

**SAVONIA**

ammattikorkeakoulu

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO  
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

# SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITUS EUROKOODIEN MUKAAN

TEKIJÄ Antti Heinonen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma	
Työn tekijä(t) Antti Heinonen	
Työn nimi Seinämäisen palkin mitoitus eurokoodien mukaan	
Päiväys 15.05.2023	Sivumäärä/Liitteet 97/2
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky, Pasi Hakkarainen	
<p>Tiivistelmä</p> <p>Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli perehtyä yksiaukkoisen seinämäisen palkin mitoittamiseen eurokoodien mukaan. Opinnäytetyön lopputuloksena oli tarkoitus tuottaa Rakennussuunnittelutoimisto Turunen &amp; Räisänen Ky:lle mitoituspohjat yksiaukkoisten seinämäisten palkkien mitoittamista varten.</p> <p>Opinnäytetyössä tutustuttiin seinämäisiä palkkeja koskeviin eurokoodeihin, käytettyihin materiaaleihin, rakenteeseen kohdistuviin kuormiin ja kuormitusyhdistelmiin sekä seinämäisen palkin määritelmään ja mitoittamisen teoriaan. Teorian pohjalta on tehty seinämäisen palkin mitoitus esimerkki. Mitoitus esimerkin tuloksia on verrattu FEM-Design 3D Structure -ohjelman antamiin mitoitus tuloksiin.</p> <p>Työn tuloksena tilaajalle tuotettiin tavoitteen mukaiset mitoitus pohjat yksiaukkoisten seinämäisten palkkien mitoittamiseen. Mitoitus pohjat antavat tilaajalle yhdenmukaiset sekä suunnittelua helpottavan ja nopeuttavan työkalun. Lisäksi mitoitus pohjista saatavat tulosteet toimivat virallisina dokumentteina esimerkiksi tilaajalle tai rakennusvalvontaan.</p>	
Avainsanat Seinämainen palkki, teräsbetoni, eurokoodi, rakennesuunnittelu	

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Degree Programme in Civil Engineering	
Author(s) Antti Heinonen	
Title of Thesis Design of a Reinforced Deep beam According to Eurocodes	
Date 17.04.2023	Pages/Appendices 97/2
Client Organisation /Partners Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky, Mr Pasi Hakkarainen	
<p>Abstract</p> <p>The purpose of this thesis was to study the dimensioning of a single-span deep beam according to Eurocodes. The aim was to produce dimensioning templates for the design of a single-span deep beam for Rakennussuunnittelutoimisto Turunen &amp; Räisänen Ky.</p> <p>Eurocodes concerning deep beams, materials used in deep beams as well as the loads and load combinations affecting the structure were studied. In addition, the definition of a deep beam and the theory of dimensioning were discussed. Based on the theory, an example of the dimensioning of the deep beam was made. The results of the dimensioning example were compared with the results of FEM-Design 3D Structure program.</p> <p>As a result of the work, the client was provided with target dimensioning templates for single-span deep beam dimensioning. The dimensioning templates give the client a uniform and facilitating dimensioning tool that accelerates the process. In addition, the output from the dimensioning templates works as official documents, for example for the client or the building department.</p>	
<p>Keywords</p> <p>Deep beam, reinforced concrete, Eurocode, structural engineering</p>	

## SISÄLTÖ

1	JOHDANTO .....	6
2	EUROKOODIT YLEISESTI .....	7
2.1	Rajatilamitoitus .....	8
2.2	Murtorajatilat .....	8
2.3	Käyttöraajatilat .....	9
3	SEINÄMÄISESSÄ PALKISSA KÄYTETTÄVÄT MATERIAALIT .....	10
3.1	Betoni .....	10
3.1.1	Materiaaliominaisuudet .....	11
3.2	Raudoitteet .....	12
3.3	Betonin ja teräksen mitoitusarvot .....	15
3.4	Säilyvyysvaatimukset .....	16
3.5	Raudoituksen betonipeite .....	18
4	RAKENTEIDEN KUORMAT .....	19
4.1	Pysyvät kuormat .....	19
4.2	Muuttuvat kuormat .....	19
4.2.1	Hyötykuormat .....	19
4.2.2	Lumikuorma .....	20
4.3	Seuraamusluokat .....	23
4.4	Kuormitusyhdistelmät .....	24
5	SEINÄMÄISET PALKIT .....	26
5.1	Määritelmä .....	26
5.2	Seinämäiset palkit asuinkerrostaloissa .....	28
5.3	Mitoitustavat .....	29
5.3.1	Elementtimenetelmä .....	29
5.3.2	Ristikkomenetelmä .....	30
6	RISTIKKOMALLI .....	31
7	RISTIKKOMALLIN LUONTI .....	33
7.1	Perussäännöt .....	34
7.2	Puristussauvat .....	36
7.3	Vetosauvat .....	39
7.4	Solmut .....	42

7.4.1	Puristussolmut .....	43
7.4.2	Puristus-vetosolmut.....	46
7.5	Mitoitusarvot puristusjännityksille .....	48
7.6	Sisäinen momenttivarsi.....	50
7.7	Pääraudoituksen ankkurointi .....	53
7.8	Verkkoraudoite .....	60
8	SEINÄMÄISEN PALKIN REI'ITTÄMINEN .....	62
9	MITOITUS.....	64
9.1	Mitoitusesimerkki ristikkomenetelmällä.....	64
9.2	Mitoitusesimerkki FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla .....	72
9.2.1	Mitoitusesimerkki palkkimallina FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla.....	72
9.2.2	Mitoitusesimerkki kuorimallina FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla.....	83
9.3	Yhteenveto.....	89
10	POHDINTA .....	91
	LÄHTEET.....	93
	LIITE 1: TASAISESTI KUORMITETUN YKSIAUKKOISEN SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITUSPOHJA (SALATTU) .....	97
	LIITE 2: AUKOLLISEN YKSIAUKKOISEN SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITUSPOHJA (SALATTU) .....	97

## 1 JOHDANTO

Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky on kuopiolainen rakennesuunnittelutoimisto, joka on perustettu vuonna 1970. Yritys tuottaa rakenne-, rakennus- ja arkkitehtisuunnittelu palveluja ja on toteuttanut yli kuusituhatta toimeksiantoa. Työntekijöitä yrityksessä on 15 henkilöä. Yrityksen arvoja ovat aikatauluvastuu, asiakaslähtöisyys ja korkealaatuiset suunnitelmat (Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky 2023).

Opinnäytetyö tehdään osana yrityksen kehitystyötä, jonka tavoitteena on kehittää yrityksen käyttöön laskentapohjia. Laskentapohja tehdään Excel-taulukkolaskentaohjelmaan. Laskentapohjan tarkoituksena on helpottaa ja nopeuttaa suunnitteluprosessia seinämäisten palkkien osalta. Laskentapohjasta tehdään yksinkertainen ja helppokäyttöinen. Tilaaja saa yhtenäisen laskentapohjan yrityksen käyttöön, jota voi käyttää virallisena dokumenttina. Laskentatulokset voi esittää esimerkiksi tilaajalle ja rakennusvalvontaan.

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tutustua seinämäisten palkkien mitoittamiseen eurokoodien mukaan ja tuottaa tilaajalle laskentapohja. Opinnäytetyön tuotos antaa tilaajalle laskentapohjan, jota työntekijät pystyvät käyttämään mitoittaessaan seinämäisiä palkkeja. Opinnäytetyö on rajattu yksiaukkoiisiin seinämäisiin palkkeihin.

Opinnäytetyössä esitetään yksiaukkoisen tasaisesti kuormitetun seinämäisen palkin mitoitus esimerkki. Mitoitus esimerkin tuloksia verrataan FEM-Design 3D Structure -ohjelman tuloksiin.

## 2 EUROKOODIT YLEISESTI

Eurooppalainen rakentaminen on standardisoitu eurokoodeilla, jotka ovat suunnittelustandardeja kantaville rakenteille. Eurokoodeissa määritellään rakenteiden suunnittelun ja kuormien periaatteet yksityiskohtiin saakka. Eurokoodien tarkoitus on edistää Euroopan sisäistä kauppaa tuotteiden, suunnittelun, tietomallien ja toteutuksien määrittelyjen osalta. (Rakennustuoteteollisuus RTT ry 2021.)

Ennen eurokoodeja jokaisella maalla oli omat ohjeistukset rakenteiden suunnitteluun. Suomessa rakenteiden suunnittelussa oli käytössä rakentamismääräyskokoelman B-sarja (Rakennustuoteteollisuus RTT ry julkaisuaika tuntematon). Jotta eurokoodeja voidaan käyttää, maassa pitää olla laadituna kansalliset liitteet. Kansallisissa liitteissä määritellään muun muassa maakohtaiset (Rakennustuoteteollisuus RTT ry 2021)

- osavarmuusluvut
- luonnonkuormat
- käyttöikä.

Suomessa kansalliset liitteet ovat laatineet viranomaistahot. Kansalliset liitteet talonrakentamiseen on laatinut ympäristöministeriö ja liikenne- ja viestintäministeriö tie- ja siltarakentamiseen.

Eurokoodeja on kymmenen osaa, jotka sisältävät yhteensä 58 standardia. Julkaisussa SFS-EN 1990: Rakenteiden suunnitteluperusteet-standardissa käsitellään rakennesuunnittelun yleisiä säädöksiä. Standardissa käsitellään vaatimuksia muun muassa rakenteiden luotettavuudelle, säilyvyydelle ja käyttökelpoisuudelle, jotka koskevat suunnittelua (EN1990: Eurocode: Rakenteiden suunnitteluperusteet 2006, 22). Rajatilamitoituksen periaatteet sisältyvät standardiin. Seinämäiset palkit voidaan mitoittaa ristikkomenetelmällä, joka on murtorajatilamitoittamista.

Julkaisu SFS-EN 1991 eli eurokoodi 1 sisältää kymmenen eri standardia, jotka käsittelevät kuormituksia koskevia säännöksiä. Seinämäisen palkin kuormitusten määrittämiseen liittyviä standardeja

- SFS-EN 1991-1-1, Yleiset kuormat: Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat
- SFS-EN 1991-1-2, Yleiset kuormat: Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset
- SFS-EN 1991-1-3, Yleiset kuormat: Lumikuormat
- SFS-EN 1991-1-4, Yleiset kuormat: Tuulikuormat.

Rakenteisiin kohdistuvat kuormat määritellään tapauskohtaisesti, koska rakenteeseen voi kohdistua edellä mainittujen kuormien lisäksi muitakin kuormia.

SFS-EN 1992 eli eurokoodi 2 sisältää neljä eri standardia, jotka käsittelevät betonirakenteiden suunnittelua. Seinämäisten palkkien mitoittamista käsitteleviä standardeja ovat SFS-EN 1992-1-1, jossa esitetään betonirakenteiden suunnittelun säännöt sekä SFS-EN 1992-1-2, jossa esitetään betonirakenteiden palomitoitus. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 esitetään ristikkomenetelmä, joka liittyy seinämäisten palkkien mitoittamiseen.

Eurokoodeja on laadittu myös teräs-, liitto-, puu- muuratuille- ja alumiinirakenteille. Geotekniselle suunnittelulle ja maanjäristysmitoitukselle on myös omat eurokoodinsa.

## 2.1 Rajatilamitoitus

Rajatilamitoitusta käytetään, kun rakenteita mitoitetaan eurokoodeilla. Rajatiloja ovat (Leskelä 2008, 17)

- murtorajatilat
- käyttörajatilat
- palomitoituksen rajatilat
- onnettomuusrajatilat.

Murto- ja käyttörajatiloja on tarkasteltava mitoittaessa eurokoodeilla.

Rajatilamitoituksessa käytettävien rakenne- ja kuormitusmallien pitää perustua tiettyä rajatilaa varten (SFS-EN 1990 2006, 56). Rajatilamitoituksen tarkoituksena on osoittaa, ettei mitään rajatilaa ylitetä käytettäessä asiaankuuluvia mitoitusarvoja.

Rakenteiden toimintaolosuhteet huomioidaan mitoitusilanteiden valinnassa (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 29)

- normaalisti vallitsevat mitoitusilanteet
- tilapäiset mitoitusilanteet
- onnettomuusmitoitusilanteet
- maanjäristysmitoitusilanteet.

Mitoitusilanteista maanjäristysmitoitus tehdään tilaajan edellytyksestä.

Merkitykselliset murto- ja käyttörajatilat on tarkasteltava mitoitettavalle rakenteelle (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 29)

- murtorajatilassa tasapainoa heikentävien kuormien vaikutus on oltava pienempiä tai yhtä suuria kuin tasapainoa parantavien kuormien vaikutus
- kuormien mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin rakenteen kapasiteetin mitoitusarvo
- käyttörajatilassa kuormien mitoitusarvo on oltava pienempiä tai yhtä suuria kuin käyttökelppoisuuskriteerien mukainen rajoittava mitoitusarvo.

## 2.2 Murtorajatilat

Murtorajatiloiksi luokitellaan tilanteet, jossa on vaarassa ihmisten turvallisuus, rakenteiden varmuus ja joissakin olosuhteissa aineiden tai tavaroiden suojaus. Murtorajatiloiksi luokitellaan rakenteiden

- tasapainon menetys
- vaurioituminen
- murtuminen
- väsyminen. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 29.)

Yleensä murtorajatilanteen oletetaan olevan ei-kimmoisa, mutta voidaan myös olettaa rakenteen toimivan kimmoteorian mukaisesti (Leskelä 2008, 18). Rakenteita mitoittaessa tarkastellaan seuraavat murtorajatilanteet (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 29–30):

- tasapainon menetys jäykässä kappaleessa tai sen osassa



- liian suuret siirtymätilat
- mekanismiksi muuttuminen rakenteessa tai jossain sen osassa
- katkeaminen
- stabiiliuden menetys rakenteessa tai sen osassa
- rakenteen tai sen osan väsyminen tai jokin muu ajasta riippuva vaurioituminen.

