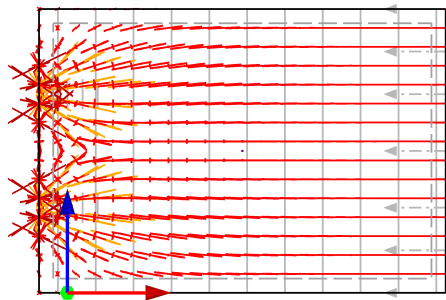
Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURIT 1-8. TRAJEKTORIT JA RESULT BEAM NORMAALIVOIMA**

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

In Y-direction CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8  
Solids Solid Stresses Sigma-1,2,3

Against Z-direction





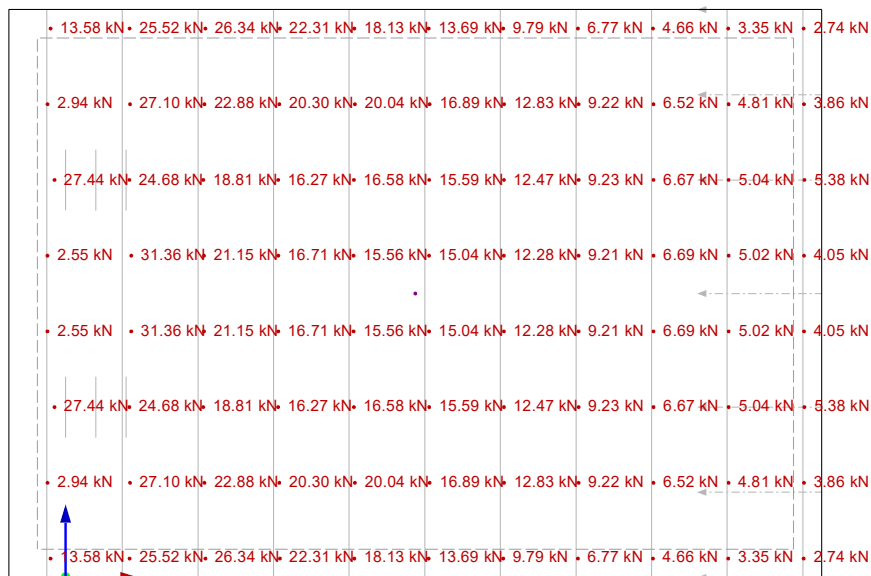
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

■ ANKKURI 1-8, NORMAALIVOIMAN ARVOT

CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8  
Members Internal Forces N

In Y-direction



Members Max N: 31.36, Min N: -437.65 [kN]  
CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Against Z-direction



Members Max N: 56.59, Min N: -389.36 [kN]