Kuitenkin rakenne täytyy tarkastella niiltä osin, mikä on merkityksellistä mitoittamisen kannalta. Betonirakenteissa tyypillisiä murtorajatiloja ovat palkkien ja pilareiden leikkaus- ja taivutusmurto sekä pilarin nurjahdusmurto (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon I).

### 2.3 Käyttörajatilat

Käyttörajatilamitoituksessa on tarkoituksena osoittaa rakenteen säilyttävän käyttökelpoisuusvaatimuksensa ominaiskuormien ja niiden yhdistelmien vaikuttaessa (Leskelä 2008, 17). Rakennuksen ulkonäköön, ihmisten mukavuuteen ja rakenteiden tai rakenneosien toiminnan rajatilamitoitusta normaalikäytössä kutsutaan käyttörajatilaksi. Käyttörajatilassa tarkastellaan

- vauriot
- taipumat
- siirtymät. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 30.)

Vauriot vaikuttavat haitallisesti rakenteen ulkonäköön, toimivuuteen tai säilyvyyteen. Betonirakenteissa käyttörajatilassa tarkastellaan siirtymiä, taipumia ja halkeamaleveyksiä (Leskelä 2008, 17).

### 3 SEINÄMÄISESSÄ PALKISSA KÄYTETTÄVÄT MATERIAALIT

Seinämaisten palkkien rakennusmateriaalina käytetään teräsbetonia. Teräsbetonirakenteessa käytettävät materiaalit ovat betonia ja terästä. Teräksestä rakennetaan raudoitushäkki, joka valetaan betonilla. Koska rakenteessa käytetään kahta eri materiaaliominaisuuden omaavaa rakennusmateriaalia, rakenteiden on toimittava yhtenäisesti. Ongelma ilmenee raudoitteiden ankkuroinnissa. Raudoitteiden ankkurointipituus pitää olla riittävä, jotta raidat eivät liu'u betonin sisällä rakennetta kuormittaessa. Rautojen liukuessa se ei ota vastaan vetojännitystä. Tällöin rakenne ei toimi suunnitellusti.

#### 3.1 Betoni

Betoni koostuu vedestä, runkoaineesta ja sementistä. Lisäksi betonissa käytetään erilaisia seos- ja lisäaineita, joilla parannetaan betonin työstettävyyttä, tiiviyyttä, lujuutta ja säilyvyyttä (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon a). Sementti on betonin sideaine, joka on betonin tärkein osaine. Veden ja sementin reaktiossa syntyy sementtiliimaa, jota kovettuessa kutsutaan ns. sementtikiveksi, joka sitoo raudoituksen ja runkoaineen yhtenäiseksi (Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon c). Sementtiä on alettu korvaamaan seosaineilla, joita ovat muun muassa lentotuhka ja maasuunikuona, jotka ovat muun teollisuuden sivutuotteita. Seosaineilla saadaan parannettua betonin ominaisuuksia, kuten lujuutta ja tiiviyyttä. Lisäksi seosaineita käytetään ympäristösyistä ja taloudellisista syistä (Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon b).

Runkoaineena käytetään kiviainesta, joka on luonnonsoraa tai kalliomursketta. Kiviaineksen osuus betonista on 65–80 %, jolloin kiviainesten ominaisuuksilla on merkittävä vaikutus betonin ominaisuuksiin (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon b). Betonissa on hienoa ja karkeaa kiviainesta. Hienolla kiviaineksella on merkittävämpi vaikutus betonin ominaisuuksiin kuin karkealla. Suomen betoniyhdistys ry:n (julkaisuaika tuntematon b) mukaan alle 0,25 mm hienoaineksella betonin vesitiiviys paranee, betonipinnasta tulee tasainen ja huokoseton. Filleripitoisuudella, jonka raekoko on alle 0,125 mm parantaa tuoreen betonimassan ominaisuuksia. Tuoreen betonimassan ominaisuuksia ovat mm. koossapysyvyys, vedentarve ja vedenerottuminen. Karkeiden kiviainesten soveltuvuus erilaisiin betoneihin voidaan tarkastella muotoarvon avulla. Koska luonnon kiviainekset ovat vähentyneet, betonissa käytetään enemmässä määrin murskattua kiviainesta. Toisin kuin luonnon kiviaines, murskattu kiviaines on raemuodoltaan kuutiomaista ja pahimmassa tapauksessa puikomaista ja litteää. Murskatun kiviaineksen muotojen vuoksi betonin valmistuksessa joudutaan käyttämään enemmän vettä ja sementtiä, joka nostaa kustannuksia. Murskattu kiviaines vaikuttaa myös muotonsa vuoksi negatiivisesti betonin pumpattavuuteen ja työstettävyyteen. Betonissa käytetään myös vanhaa murskattua betonia korvaamaan osan uuden betonin kiviaineksesta, mutta enintään kaksikymmentä prosenttia (Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon a).

Kiviainekset nimetään raekoon mukaan  $d/D$  merkinnällä, jossa alanimellisraja on  $d$  ja ylänimellisraja on  $D$ . Rakeisuus on kiviaineksen tärkein ominaisuus, joka kertoo määrällisesti eri suuruisten rakeiden painosuhteet. Rakeisuus määritellään seulonnalla. Rakeisuudessa on tärkeää, että kiviainekset pakautuvat tiiviisti toisiinsa. Tällöin syntyy tiivis ja hyvin koossa pysyvä rakenne, jossa on paljon liimapinta-alaa. Tähän vaikuttaa myös kiviaineksen raemuoto. (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon b.)

Betoniin voidaan myös lisätä lisäaineita, joilla muokataan betonin työstettävyyttä ja ominaisuuksia. Lisäaineiden osuus betonissa on pieni verrattuna muihin betonin raaka-aineisiin. Lisäaineilla voidaan vaikuttaa betonin kovettumiseen, sitoutumiseen ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Yleisempiä lisäaineita ovat seuraavat:

- Huokostimet, joilla parannetaan muun muassa pakkasenkestävyyttä.
- Notkistimet, joilla betoni saadaan notkeammaksi.
- Hidastimet ja kiihdyttimet, joilla vaikutetaan betonin kovettumisaikaan. (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon c).

### 3.1.1 Materiaaliominaisuudet

Puristuslujuus on betonin tärkein materiaaliominaisuus. Betonin muut keskeiset ominaisuudet voidaan yleensä määrittää puristuslujuuden avulla (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon h). Säilyvyys on myös tärkeä ominaisuus, koska betonirakenteita käytetään vaativissa olosuhteissa. Betonirakenteita rasittavat muun muassa suolat, pakkanen, vesi ja mekaaniset rasitukset. Säilyvyyteen vaikuttaa rakennustyön laatu, betonin materiaaliominaisuudet, raudoituksen sijainti sekä ympäristöolosuhteet (Leskelä 2008, 49).

Eurokoodin mukaan betoni luokitellaan puristuskestävyyden perusteella lujuusluokkiin. Betonin nimi on kolmiosainen. C-kirjain on eurokoodin mukainen betonin luokittelun tunnus. Nimen ensimmäinen numero kertoo betonin lieriöpuristuslujuuden ominaisarvon  $f_{ck}$  ja jälkimmäinen kuutiopuristuslujuuden ominaisarvon  $f_{ck,cube}$ . Betonilla on myös vetolujuutta, jonka ominaisarvo  $f_{ctm}$  on noin kymmenesosa puristuslujuudesta. (Leskelä 2008, 33.)

SFS-EN 1992-1-1 mukaista keskivetolujuutta käytetään eurokoodin vetolujuuden ominaisarvona  $f_{ctm}$  (Leskelä 2008, 31). Eurokoodia edeltävässä betoninormissa luokittelu tapahtui kuutiolujuuden perusteella, jonka tunnuksena käytettiin kirjainta K (Leskelä 2008, 33).

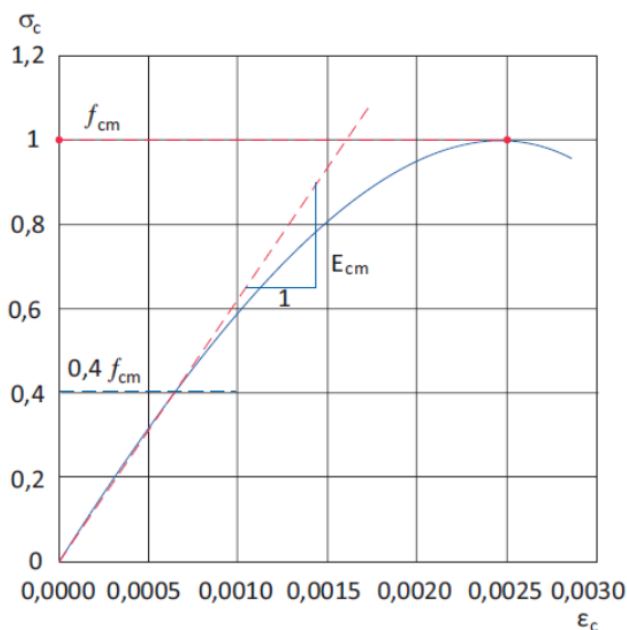
Mitoittaessa betonirakenteita on yleistä, ettei betonin vetolujuutta huomioida laskennassa. Laskennassa ajatellaan vetojännityksen muodostuvan raudoitukselle.

Betonin materiaaliominaisuudet on saatu testaamalla. Eurokoodien mukaisessa betonirakenteiden suunnittelussa betonin puristuslujuus ilmoitetaan lieriöpuristuslujuutena (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon e.) Puristuskoe tehdään lieriölle, jonka halkaisija on 150 mm ja korkeus 300 mm. Kuutiopuristuslujuus saadaan betonikuutiolle tehtävästä puristuskokeesta, jonka sivumitta on 150 mm. Puristuskoe tehdään yleensä 28 vuorokauden ikäiselle betonille (taulukko 1).

TAULUKKO 1. Betonien lujuusluokkia ja puristuslujuuksia (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon e)

Lujuusluokka	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
$f_{ck}(MPa)$	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}(MPa)$	15	20	25	30	37	45	50
Lujuusluokka	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
$f_{ck}(MPa)$	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}(MPa)$	55	60	67	75	85	95	105

Kimmoisuus on betonin ominaisuuksia (kuva 1). Kimmoisuus kuvastaa rakenteen muodonmuutoksen palautumista kuormituksen poistamisen jälkeen. Kimmoisuutta kuvaa kimmokerroin  $E_{cm}$ , joka on jännityksen  $\sigma_c$  ja muodonmuutoksen  $\epsilon_c$  suhde. Mitä suurempi kimmokerroin, sitä jäykempi materiaali (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon i). Betonin lujuusluokan vaihdellessa välillä C12/15...C90/105 kimmokerroin vaihtelee välillä 27 GPa...44 GPa. Muita betonin muodonmuutosominaisuuksia ovat kuivumiskutistuminen, viruminen sekä lämpötilan aiheuttamat muodonmuutokset (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon d).



KUVA 1. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon i)

Seinämaisten palkkien mitoituksessa betonin puristuslujuudella on suuri merkitys. Palkin sisälle muodostuu puristusjännityskaistoja edustavia puristussauvoja, joiden kestävyys riippuu betonin puristuslujuudesta sekä rakenteen paksuudesta. Seinämäisen palkin kestävyyttä kasvattaa betonin puristuslujuuden kasvattaminen. Tällöin kuorman kantokyky kasvaa ja teräksien korroosio suojaus paranee.

### 3.2 Raudoitteet

Yleisesti teräsbetonirakenteessa teräs vastaa vetokuormista ja betoni puristuskuormista. Yleensä tämä pätee palkkirakenteissa, kun taas pilarirakenteissa voidaan ajatella pystyterästen ottavan vastaan puristuskuormia.

Betoniteräksset voidaan jaotella valmistustavan sekä muodon mukaan (taulukko 2). Sileitä teräksiä ei käytetä raudoituksiin. Niistä valmistetaan erilaisia oheistuotteita, kuten nostolenkkejä. 1900-luvun alussa käytettiin sileitä teräksiä raudoitteina betonirakenteissa. Nykyisesti käytetään harjaterästä raudoitteena, koska sen tartunta betoniin on parempi kuin sileän teräksen.

Betonin raudoittamiseen on suunniteltu harjateräs. Harjateräksen pintaan on valssattu harjaksia parantamaan teräksen ja betonin tartuntaa.

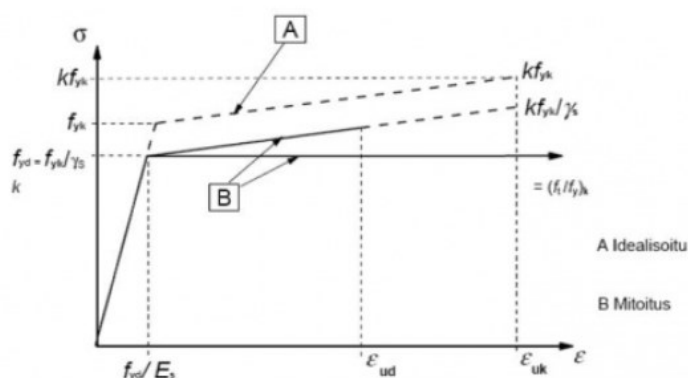
TAULUKKO 2. Terästen jaottelu muodon ja valmistustavan mukaan (Suomen Betoniyhdistys ry 2004, 255)

Jaottelu valmistusmenetelmän mukaan	Jaottelu pinnan muodon mukaan
kuumavalssatut teräokset	sileät tangot
kylmämuokatut teräokset	harjatangot
kylmävalssatut teräokset	

Yleisimmin kuumavalssatut betoniteräokset valmistetaan vesikarkaisumenetelmällä, jolloin saadaan ominaisuuksiksi sitkeys ja hitsattavuus (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon f). Kuumavalssattujen betoniteräosten valmistettavia tankopaksuuksia on 6–40 mm ja yleiset varastopituuudet ovat 6 m ja 12 m. Kuumavalssatut teräokset eivät sovellu teräsverkkoihin, koska verkot valmistetaan vastapistehitsaamalla.

Kylmämuokattua terästä käytetään teräsverkoissa. Kylmämuokattu teräs valmistetaan valssilangasta, joka kylmävalssataan ja langan pintaan muodostuu harjakuvio. Kylmämuokkauksessa teräksen lujuus kasvaa, mutta sitkeys jää noin puoleen kuumavalssatusta teräksestä. Kylmämuokattujen betoniteräosten valmistettavia tankopaksuuksia on 5–12 mm. Yleisesti teräsverkkojen silmäkoot ovat 150 mm ja 200 mm. Kylmämuokatuista teräksistä voidaan valmistaa myös irtotankorautoitteita, hakoja ja lenkkejä. Jos rakenne vaatii teräkseltä suurta sitkeyttä, kylmämuokattuja teräksiä ei voi käyttää. (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon f.)

Teräksiä jaotellaan murtolujuuden  $f_t$  eli sitkeyden ja myötölujuuden  $f_{yk}$  mukaan. Murtolujuus määritellään vetolujuuden ja myötölujuuden suhteen (kuva 2). Sitkeysluokkia on A, B ja C, jossa A-luokan teräokset ovat vähemmän sitkeitä ja C-luokan sitkeimpiä. Teräksen sitkeys riippuu muun muassa valmistusmenetelmästä ja teräksen lujuudesta. Betoniteräksen lujuusluokat ovat 450, 500, 550, 600, 650 ja 700 MPa (Ympäristöministeriön asetus betoniterästen ja betoniteräsverkkojen tyyppihyväksynnästä 126/2016, 5§). Mitoituksessa betoniterästen kimmokertoimenä  $E_s$  käytetään 200 GPa (EN1992-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2005, 41).



KUVA 2. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon f)

Betoniterästen ja betoniteräsverkkojen nimeäminen (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon g; kuva 3):

- kirjaintunnus
  - o B= betoniteräs
- lujuusluokan osoittava myötöraja
- sitkeysluokka
- mahdollinen lisätunnus, esimerkiksi
  - o x= ruostumaton teräs



KUVA 3. Betoniterästen nimeäminen (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon g)

Betonirakenteiden suunnittelussa tulee huomioida terästen tankoväli eli terästen etäisyys toisiinsa. Tankovälin tulee olla riittävä, jotta terästen tartunta betoniin vastaa mitoitetun raudoitusmäärää (Suomen Betoniyhdistys ry 2004, 251.) Tankovälin tulee olla myös sen takia riittävä, että betonin runkoaine mahtuu raudoituksen välistä rautojen alle. Jos tankoväli on liian tiheä ja runkoaine ei pääse raudoituksen alle, jää raudoitteiden alle betonoimaton tila. Minimitankoväli  $s_h$  lasketaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2004, 251)

$$s_h = \max \left\{ \begin{array}{l} \emptyset \\ 1,2D \\ 25 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (1)$$

missä

$\emptyset$  = pääteräksen halkaisija

D = runkoaineen maksimi raekoko

Jos raudoituksessa käytetään tankonippuja, käytetään samaa kaavaa. Tankonipun nimellishalkaisijana  $\emptyset_n$  käytetään yhtä suuren poikkileikkauksen omaavan terästangon halkaisijaa.

Rakenteet, jotka ovat rakennepaksuudeltaan ohuempia ja haastavissa ympäristöolosuhteissa käytetään raudoitteena ruostumatonta terästä. Ruostumaton teräs kestää paremmin korroosiota kuin normaali teräs. Ruostumattoman teräksen hinta on 6–10 kertaa suurempi kuin tavallisen teräksen. Raudoituksen korroosiokestävyyttä voidaan parantaa myös kuumasinkityksellä. Tällöin hinta normaaliin teräkseen on 1,5–2-kertainen. Talonrakennuksessa ruostumatonta terästä käytetään muun muassa sandwich-elementtien ulkokuoren raudoitteina. Yleisimmät ruostumattomien harjateräksien halkaisijat ovat 5 mm, 7 mm, 9 mm sekä 11 mm. Saatavilla on myös 16 mm ja 20 mm harjaterästankoja.

Ruostumattomia raudoitusteräksiä valmistetaan irtotankoina ja rauditusverkkoina. (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon g.)

### 3.3 Betonin ja teräksen mitoitusarvot

Teräsbetonirakenteiden mitoituksessa käytettävien materiaalien materiaaliominaisuuksia pienennetään osavarmuuskertoimilla. Mitoittaessa murtorajatilassa betonin osavarmuuslukuna käytetään (SFS-EN 1992-1-1 2015, 26)

- normaali ja tilapäinen mitoitus tilanne  $\gamma_c = 1,5$
- onnettomuus mitoitus tilanne  $\gamma_c = 1,2$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo määritellään kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 2015, 35)

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

missä

$\gamma_c$  = betonin osavarmuusluku

$\alpha_{cc}$  = puristuslujuuskerroin, jonka arvo on Suomessa 0,85

Mitoittaessa murtorajatilassa betoniteräksen osavarmuuslukuna käytetään (SFS-EN 1992-1-1 2015, 26)

- normaali ja tilapäinen mitoitus tilanne  $\gamma_s = 1,15$
- onnettomuus mitoitus tilanne  $\gamma_s = 1,0$

Teräksen vetolujuuden mitoitusarvo määritellään kaavalla (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon f)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3)$$

missä

$\gamma_s$  = teräksen osavarmuusluku

Paikallavalurakenteissa on mahdollisuus pienentää betonin ja teräksen osavarmuuslukuja, jos rakenteen mittapoikkeamat ja työn laadunvalvonta ovat riittävällä tasolla. Jotta teräksen osavarmuuslukua saa pienentää, työn valvonnan on oltava osana laadunvalvontajärjestelmää, joka takaa poikkileikkausmittojen poikkeamien pysyvän sallituissa rajoissa. Tällöin rakenne on toleranssiluokassa kaksi, jossa on tiukemmat vaatimukset mittapoikkeamille. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 195.) Materiaalin osavarmuuslukuun vaikuttaa myös seuraamusluokat ja rakenteen toteutusluokat, jotka käsitellään opinnäytetyön luvussa 4.3.

Betonin osavarmuuslukua voidaan pienentää, jos edellä mainitut ehdot täyttyvät ja betonin lujuuden keskihajonta on maksimissaan 10 % (taulukko 3).

TAULUKKO 3. Toteutusluokan valinta ja materiaalien osavarmuusluvut (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon m)

Seuraamusluokka	Toleranssiluokka	Materiaali osavarmuus	Toteutusluokka	Betoniluokat
CC1	1	perus	1	$\leq C20/25$
	1	perus	2	$\leq C50/60$
	1	perus	3	$\leq C90/105$
	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$
CC2	1	perus	2	$\leq C50/60$
	1	perus	3	$\leq C90/105$
	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$
CC3	1	perus	3	$\leq C90/105$
	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$

Suomen Betoniyhdistys ry:n (julkaisuaika tuntematon j) mukaan betonin ja teräksen pienennettyinä osavarmuuslukuina käytetään

- $Y_c = 1,35$
- $Y_s = 1,1$

Materiaalina betoni ei ole tasalaatuista, koska betoni on heterogeeninen materiaali. Tämän vuoksi betonin osavarmuuskerroin on suurempi kuin homogeenisen teräksen.

### 3.4 Säilyvyysvaatimukset

Terästen suojaaminen erilaisilta ulkoisilta rasituksilta tulee huomioida betonirakenteiden suunnittelussa. Betonirakenteiden säilyvyysvaatimusten määrittely alkaa suunnittelun käyttöiän valinnasta. Betonirakenteiden suunnittelukäyttöikä määritellään ajanjaksona, jolloin betonin ominaisuudet säilyvät vaaditulla tasolla. Suunnittelukäyttöiän mukaisen ajanjakson aikana rakenteella ei ole korjaustarvetta, mikäli rakennetta huolletaan asianmukaisesti. Suunnittelukäyttöikään vaikuttaa rakennuksen käyttötarkoitus, rakenteen sijainti ja rasitukset (taulukko 4). Käyttöikää voidaan jatkaa paikallisilla korjauksilla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 15).

TAULUKKO 4. Tyypillisten rakenteiden suunniteltuja käyttöikäjä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 62)

	Asuinrakennus Normaalitaso	Asuinrakennus PLUS-taso	Toimistorakennus Normaalitaso	"Monumentaal"- rakennus	Pysäköintitalo, kylmä rakenne
<b>RAKENNUS</b>	<b>50 v</b>	<b>100 v</b>	<b>50 v</b>	<b>200 v</b>	<b>50 v</b>
Perustukset	100 v	100 v (200 v)	100 v	200 v	100 v
Kantava runko (sisärakenteet)	100 v (200 v)	200 v	100 v (200 v)	200 v	
Kantava runko (ulkorakenteet)					50 v
Ulkoseinät	50 v (100 v)	100 v	50 v (100 v)	100 v <sup>1)</sup> (200 v)	50 v



Suomen Betoniyhdistys ry:n (2013, 63) mukaan rakenteen sijainnin ja siihen kohdistuvien rasitusten mukaan määräytyy rasitusluokat. Rasitusluokkien perusteella saadaan vähimmäisvaatimukset raudoituksen betonipeitteelle ja betonin vähimmäislujuusluokalle. Rasitukset luokitellaan kuuteen ryhmään:

- X0 = Ei korroosiorasitusta
- XC = Karbonatisoitumisesta aiheutuva korroosio
- XD = Muusta kuin merivedestä aiheutuva korroosio
- XS = Merivedestä aiheutuva korroosio
- XF = Jäätymis-sulamisrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman
- XA = Kemiallinen rasitus.

Rakenne voi kuulua useampaan rasitusluokkaan, jolloin aiheutuu rasitusluokkayhdistelmiä (taulukko 5).

TAULUKKO 5. Rasitusluokkayhdistelmiä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 64)

<b>RASITUSLUOKKAYHDISTELMÄ</b>	<b>KÄYTTÖALUE</b>
X0	Raudoittamattomat rakenteet tai erittäin kuivat sisätilat
XC1	Normaalit kuivat sisätilat
XC2	Maanalaiset betonirakenteet esim. osa perustuksista
XC3	Ulkorakenteet, jotka ovat sateelta suojattu, ei pakkasrasitusta. Kosteat sisätilat
XC3,4 – XF1	Ulkona olevat pystyrakenteet, osa rakenteesta voi olla sateelta suojattu esim. julkisivut
XC3 – XF1	Ulkona olevat vaakarakenteet, jotka ovat sateelta suojattu, kosteuspitoisuus korkea, esim. pysäköintitalojen vaakarakenteet
XC3,4 – XF3	Ulkona olevat vaakarakenteet, jotka ovat pakkasrasitettuja, esim. parvekelaatat
XC3,4 – XD1 – XF2	Rakenteet, jotka ovat lievästi pakkassuolarasitetut, jäänsulatussuola voi lentää rakenteeseen imuvirran mukana
XC3,4 – XD3 – XF4	Rakenteet, jotka ovat ankarasti pakkassuolarasitetut, suolapitoista vettä lentää suoraan rakenteeseen

Betonin vähimmäislujuusluokka määräytyy rasitusluokkien mukaan (taulukko 6). Tarkemman lujuusluokan määrittämiseen vaikuttaa vesi-sementtisuhte, P- ja F-luku, sekä sideaineen määrä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 65).

TAULUKKO 6. Betonin vähimmäislujuusluokat rasitusluokittain (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 65)

Vähimmäis- lujuusluokka SFS EN 206 NA-FI	Rasitusluokka						
	XO	XC1 XC2	XC3 XC4	XS1	XS2 XS3	XD1 XD2	XD3
	C12/15	C20/25	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45

### 3.5 Raudoituksen betonipeite

Suomen Betoniyhdistys ry:n (2016, 21) mukaan betonipeitteellä tarkoitetaan pintaa lähimpänä olevien teräksien etäisyyttä betonirakenteen ulkopintaan, joka sisältää työteräkset ja haat. Betonipeitteen vähimmäisarvosta  $c_{min}$  ja mittapoikkeamasta  $\Delta c_{dev}$  muodostuu betonipeitteen nimellisarvo  $c_{nom}$ . Betonipeitteen vähimmäisarvoa käytetään rakenteiden käyttömitoituksessa. Betonipeitteen vähimmäisarvon tulee taata

- tartuntavoimien siirtyminen teräksissä
- suojata teräkset korroosiolta
- palokestävyys.

Sallittuna mittapoikkeamana käytetään 10 mm paikallavalurakenteissa ja elementtirakenteissa voidaan käyttää pienempää mittapoikkeamaa. Pienemmän mittapoikkeaman käytön ehtona on, että elementtitehtaassa sisäinen laadunhallintajärjestelmä on riittävällä tasolla ja tehtaan laadunvarmistusta valvoo ulkopuolinen taho (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 21).

Säilyvyyden suhteen on annettu betonipeitteen vähimmäisarvot  $c_{min,dur}$ , joita voidaan pienentää kerran 5 mm betonin lujusluokan kasvaessa vähintään 10 MN/m<sup>2</sup>. Rasitusluokissa XO ja XC1 vähennystä ei saa tehdä. Betonipeitteen vähimmäisarvot säilyvyyden suhteen ovat taulukkoarvoja. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 22; taulukko 7.)