0.5 m  
M 1:25



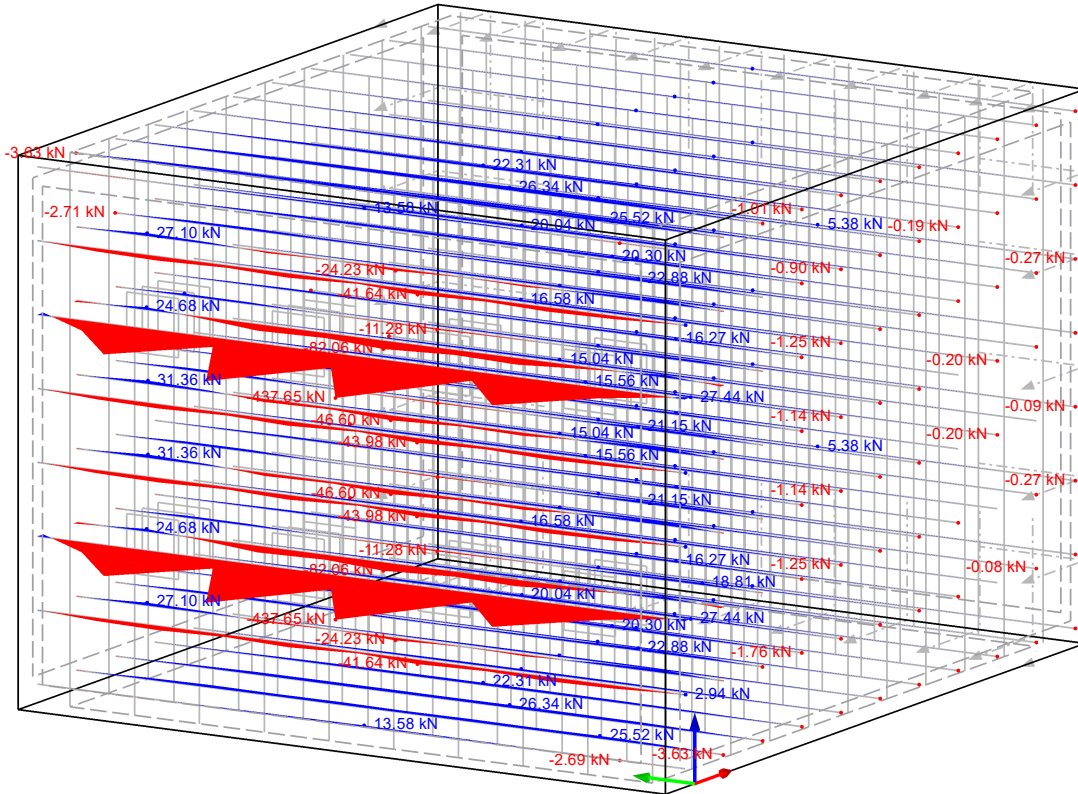
Project: Diplomityö

Model: Ankkuripalkki, x-aks, 1.5x2 epäk.0mm - ...

**ANKKURIT 1-8, RESULT BEAM, 3D**

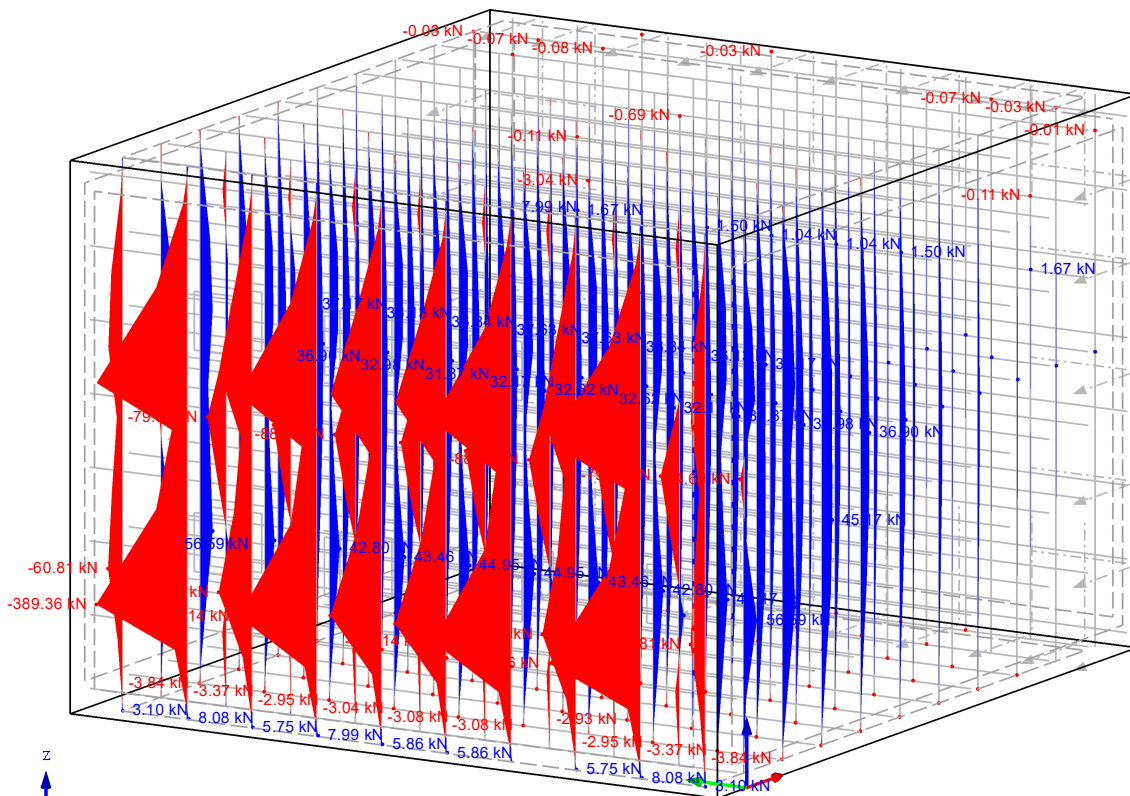
CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8  
Members Internal Forces N

Isometric



Members  $\uparrow$  Max N: 31.36, Min N: -437.65 [kN]  
CO 1: P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8  
Members Internal Forces N

0.5 m  
M 1:25  
Isometric



Members  $\uparrow$  Max N: 56.59, Min N: -389.36 [kN]

0.5 m  
M 1:25