TAULUKKO 7. Betonipeitteen vähimmäisarvot säilyvyyden suhteen (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 22)

Rasitusluokka	50 vuoden käyttöiälle betonipeitteen vähimmäisarvo [mm]		100 vuoden käyttöiälle betonipeitteen vähimmäisarvo [mm]	
	Betoniteräs	Jänneteräs	Betonirauditus	Jänneteräs
XO	10	10	10	10
XC1	10	20	10	20
XC2	20	30	25	35
XC3, XC4	25	35	30	40
XS1, XD1	30	40	35	45
XS2, XD2	35	45	40	50
XS3, XD3	40	50	45	55

## 4 RAKENTEIDEN KUORMAT

Rakenteisiin kohdistuvat kuormat määritellään, mitä oletetaan niihin kohdistuvan koko käyttöiän aikana. Kuormat, jotka kuormittavat rakenteita jaetaan kolmeen ryhmään (SFS-EN 1990, 2006, 58):

- pysyvät kuormat G
  - o rakenteiden ja kiinteiden laitteiden paino
- muuttuvat kuormat Q
  - o vaakarakenteisiin kohdistuvat hyötykuormat
  - o lumikuorma
  - o tuulikuorma
- onnettomuuskuormat A
  - o tulipalo
  - o räjähdykset
  - o ajoneuvon törmäys.

Kuormitus voi olla myös välillinen, välitön, kiinteä, liikkuva, dynaaminen tai staattinen.

Kuormat voidaan jakaa kahteen aikaluokkaan vaikutusajan perusteella:

- lyhytaikainen
- pitkäaikainen.

### 4.1 Pysyvät kuormat

Rakenteen omapaino on kiinteä ja pysyvä kuorma. Suunnitteluvaiheessa rakenteen omapaino voidaan määritellä tarkasti nimellismittojen ja materiaaliakohtaisesti tiheyksien avulla (Suomen Betoniyhdistys ry:n julkaisuaika tuntematon).

Seinämaisten palkkien mitoittamisessa käytettävä omapaino on raudoitetun betonin omapaino, joka on yleisesti  $2\,500\text{ kg/m}^3$ . Raudoittamattoman betonin omapaino on yleisesti  $2\,400\text{ kg/m}^3$ .

### 4.2 Muuttuvat kuormat

#### 4.2.1 Hyötykuormat

Hyötykuormat ovat tilankäytöstä johtuvia kuormia, jotka kohdistuvat rakenteille. Hyötykuormat voivat olla viiva-, neliö- tai pistekuormia. Hyötykuorman vaikutus huomioidaan paikassa, joka on epäedullinen rakenteelle. Neliökuormat ovat taulukkoarvoja, jotka jaetaan käyttötarkoituksen mukaan luokkiin A-K. Luokka A:n mukaiset rakennukset ovat asunto- ja majoitusrakennuksia (taulukko 8). Toimistotilat sijoittuvat luokkaan B. Luokka C sisältää viisi alaluokkaa, jotka käsittelevät kokoontumistiloja. Myymälärakennukset sijoittuvat luokkaan D, jossa on kaksi alaluokkaa. Luokka E:n mukaiset rakennukset ovat varasto-, tuotanto- ja vastaanottotilat. Liikennöintialueiden luokkia ovat F ja G. Vesikattojen luokat ovat H, I sekä K. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 68.)



Lumikuorma voi olla kinostunutta esimerkiksi katon muotojen ja tuulen vaikutuksesta tai kinostumaton tasaista kuormaa. Lumen kinostumiseen vaikuttaa (EN1991-1-3: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–3: Yleiset kuormat. Lumikuormat, 2015, 26)

- ympäristö
- paikallinen ilmasto
- viereisten rakennusten etäisyys
- katemateriaalin karheus
- katon alla syntyvä lämpö
- katon muoto
- katon lämpöominaisuudet.

Katon lumikuorma määritellään seuraavalla kaavalla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 100):

$$S = \mu_i C_e C_t S_k \quad (4)$$

missä

$S$  = lumikuorma katolla

$\mu_i$  = lumikuorman muotokerroin

$C_e$  = tuulensuojaisuuskerroin

$C_t$  = lämpökerroin, jonka arvo yleisesti 1,0

$S_k$  = maassa olevan lumikuorman ominaisarvo (kN/m<sup>2</sup>)

Katon tuulensuojaisuuskertoimen arvo määritellään rakennuksen sijainnin mukaan. Vaikuttavia tekijöitä ovat rakennusta ympäröivien rakennusten määrä, puuston määrä sekä maanpinnan muodot. Kertoimella pienennetään tai kasvatetaan kuormaa lämmittämättömän rakennuksen katolla (taulukko 9).

TAULUKKO 9. Katon tuulensuojaisuuskertoimet (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 100)

Maastotyyppi	$C_e$
Tuulinen	0,8
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

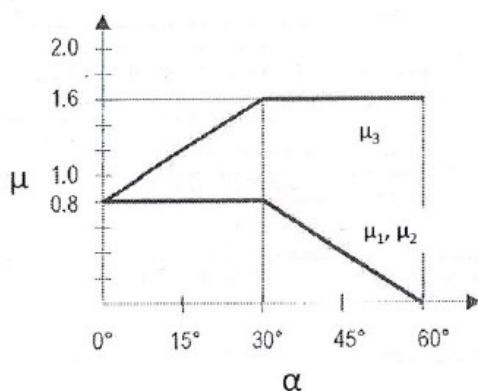
Jos katon lyhyempi sivumitta on vähintään 50 metriä, käytetään korotuskertoimia (taulukko 10).

TAULUKKO 10. Korotuskertoimet katon tuulensuojaisuuskertoimille (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 101)

Lyhyt sivu (m)	Pitkän sivun suhde lyhyeen sivuun	
	1	2
50	1,0	1,1
75	1,1	1,2
100	1,2	1,25

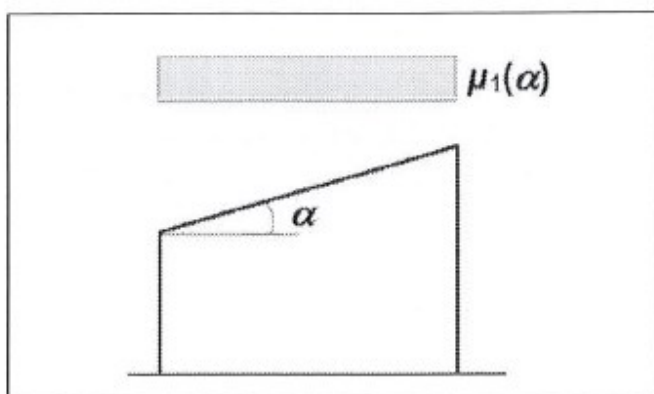
Lämpökertoimella huomioidaan lämpöhäviö, joka pienentää katolla olevaa lumikuormaa. Lämpökerroin huomioidaan katoilla, joissa on suuri lämpöhäviö esimerkiksi lasikatteiset katot. Muissa tapauksissa lämpökertoimen arvona voidaan käyttää 1,0. (SFS-EN 1991-1-3 2015, 30.)

Lumikuorman muotokertoimeen vaikuttaa lumen kinostumisherkkyys katolle sekä katon muoto. Kinostumisia tapahtuu erityisesti eri tasoissa olevien kattojen pystyseinämään, joka huomioidaan lumikuorman määrittämisessä. Muotokerroin määritellään kuormituskaavioista (kuva 5). Jos katon ulkomuoto on sellainen, että siitä voi aiheutua merkittävä lumikuorman lisäys, muotokertoimen valintaan on kiinnitettävä erityistä huomiota. Katolla ollessa lumiasteet tai muu lumen liukumista estävä rakenne, muotokertoimenä käytetään arvoa 0,8. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 108.)

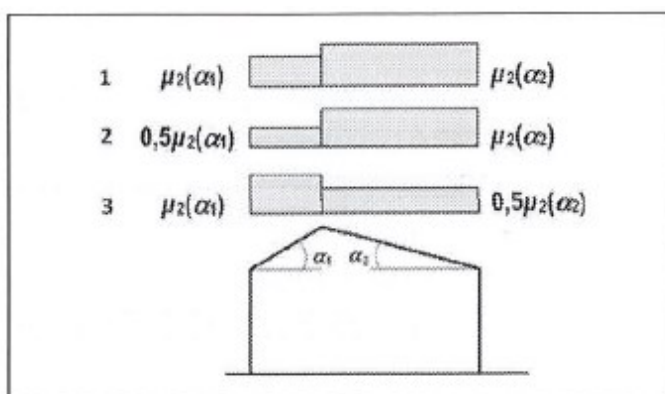


KUVA 5. Lumikuorman muotokertoimet (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 102)

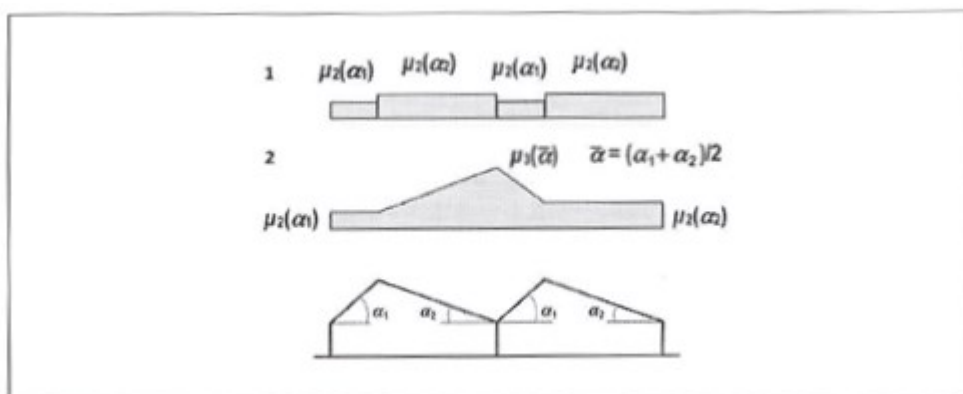
Erilaisille katoille on määritetty kuormituskaaviot, joiden mukaan määritellään lumikuorman muotokertoimet. Kattomuotoja ovat pulpetti-, harja- ja sahakatot (kuva 6–8).



KUVA 6. Lumikuorman kuormituskaavio pulpettikatolla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 102)



KUVA 7. Lumikuorman kuormituskaavio harjakatolla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 102)



KUVA 8. Lumikuorman kuormituskaavio sahakatolla (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 103)

#### 4.3 Seuraamusluokat

Seuraamusluokkien avulla huomioidaan erilaiset rakennuskohteet, johon vaikuttaa muun muassa rakennuksen kerroskorkeus, pinta-ala, jänneväli, käyttötarkoitus (taulukko 11). Seuraamusluokan valintaan vaikuttaa henkilö- ja taloudellisten vahinkojen suuruus. Seuraamusluokkia ovat CC1, CC2 ja CC3. Luotettavuusluokka määräytyy seuraamusluokan perusteella. Luotettavuusluokkia ovat RC1,

RC2 ja RC3, jotka kuvaavat rakenteiden luotettavuutta. Kuormakerroin  $K_{FI}$  määräytyy luotettavuusluokan perusteella. (Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon k.)

TAULUKKO 11. Seuraamusluokat (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 26)

Seuraamusluokan (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/ kuormakerroin $K_{FI}$
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näytelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.	RC3 $K_{FI} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.	RC2 $K_{FI} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksellisten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset <sup>2)</sup> rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä <sup>3)</sup> , kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m <sup>2</sup> tai suurin jänneväli enenintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.	RC1 $K_{FI} = 0,9$

#### 4.4 Kuormitusyhdistelmät

Kuormien yhdistelyssä yhdistetään kuormat, jotka esiintyvät samanaikaisesti mitoitustilanteessa. Yhdistellessä kuormia on huomioitava, että pysyvien kuormien vaikutusta ja muuttuvien kuormien vaikutusta tulee kasvattaa osavarmuusluvuilla. On huomioitava, että kaikki muuttuvat kuormat eivät vaikuta samaan aikaan täysimääräisesti. Tällöin muuttuvien kuormien vaikutusta pienennetään yhdistelykertoimilla (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 27). Yhdistelykerroin valitaan muuttuvan kuorman vaikutusajan, laadun sekä rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan (taulukko 12). Yhdistelykertoimet luokitellaan kolmeen luokkaan (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 32):

- $\psi_0$  = yhdistelykerroin muuttuvalle kuormalle
- $\psi_1$  = tavallinen yhdistelykerroin muuttuvalle kuormalle
- $\psi_2$  = pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin muuttuvalle kuormalle



TAULUKKO 12. Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 38)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: Asuinitilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6 <sup>*)</sup>
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN $\leq$ ajoneuvon paino $\leq 60$ kN	0,7	0,5	0,3 <sup>*)</sup>
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) <sup>*)</sup> , kun	0,7	0,4	0,2
$S_k < 2,75$ kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,2
$S_k \geq 2,75$ kN/m <sup>2</sup>			
Jääkuorma <sup>***)</sup>	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Pakkomuodonmuutokset	1,0	1,0	1,0
Tukien painumat	1,0	1,0	1,0

<sup>\*)</sup> Ulkotasoilla ja parvekkeilla  $\psi_0 = 0$  luokkien A, B, F ja G yhteydessä

Huom.: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään  $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutukset.

<sup>\*\*) Ajovaliilla  $\psi_2 = 0$</sup>

<sup>\*\*\*)</sup> Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia

Kuormitusyhdistelmät jaetaan kahteen rajatilaan (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 27):

- EQU = rajatila staattiselle tasapainolle
- STR = rajatila kestävyydelle

Rajatiloja koskee yhdistelysäännöt, joiden mukaan käytetään kuormien osavarmuuslukuja ja muuttuvien kuormien yhdistelykertoimia (taulukko 13). Kestävyyden rajatilalle on kaksi yhdistelmää, joista valitaan mitoittavaksi suurimman kuorman antava kuormitusyhdistelmä.

TAULUKKO 13. Kuormitusyhdistelyt murtorajatilassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 27)

Kuormitus-yhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvä	1.muuttuva	Muut muuttuvat
EQU	1,10 $K_{FI}$ tai 0,90	1,5 $K_{FI}$	1,5 $K_{FI}$ $\psi_0$
STR 1	1,15 $K_{FI}$ tai 0,90	1,5 $K_{FI}$	1,5 $K_{FI}$ $\psi_0$
STR 2	1,35 $K_{FI}$	0	0

## 5 SEINÄMÄISET PALKIT

Seinämäiset palkit ovat nimensä mukaisesti raudoitettuja betonirakenteita, jotka ovat tuettuna palkin tavoin. Seinämäisillä palkeilla kannatellaan suuria kuormia, joten tukena toimivan rakenteen tukipaine on huomioitava.

Tarkastellessa palkkien poikkileikkausta huomataan, että korkeudella on suurempi merkitys kantokykyyn kuin leveydellä. Tämä voidaan todistaa suorakulmion poikkileikkauksen jäyhyysmomentin  $I_y$  kaavalla (Salmi & Pajunen 2018, 422)

$$I_y = \frac{bh^3}{12} \quad (5)$$

missä

b = poikkileikkauksen leveys

h = poikkileikkauksen korkeus

Kaavasta huomataan, että poikkileikkauksen korkeus korotetaan kolmanteen potenssiin. Pienikin muutos korkeuteen vaikuttaa huomattavasti kuorman kantokykyyn. Seinämäiset palkit voidaan toteuttaa paikallavalu- tai elementtirakenteisina.

RIL 125. Teräsbetonirakenteet (1986, 369) teoksessa todetaan, että seinämäisten palkkien suunnittelussa on kiinnitettävä huomiota muun muassa vetoraudoitusten ankkurointiin ja niiden määrään sekä betonin puristuskestävyyteen. Seinämäiset palkit voivat murtua, jos näihin ei kiinnitä huomiota. Murtuminen tapahtuu viidestä syystä:

- venymä vetoraudoituksessa ylittää kriittisen arvon = taivutusmurto
- pääpuristusjännitys ylittää betonin puristuslujuuden = puristusmurto uumassa
- vetoraudoitteiden ankkuroinnin pettäminen = ankkurointimurto
- ripustusraudoitteiden pettäessä
- ennenaikainen tavutusmurto, joka aiheutuu tukien epätasaisesta painumisesta = taivutusmurto jatkuvan palkin kentässä.

### 5.1 Määritelmä

Leskelän (2008, 89) mukaan seinämäinen palkki määritellään siten, että jännemitan ja korkeuden suhde on alle kolme. Jos suhdeluku on yli kolme, rakenneosa määritellään palkiksi. Ristikkomenetelmä soveltuu seinämäisten palkkien mitoittamiseen, muttei palkkien. Seinämäinen palkki määritellään kaavalla

$$\frac{L}{h} < 3 \quad (6)$$

missä

L = palkin jännemitta

h = poikkileikkauksen korkeus

Kun taas normaali palkki määritellään kaavalla

$$\frac{L}{h} \geq 3 \quad (7)$$

missä

$L$  = palkin jännemitta

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

Mitä lähemmäksi jännemitan ja korkeuden suhde lähenee kolmea, sitä enemmän rakenneosa muistuttaa palkkia. Jännemitan ja korkeuden suhteen lähentyessä nollaa, sitä enemmän rakenneosa muistuttaa pilaria. (Leskelä 2008, 89.)

Vanhojen betoninormien aikaan CEB:n eli European Committee for Concrete mukaan seinämäisen palkin määritelmä on (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 365)

$$\frac{L_{ef}}{h} < 2 \quad (8)$$

missä

$L_{ef}$  = palkin tehollinen jännemitta

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

Yhdysvalloissa käytössä olevan betonirakennusstandardin ACI 318 mukaan seinämäisen palkin määritelmä on (Kore & Patil 2013, 166)

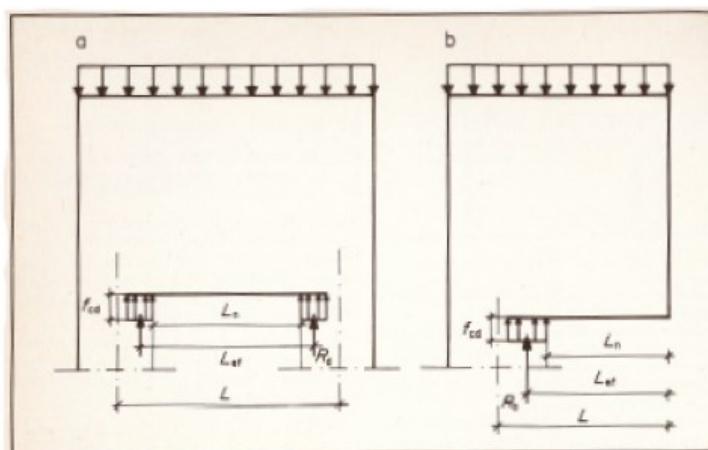
$$\frac{L_{ef}}{h} \leq 4 \quad (9)$$

missä

$L_{ef}$  = palkin tehollinen jännemitta

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

Teoreettisesti tarpeellisten tukipintojen välistä keskiöetäisyyttä kutsutaan teholliseksi jännemitaksi. Mitoittamisessa tehollisen jännevälän arvona käytetään tukien keskipisteiden välistä etäisyyttä. (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 366; kuva 9.)



KUVA 9. Seinämäisen palkin tehollinen jännemitta (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 366)

Alustavassa mitoituksessa valitaan teholliseksi jänneväliksi (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 366)

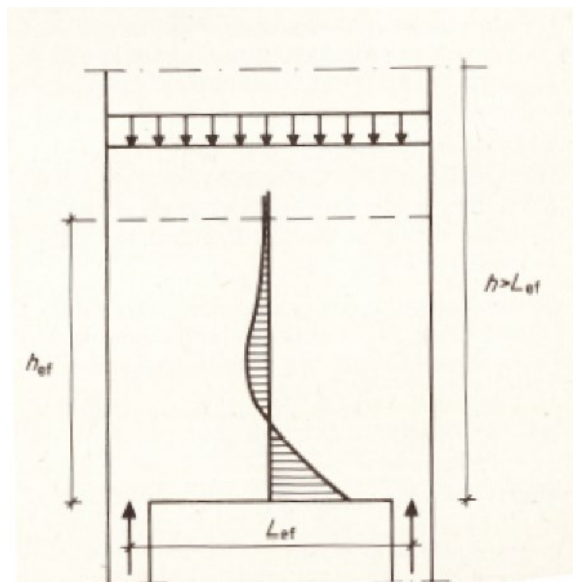
$$L_{ef} = \min \left\{ \frac{L}{1,15}, L_n \right\} \quad (10)$$

missä

$L$  = tukien keskiöetäisyys

$L_n$  = tukien vapaaväli

Seinämaisten palkkien tehollisena korkeutena käytetään rakenneosan korkeutta, jos sen korkeus on pienempi kuin tehollinen pituus. Jos rakenneosa on korkeampi kuin tehollinen pituus, korkeudesta osa toimii kantavana osana (kuva 10). Tällöin vapaasti tuettujen seinämäisten palkkien tehollinen korkeus on rakenneosan tehollinen pituus. (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 367.)



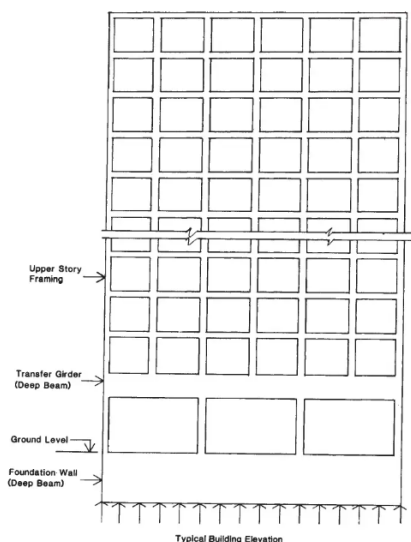
KUVA 10. Seinämäisen palkin tehollinen korkeus (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 366)

## 5.2 Seinämäiset palkit asuinkerrostaloissa

Rakenneosana seinämäisiä teräsbetonipalkkeja käytetään paljon. Koska seinämäiset palkit omaavat suuren kantokyvyn, niitä käytetään muun muassa asuinkerrostaloissa. (Kong 2002, 112.) Seinämäiset palkit voivat olla yksi- tai moniaukkoisia. Ulokkeina toimivia seinämäisiä palkkeja kutsutaan lippupalkeiksi. Tämä johtuu siitä, että niillä on vaan yksi pystysuuntainen tuki (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 378). Todellisuudessa seinämäiset palkit ja lippupalkit tukeutuvat vaakarakenteisiin, kuten välipohjiin.

Asuinkerrostaloissa seinämäiset palkit toimivat kantavina rakenteina, jos alemmassa kerroksessa ei ole kyseisen seinälinjan alapuolella kantavaa rakennetta (kuva 11). Tällainen tilanne voi syntyä, jos arkkitehtisuunnittelussa on tehty erilaisia tiloja, mitä muissa kerroksissa. Seinämäisiä palkkeja käytetään myös sokkeleina perustusrakenteissa ja jäykistävinä seininä.

Seinämäiset palkit välittävät yläpuoliset kuormat tuille, joita voivat olla pilarit. Pilareita pitkin kuormat siirtyvät perustuksille. Perustuksissa käytettävät seinämäiset palkit ovat sokkelipalkkeja, joiden tukina voi olla esimerkiksi pilarianturat. On huomioitava, että sokkelipalkkeihin kohdistuu maanpainetta, joka aiheuttaa vaakakuormaa rakenteelle.



KUVA 11. Seinämäisiä palkkeja asuinkerrostalossa (Kong 2002, 112)

### 5.3 Mitoitustavat

Seinämainen palkki voidaan mitoittaa käyttämällä elementti- tai ristikkomenetelmää (Leskelä 2008, 429–443). Molemmissa mitoistustavoissa on hyvät ja huonot puolet, jotka suunnittelijan tulee ottaa huomioon valitessaan mitoistustapaa. Molemmilla mitoistustavoilla saadaan luotettavia tuloksia, mutta suunnittelijan tulee omata hyvä pohja mekaniikan perusteista.

#### 5.3.1 Elementtimenetelmä

Elementtimenetelmässä voimasuureita ja jännityksiä tarkastellaan kimmoteoriaan perustuvalla laskennalla (Leskelä 2008, 429). Elementtimenetelmän käyttö on yleistynyt tietokoneiden ja erilaisten FEM-ohjelmien myötä esimerkiksi FEM-Design 3D Structure -ohjelma. Lyhenne FEM tulee englanninkielisestä termistä Finite Element Method. Elementtimenetelmällä voidaan hyödyntää käsinlaskennassa, mutta se on todella virhealtista ja hidasta.

Mitoitettavasta rakenteesta mallinnetaan riittävän tarkka malli, kun käytetään tietokonepohjaista FEM-ohjelmaa. Rakennemalli luodaan joko kaksi- tai kolmiulotteisena ja sitä kuormitetaan todennäköisillä kuormilla. FEM-ohjelmat luovat automaattisesti elementtiverkon, joka muodostuu useista matriiseista. Ratkaisuna ohjelma antaa rakenteessa kimmoteorian mukaiset jännitykset, siirtymät ja muodonmuutokset. Yksinkertaistamiseksi seinämäiset palkit mallinnetaan kaksiulotteisena rakenteena ja laskenta pelkistetään. (Leskelä 2008, 429.)

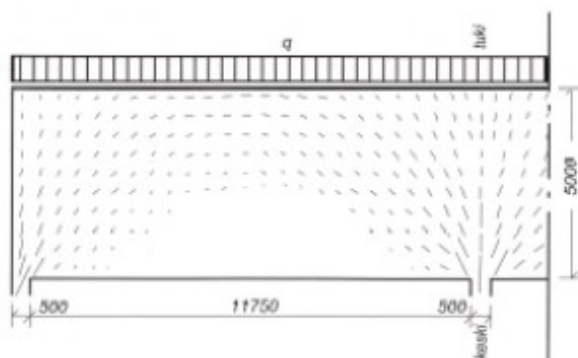
Elementtimenetelmän yleisin ongelma on mitoistuksesta saatujen tulosten oikeellisuuden varmistaminen, koska tuloksiin voidaan vaikuttaa muuttamalla elementtiverkon ominaisuuksia. Tällöin elementtiverkon singulaarisuuspisteiden ominaisuudet muuttuvat ja jännitykset kasvavat äärettömiin. Yleistä

ohjetta elementtiverkon luomiseen ole voitu tehdä, koska elementtiverkon toimivuus on riippuvainen jännityksistä, raudoituksista, elementtityypistä sekä tehtävästä. FEM-ohjelmia käyttäessä suunnittelijan tulee olla kriittinen mitoituksen tulosten suhteen ja löytää mahdolliset virheet ja puutteet tuloksista. (Leskelä 2008, 429.)

Toinen ongelma elementtimenetelmässä on, ettei raudoituksen ankkurointia voi määrittää. Tämä johtuu siitä, ettei raudoituksia ole mallinnettu, joten kimmoteorian perusteella ongelmaan ei saa ratkaisua. Mallintaessa pääraudoitus viedään tukisolmuihin ja ankkuroidaan täydelle kuormalle. (Leskelä 2008, 430.)

### 5.3.2 Ristikkomenetelmä

Ristikkomenetelmällä tarkastellaan teräsbetonirakenteiden toimivuutta murtorajatilassa. Ristikkomallit ovat oivia mitoitusapuvälineitä, joilla voidaan laskea rakenteiden epäjatkuvuusalueita. (Leskelä 2008, 159.) Leskelän (2008, 430) mukaan ristikkomenetelmän käyttö soveltuu hyvin seinämäisien palkkien mitoittamiseen, koska niissä on paljon epäjatkuvuusalueita tai ovat kokonaan epäjatkuvuusalueita. Ristikkomallit perustuvat plastisuusteoriaan, mutta ristikkomallin luominen vaatii tietoa kimmoteorian mukaisista jännityksistä (kuva 12). Yksiaukkoinen seinämäinen palkki, joka on halkeamattomassa tilassa, toimii lähes kimmoisen levyteorian mukaisesti (RIL 125. Teräsbetonirakenteet, 367).



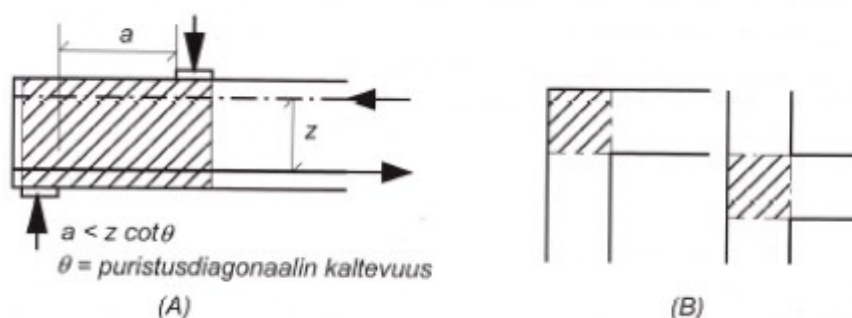
KUVA 12. Tavanomaisen seinämäisen palkin puristusjännitystrajektorit kimmoteorian mukaisesti (Leskelä 2008, 430)

Ristikkomenetelmän hyviä puolia ovat yksinkertaisuus ja soveltuvuus eri kuormitustilanteisiin sekä eri muotoisiin rakenteisiin. Ristikkomenetelmällä saadaan varmalla puolella olevia tuloksia plastisuusteorian alarajateoreeman mukaisesti. Tällöin ei tarvitse erikseen tarkastella muodonmuutoksien ja voimien välistä yhteensopivuutta, koska murtorajatilassa mennessä voimat jakautuvat valitun mallin mukaisesti plastisen muodonmuutoksen edetessä. On kuitenkin huomioitava, ettei malli poikkea liikaa kimmoteorian mukaisista trajektoreista. Riskinä on, että puristussauvoina toimivien betonisauvojen kapasiteetti ylittyy. (Leskelä 2008, 431.) Toinen huomioitava asia on, että ristikkomenetelmää ei voi käyttää käyttörajatilassa (Leskelä 2008, 159). Ristikkomallit perustuvat plastisuusteoriaan ja sen alarajateoreemaan.

## 6 RISTIKKOMALLI

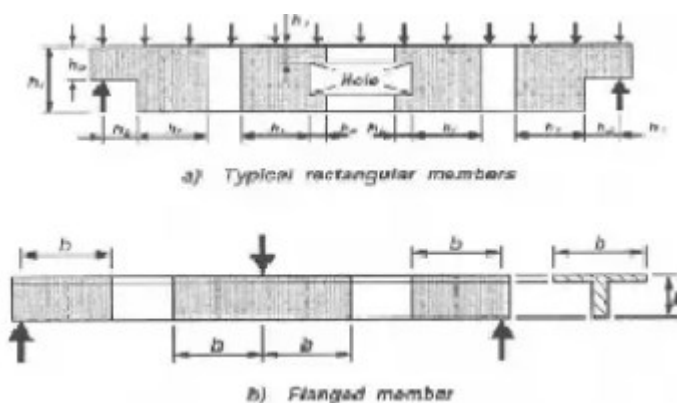
Ristikkomenetelmä soveltuu mitoittamaan murtorajatilassa teknistä taivutusteoriaa noudattavia rakennekohtia. Ristikkomenetelmällä voidaan mitoittaa rakennekohtia, jossa tekninen taivutusteoria ei ole paikallisesti voimassa. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 62.) Leskelän (2008, 161) mukaan näitä kohtia kutsutaan epäjatkuvuuskohdiksi eli D-alueiksi, jonka englannin kielinen termi on discontinuity region. Rakenteen sisälle hahmotellaan ristikkomallin mukaisia yksinkertaisia monikulmioita, joiden avulla tarkastellaan staattista voimatasapainoa. Ristikkomallin englanninkielinen termi on strut-and-tie models ja lyhenne on STM. (Leskelä 2008, 159.)

Tavanomaisia teräsbetonipalkkeja mitoitetään hyödyntämällä yleistä palkkiteoriaa. Palkkiteoriaa ei voi käyttää muodonmuutoskohdissa. Kuten aiemmin on mainittu, ristikkomallilla voidaan mitoittaa epäjatkuvuuskohtia, joita esiintyy muun muassa konsoleissa ja seinämäisissä palkeissa. Yleisiä epäjatkuvuuskohtia ovat pilariulokkeet ja kehänurkat. Pilariulokkeisiin kohdistuu pistekuorma, joka aiheuttaa epäjatkuvuutta. Kehänurkissa rakenteen suunta tai ominaisuudet muuttuvat epäjatkuvasti (kuva 13). Myös tukivoimat ja rakenteessa olevat aukot aiheuttavat epäjatkuvuusalueita. (Leskelä 2008, 161.)



KUVA 13. CEB:n mallinormin mukaiset epäjatkuvuusalueet (Leskelä 2008, 161)

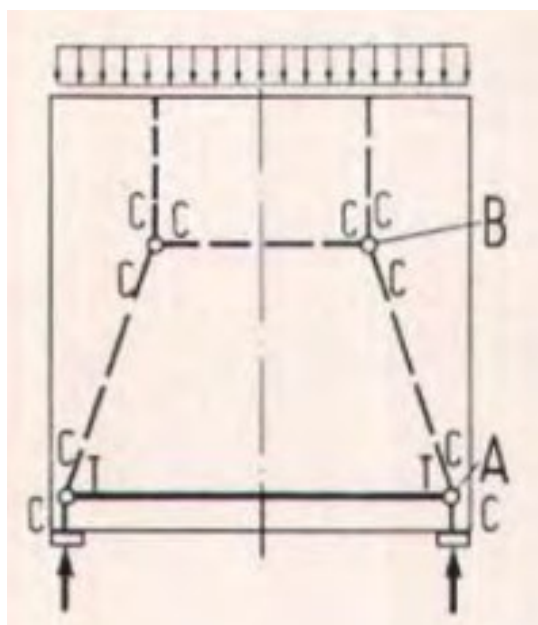
Ristikkomallilla voidaan määrittää jatkuvuus- ja epäjatkuvuusalueet. Rakenteen korkeus vaikuttaa epäjatkuvuusalueen leveyteen. Seinämäinen palkki on kokonaan epäjatkuvuusaluetta, kun poikki-leikkauksen korkeus on kaksi kertaa suurempi kuin jänneväli (kuva 14).



KUVA 14. Seinämäisen palkin epäjatkuvuusalueita (Mahmoud 2007, 20)

Ristikkomalli koostuu veto- ja puristussauvoista, jotka yhdistyvät solmupisteissä. Näiden englanninkieliset termit ovat tie, strut ja nodes. (Leskelä 2008, 430.) Ristikkomallissa vetosauvoina toimii rauditus. Vedolla olevia osia ristikossa ovat vertikaalit, paarteet sekä diagonaalit. Puristussauvoina toimii betoni. Ristikossa puristuksella olevia osia ovat paarteet ja diagonaalit. Jotta sauvajännitykset saadaan ratkaistua, tulee niiden olla voimatasapainossa murtorajatilakuormien kanssa. (Leskelä 2008, 160.)

Yksinkertaisessa seinämäisessä palkissa on yksinkertaista määritellä ristikkomallin geometria (kuva 15). Puristussauvat piirretään puristusjännitysten suuntaisesti ja vetosauvat kohtiin, joissa tarvitaan vetoraidoitetta. Vetosauvat piirretään samansuuntaisesti raudoitteisiin nähden ja tasapainopisteen kohdalle. (Leskelä 2008, 432.) Veto- ja puristussauvojen viivat kuvastavat jännitysten resultantteja. Todenmukaisesti jännitykset jakaantuvat laajalle alueelle resultantin ympärille. (Jennewein, Schlaich & Schäfer 1987, 97.)



KUVA 15. Tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen seinämäisen palkin ristikkomalli (Jennewein 1987 98)

Puristussauvat esitetään ristikkomallissa katkoviivalla ja vetosauvat ehjällä viivalla (Leskelä 2008, 432). Solmupisteet tulee nimetä yksinkertaisesti, jotta laskenta helpottuu ja tiedetään tarkasteltava kohta rakenteesta. Solmupisteet voidaan nimetä numeroimalla tai aakkosilla.



## 7 RISTIKKOMALLIN LUONTI

Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210 (Leskelä 2008, 431) teoksessa esitetään, että luodessa ristikkomallia erotetaan C- ja D-alueet. D-alueita ei voida käsitellä lineaarisen muodonmuutos-tilan avulla, koska ne sisältävät epäjatkuvuusalueita. C-alueiden voimasuureet tarkastellaan muun muassa teknisellä taivutusteoriolla. C-alueiden englanninkielinen termi on continuity regions. Kun erotetaan D-alue mitoittavasta rakenteesta omaksi osaksi, se voidaan käsitellä kappaleena, jota kuormittaa tukireaktiot, C-alueen voimasuureet ja ulkoiset voimat. C-alueen voimasuureet ovat momentti ja leikkausvoima. Puristusvoima saadaan kaavasta

$$F_c = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{V_{Ed}}{2} \cot \theta \quad (11)$$

missä

$M_{Ed}$  = taivutusmomentti

$z$  = momenttivarsi

$V_{Ed}$  = leikkausvoima

$\theta$  = oletettu halkeamakulma

Vetovoima saadaan kaavasta (Leskelä 2008, 431)

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{V_{Ed}}{2} \cot \theta \quad (12)$$

missä

$M_{Ed}$  = taivutusmomentti

$z$  = momenttivarsi

$V_{Ed}$  = leikkausvoima

$\theta$  = oletettu halkeamakulma

Paarteen suuntainen voima saadaan kaavasta (Leskelä 2008, 431):

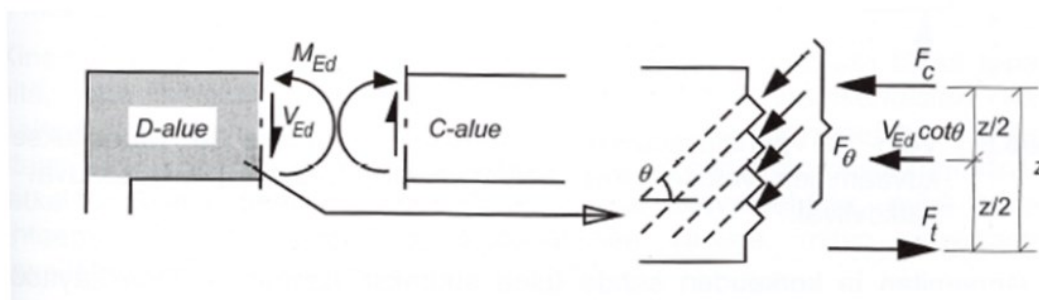
$$F_\theta = \frac{V_{Ed}}{\sin \theta} \quad (13)$$

missä

$V_{Ed}$  = leikkausvoima

$\theta$  = oletettu halkeamakulma

Leikkausvoima tulee ottaa huomioon määrittäessä paarrevoimia, jotta voimatasapaino säilyisi. C-alueiden mitoituksessa leikkausvoimaa ei huomioida. Jotta voimatasapaino säilyy, leikkausvoima tulee ottaa huomioon D-alueiden kuormien määrittämisessä (kuva 16). Joka tapauksessa voimatasapaino tulee tarkastaa ennen D-alueiden lopullista mitoittamista. Eniten virheitä aiheutuu väärin arvioituista tai tuntemattomista tukireaktioista. Yksinkertaistuksia voidaan tehdä D-alueille kohdistuville kuormille, jotka muutetaan vaakareunoille kohdistuneiksi viivakuormiksi. (Leskelä 2008, 431.)



KUVA 16. Voimatasapainon rajavoimat ja D-alueen erottaminen C-alueesta (Leskelä 2008, 431)

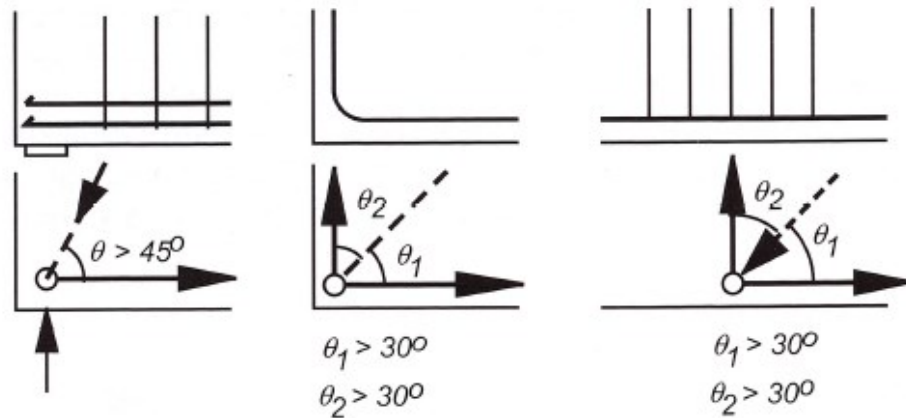
## 7.1 Perussäännöt

Ristikkomallista saatuihin laskentatuloksiin vaikuttaa ristikkomallin muoto. Muotoon vaikuttavia tekijöitä ovat muun muassa paarteiden väliset kulmat, pituudet ja etäisyydet. Fib Bullet 3-Structural concrete -julkaisussa on laadittu ohjeistus ristikkomallin luontiin. Leskelän julkaisussa Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210 (2008) viitataan näihin ohjeisiin.

Ristikkomallin muodostamisen perussäännöt (Leskelä 2008, 432–433):

- Veto- ja puristussauvoja tulee sisällyttää mahdollisimman vähän perusmalliin, jotta se pysyisi mahdollisimman yksinkertaisena. Mallia voidaan parantaa jälkepäin lisäämällä sauvoja tarpeellisiin kohtiin.
- Ei ole välttämätöntä noudattaa kimmoteorian mukaisia jännitys jakaumia, mutta puristusjännitykset kannattaa laittaa puristusvoimien suuntaisesti.
- Vetopaarteet sijoitetaan kohtiin, johon rauditus todellisuudessa tulee. Suunnitellessa raudoituksia käytetään suorja tankoja.
- Kun on mahdollista, veto- ja puristussauvojen välinen kulma suunnitellaan mahdollisimman suureksi. Tällöin kulman tulee aina olla vähintään  $45^\circ$ . Poikkeuksena tilanteet, jossa puristussauvaan risteää kaksi vetosauvaa, jotka ovat toisiaan vastaan kohtisuoraan. Tämän vuoksi solmupisteissä pienennetään betonin lujuutta. Muodonmuutoksien vuoksi  $30^\circ$  pienempiä kulmia ei voi käyttää (kuva 17). Seinän reunalle tai päähän kohdistuvien tukireaktioiden, ripustettavien- ja pistemäisten kuormien paarteiden kulmat huomioidaan edellä mainituilla ohjeilla.
- Kuorman jakaantumiskulma kimmoteorian mukaisesti on  $32,5^\circ$  (kuva 18). Tämä vastaa puristussauvan kaltevuutta  $62,5^\circ$ . Tarpeen mukaan jakaantumiskulma voidaan muuttaa  $45^\circ$  saakka riippuen D-alueen muodosta ja kuormansijainnista. Tämä vastaa sauvakulmaa  $45^\circ$ .
- Jos tukisolmun jakaantumiskulma jää pienemmäksi kuin  $45^\circ$ , ristikkomalliin voidaan lisätä välivertikaaleja ja -vetosauvoja, jotta jakaantumiskulma olisi suurempikuin  $45^\circ$ . Välivertikaaleja kannattaa käyttää, kun rakenteen jännemitan ja korkeuden suhde kasvaa liian suureksi (kuva 19). Välivertikaalissa vaikuttavan vetovoiman merkintänä käytetään  $F_w$ .
- Kun malliin lisätään välivertikaaleja, mallista tulee kinemaattisesti määräämätön malli. Tällöin sauvavoimia ei voida ratkaista yksinkertaisella voimatasapainotarkastelulla. Tällöin suunnittelijan tulee ottaa huomioon, että malli soveltuu vaan kyseisen kuormitustapauksen kanssa.

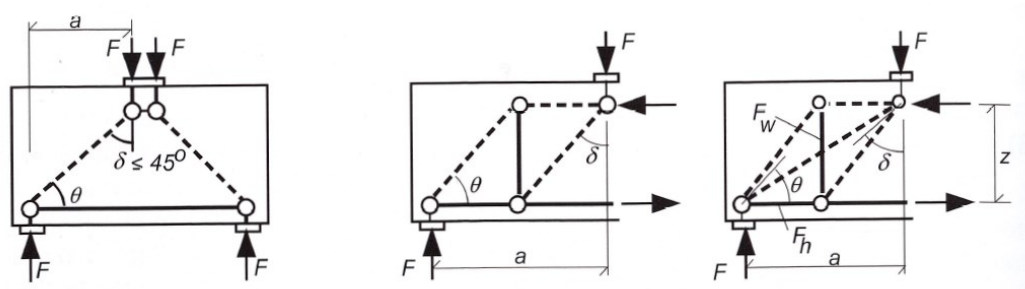
- Malli voidaan muuttaa kinemaattisesti määrätyn lisäämällä malliin diagonaaleja. Näitä diagonaaleja kutsutaan nollasauvoiksi, jotka eivät ota vastaan suuria kuormia eikä vaikuta resultanttivoimien kulkeutumiseen.



KUVA 17. Veto- ja puristussauvojen liittyminen solmupisteisiin (Leskelä 2008, 432)



KUVA 18. Pistekuormasta syntyvien jännityksien jakaantuminen, kun  $\delta \approx 32^\circ$  ja  $\theta \approx 58^\circ$  (Leskelä 2008, 434)



KUVA 19. Pistemäisen kuorman huomioivat ristikkomallit (Leskelä 2008, 434)

Välivertikaalin vetovoimaa ei voi laskea suljetussa muodossa, mutta se voidaan valita suoraviivaisesti muuttuvista raja-arvoista kaavalla (Leskelä 2008, 432)

$$F_w = \begin{cases} 0, & \text{kun } a < \frac{z}{2} \\ F, & \text{kun } a > 2z \end{cases} \quad (14)$$

missä

$a$  = tuen ja pistekuorman välinen etäisyys

$z$  = momenttivarsi

Jos edellä mainitut ehdot ei täyty, ratkaistaan välivertikaalin voima kaavalla (Leskelä 2008, 433)

$$F_w = \frac{\frac{za}{z-1}}{\frac{N_{Ed}}{F}} F \quad (15)$$

missä

$a$  = tuen ja pistekuorman välinen etäisyys

$z$  = momenttivarsi

$N_{Ed}$  = normaalivoima

$F$  = rakenteeseen kohdistuva pistekuorma

Puristussauvan kulma ratkaistaan kaavasta (Leskelä 2008, 433)

$$\cot \theta = \frac{F_h}{F} \quad (16)$$

missä

$F_h$  = vetosauvan vetovoima

$F$  = rakenteeseen kohdistuva pistekuorma

Välivertikaalin vetovoiman tulee täyttää ehto (Leskelä 2008, 433)

$$0 \leq F_w \leq F \quad (17)$$

missä

$F_w$  = välivertikaalin vetovoima

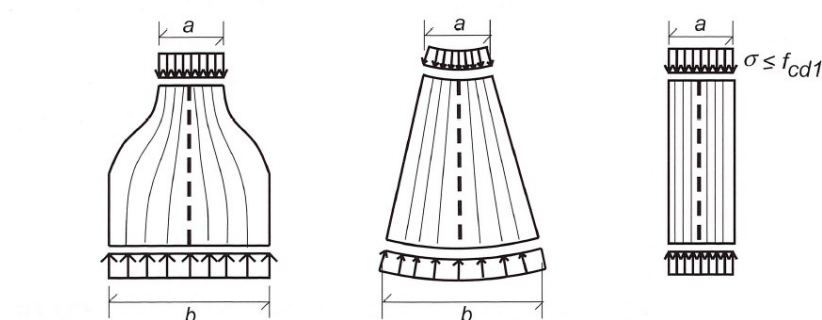
$F$  = rakenteeseen kohdistuva pistekuorma

## 7.2 Puristussauvat

Yksi tärkeimmistä seinämäisen palkin kantavaisuuteen vaikuttavista tekijöistä on betonin puristuskestävyys. Tämä on tärkeä ominaisuus palkeissa, koska niiden pituuden ja korkeuden suhde on pieni. Seinämäisiin palkkeihin kohdistuvat kuormat välitetään puristussauvoja pitkin tuille (Leskelä 2008, 160). Tämän vuoksi betonin puristuskestävyys on merkittävä osa puristussauvojen kestävydestä. Puristussauvojen kestävyttä voidaan kasvattaa käyttämällä suuremman puristuskestävyyden omaavaa betonia.

Leskelän (2008, 436) mukaan puristussauvat merkitään ristikkomalliin katkoviivalla, mutta todellisuudessa puristussauvan perusmuotoja on kolme erilaista. Ristikkomalliin merkitty viiva kuvastaa puristusjännityskaistan resultanttia. Puristusjännityskaistojen muodot ovat (kuva 20)

- pullomainen puristusjännityskaista
- viuhkamainen puristusjännityskaista
- prismamainen puristusjännityskaista



KUVA 20. Puristusjännityskaistojen perusmuodot (Leskelä 2008, 436)

Puristusjännityskaistan muoto ja vaikuttavien voimien suunta ovat vaikuttavia tekijöitä puristussauvan puristuskäytävyyden mitoituksessa. Kun puristussauvaan kohdistuu poikittaista puristusjännitystä tai ei, puristusjännitys on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (SFS-EN 1992-1-1 2015, 105; kuva 21). Prismamaisissa ja suorakaiteen muotoisissa puristusjännityskaistoissa ei esiinny poikittaista vetoa. Tämän muotoisia puristusjännityskaistoja ilmentyy kahden pistevoiman välille, kuten C-alueille. (Leskelä 2008, 436.)



KUVA 21. Puristussauvan mitoituslujuus, kun sauvaan ei vaikuta poikittaista vetoa (SFS-EN 1992-1-1 2015, 105).

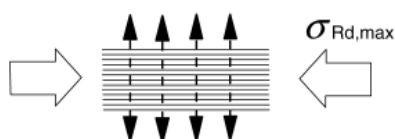
Kun puristussauvaan ei kohdistu poikittaista vetoa, lasketaan puristuslujuuden mitoitusarvo kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 105)

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (18)$$

missä

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Poikittaista vetoa esiintyy pullomaisissa ja viuhkamaisissa puristussauvoissa, jolloin betonin puristuslujuutta pienennetään. Tällöin oletetaan puristussauvassa tapahtuneen halkeilua, jonka seurauksena betonin puristuslujuutta pienennetään (SFS-EN 1992-1-1 2015, 106; kuva 22).



KUVA 22. Puristussauvan mitoituslujuus, kun sauvaan kohdistuu poikittaista vetoa (SFS-EN 1992-1-1 2015, 106).

Jos puristussauvaan kohdistuu poikittaista vetoa, puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 106)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v'f_{cd} \quad (19)$$

missä

$v'$  = kansallinen pienennyskerroin

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

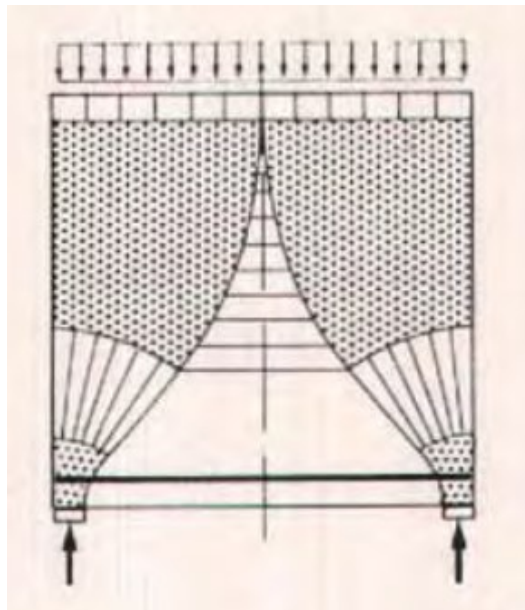
Kansallinen pienennyskerroin lasketaan Suomessa kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 2015, 106)

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (20)$$

missä

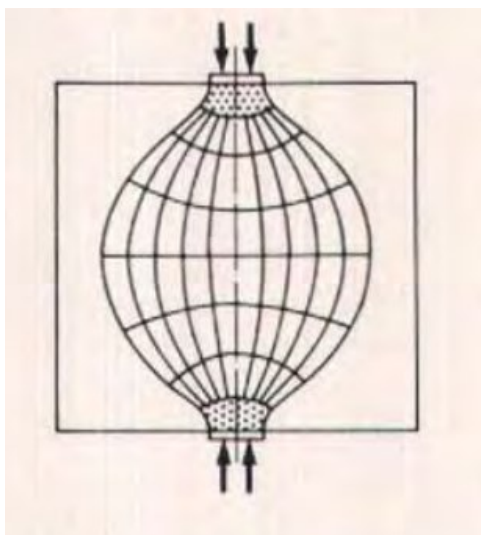
$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

Suurelta alalta kuormitetut rakenteet, joista kuorma siirtyy pienempiin alueisiin, esiintyy viuhkamaisia puristusjännityskaistoja (kuva 23). Viuhkamaisia puristusjännityskaistoja syntyy muun muassa tasaisesti kuormitetuissa yksi aukkoisissa seinämäisissä palkeissa, joissa kuormat siirtyvät tukipisteille.



KUVA 23. Viuhkamainen puristusjännityskaista tasaisesti kuormitetussa yksiaukkoisessa seinämäisessä palkissa (Jennewein 1987, 98)

D-alueilla syntyy pullomaisia puristusjännityskaistoja pistekuormien vaikutuksesta. Jotta pullomainen puristusjännityskaista syntyy, tulee sillä olla tilaa levitä (Jennewein 1987, 105; kuva 24). Huomioitavaa on poikittainen vetojännitys pullomaisten puristusjännityskaistojen tarkastelussa. Poikittainen vetovoima voi aiheuttaa puristussauvan ennenaikaisen murtumisen.



KUVA 24. Pullomainen puristusjännityskaista pistekuormitetussa seinämäisessä palkissa (Jennewein 1987, 98)

### 7.3 Vetosauvat

Ristikkomallissa vetosauvat tulee sijoittaa kohtiin, joissa on vetojännitystä. Rauditus mitoitetaan vetosauvaan kohdistuvalle voimalle. Laskennan yksinkertaistamiseksi jätetään huomioimatta betonin vetolujuus, koska betonin vetolujuus on olematon. Laskenta saadaan varman puolelle, kun betonin vetolujuutta ei huomioida. (Leskelä 2008, 434.)

Leskelän (2008, 434) mukaan ristikkomallissa asetetaan vetosauvat vetoraudoituksen painopisteen kohdalle. Vetosauvan ympärille jaetaan vaadittava vetoraudoitus ja raudoituksen suunta tulee olla vetovoiman vaikutusviivan suuntainen.

Vetoraudoituksen määrä lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 434)

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{sd}} \quad (21)$$

missä

$M_{Ed}$  = mitoitustaivutusmomentti

$z$  = momenttivarsi

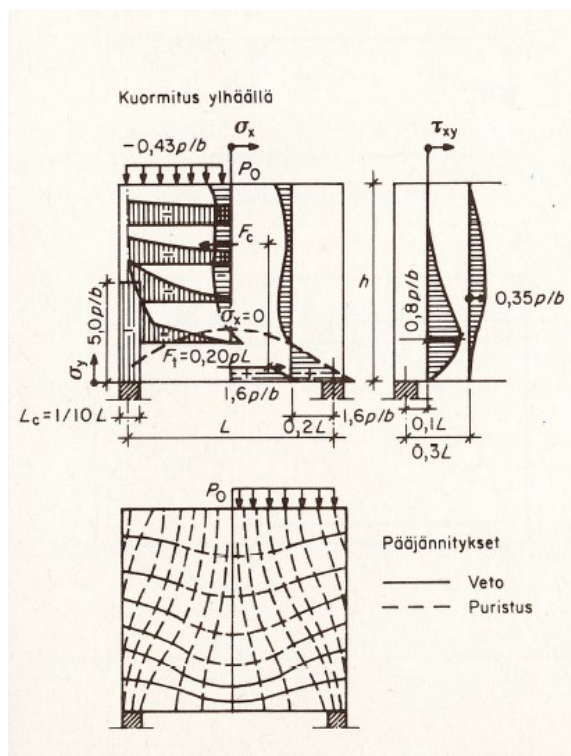
$f_{sd}$  = raudoituksen mitoituslujuus

Momenttivarren pituuden kaava valitaan taulukkoarvoista (taulukko 14).

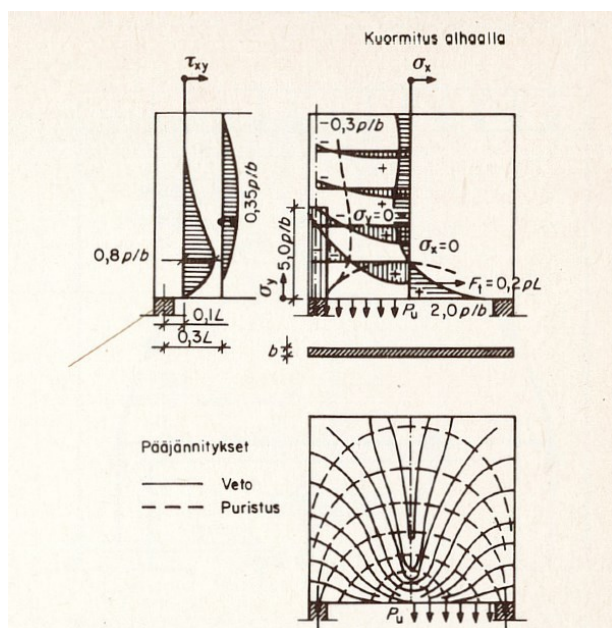
TAULUKKO 14. Momenttivarren pituuden kaavan valinta (Leskelä 2008, 435)

Tapaus	Mittaehto	$z$
Staatteisesti määrätty rakenne	$1 < L/h < 2$ $L/h \leq 1$	$z = 0,15h(3 + L/h)$ $z = 0,6L$
Jatkuvan palkin reunakenttä ja reunimmainen keskituki	$1 < L/h < 2,5$ $L/h \leq 1$	$z = 0,1h(2,5 + 2L/h)$ $z = 0,45L$
Jatkuvan palkin keskikentät ja keskimmäiset tuet	$1 < L/h < 3$ $L/h \leq 1$	$z = 0,15h(2 + L/h)$ $z = 0,45L$
Ulokkeet, $L_n$ = ulokkeen vapaa mitta	$0,5 < L_n/h < 1$ $h \geq 2L_n$	$z = 0,8d$ $z = 1,2L_n$

Yksiaukkoisen palkin vetorausdoitus asennetaan palkin alapintaan, kun sitä kuormitetaan ylhäältäpäin. Ylhäältäpäin tuleva kuormitus aiheuttaa yksiaukkoisen palkin alapintaan vetojännitystä, joten veto-raudoituksen tarve on palkin alapinnassa (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 367; kuva 25). Jos rakenteen alapintaan kohdistuu kuormia eli ripustuskuormia, palkin sisälle syntyy pystysuuntaisia vetojännityksiä (kuva 26). Tällöin rakenteeseen tulee asentaa pystysuuntainen raudoitus. Vetoa syntyy tukien kohdalle moniaukkoisten palkkien yläpintaan. Tällöin tulee rakenteen yläpintaan sijoittaa veto-raudoitus. (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 369.)



KUVA 25. Ylhäältäpäin kuormitetun yksiaukkoisen palkin jännitysjauma (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 367)



KUVA 26. Alhaaltapäin kuormitetun yksiaukkoisen palkin jännitysjauma (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 367)



Leskelän (2008, 435) mukaan vetojännitystä esiintyy myös puristussauvojen D-osissa, joiden jännityskentän muoto on pullomainen. Vetojännityskenttä kohdistuu poikittain puristusjännityskenttään nähden, joka aiheuttaa puristusdiagonaalin ennenaikaisen murtumisen (kuva 27).

Osittaisen epäjatkuvuusalueen poikittaisvoima lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 162)

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (22)$$

missä

$b$  = puristussauvan leveys

$a$  = solmun leveys

$F$  = puristussauvaan kohdistuva pistekuorma

Täyden epäjatkuvuusalueen poikittaisvoima lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 162)

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 1,4 \frac{a}{H} \right) F \quad (23)$$

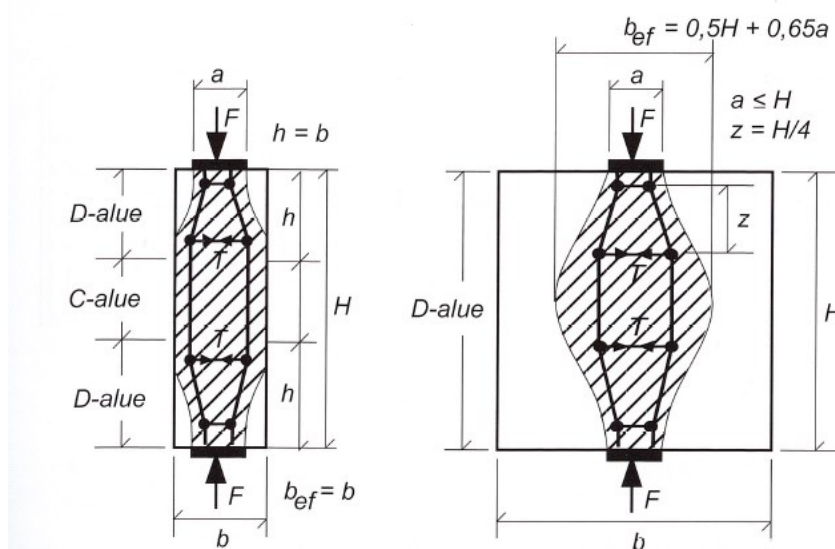
missä

$b$  = puristussauvan leveys

$a$  = solmun leveys

$H$  = puristussauvan korkeus

$F$  = puristussauvaan kohdistuva pistekuorma



KUVA 27. Parametrit poikittaisen vetovoiman laskentaan (Leskelä 2008, 163)

Poikittaisvetovoiman laskenta voidaan yksinkertaistaa kaavaan (Leskelä 2008, 163)

$$T = 0,25 F_{c2} \quad (24)$$

missä

$F_{c2}$  = puristussauvan puristusvoima

Jotta kaavaa voidaan käyttää, tulee solmun leveyden ja sauvan korkeuden suhde olla nolla. Puristus-sauvojen kohdalle asennetaan lisäraudoitus, jos verkkoraudoituksella toteutettava pintojen minimi-raudoitus ei riitä poikittaisen vetovoiman ylläpitämiseen. (Leskelä 2008, 163.)

Poikittaista vetoa syntyy myös rakenteen paksuussuunnassa, jolloin puristuksesta aiheutuva poikittainen veto pyrkii halkaisemaan rakenteen. Mikäli betonin kapasiteetti ei riitä kyseiselle voimalle, tulee lisätä halkeiluraudoitetta estämään halkeilu. Halkeiluraudoitteena käytetään reunahakaraudoitetta, joka sijoitetaan rakenteen päihin. Suurin riski paksuussuuntaiseen halkeiluun on tuilla, jossa syntyy puristusta tukien tukipaineesta ja puristussauvan liittymisestä solmupisteeseen. Jos on riskinä, että jännitysten suuntainen halkeilu aiheuttaa säilymisen heikentymistä, voidaan halkeilua estää kasvattamalla betonipeitettä tai lisäämällä poikittaisraudoitusta. Jos edellä mainittuja toimia ei tehdä ja rakenne on alttiina meriveden tai muun kuin meriveden aiheuttamalle korroosiolle sekä jäätymissulamis-rasitukselle, tulee betonin puristuslujuutta pienentää kaavan mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1 2015, 117)

$$\sigma_{Rk,max} = k_1 f_{ck} \quad (25)$$

missä

$k_1$  = pienennyskerroin

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

Halkeilua tulee tarkastella käyttörajatilassa. Jos reunahaat eivät riitä puristuksesta aiheutuvien halkeilujen rajoittamiseen, tulee paksuussuuntainen raudoitus viedä kesemmäksi seinää. Tarkoituksena on saada puristuksesta aiheutuva lokaali pystysuuntainen jännitys kuoleutumaan. Suurin riskipaikka on tukien lähellä, jossa syntyy paikallista puristusta.

Seinämaisiin palkkeihin asennetaan palkin yläpintaan vetoraudoituksen suuntainen varmistusraudoitus. Seinämäiset palkit ovat jäykkiä rakenteita ja mahdolliset painumat aiheuttavat muutoksia voimasuureiden jakaantumisiin. Varmistusraudoituksen tarkoituksena on varmistaa voimien välittyminen tuille. Varmistusraudoitus on 20 % pääraudoituksen määrästä. Pääraudoituksen tavoin, varmistusraudoitus ympäröidään poikittaissuuntaisilla lenkeillä. (Kähkönen & Saarinen 1983, 455.)

## 7.4 Solmut

Solmut ovat kohtia rakenteessa, johon puristussauvat ja vetosauvat liittyvät. Voimien tulee olla solmuissa tasapainossa toisiinsa nähden, jotta rakennemalli on toimiva. Ristikkomallissa solmut ovat kohta, missä resultanttivoimat kohtaavat. Mitoittaessa solmuja ajatellaan, että voimat jakautuvat tietyille poikkipinta-alalle. Solmupisteitä tarkastellaan tasojaännitystilan mukaisesti. (Leskelä 2008, 437.)

Voimien suunnat, suuruudet ja tukivoimien tai pistekuorman vaikutusalan suuruus vaikuttavat solmun kokoon (SFS-EN 1992-1-1 2015, 107). Solmut on jaettu kolmeen ryhmään vaikuttavien voimien ja niiden suuntien mukaan (SFS-EN 1992-1-1 2015, 108–109):

- Solmu, johon kohdistuu puristusvoimaa.
- Solmu, johon kohdistuu puristusvoiman lisäksi yhteen suuntaan vetovoima.

- Solmu, johon kohdistuu puristusvoiman lisäksi kahteen suuntaan vetovoima.

Solmu nimetään siihen vaikuttavien voimien mukaisesti. Kun solmuun vaikuttaa vain puristusvoimaa, solmun nimi on CCC. Lyhene tulee englannin kielisestä termistä compression-compression-compression. Jos solmuun vaikuttaa puristusvoiman lisäksi yhden suuntaista vetoa, solmun nimi on CCT. Lyhene tulee englanninkielisestä termistä compression-compression-tension. Solmun nimi on CTT, jos solmuun vaikuttaa puristusvoiman lisäksi kahden suuntaista vetovoimaa. Lyhene tulee englannin kielisestä termistä compression-tension-tension. Ristikkomallissa erilaisia solmuja muodostuu eri kohdille rakennetta (Birrcher 2009, 16; kuva 28).

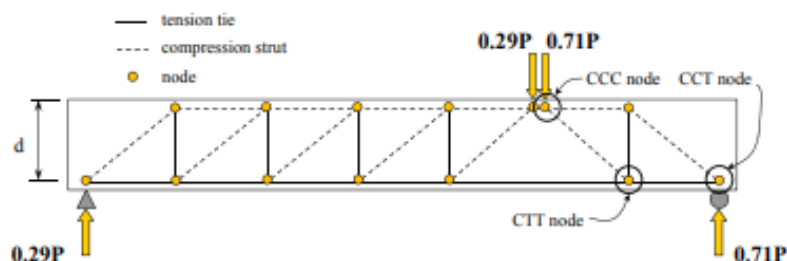
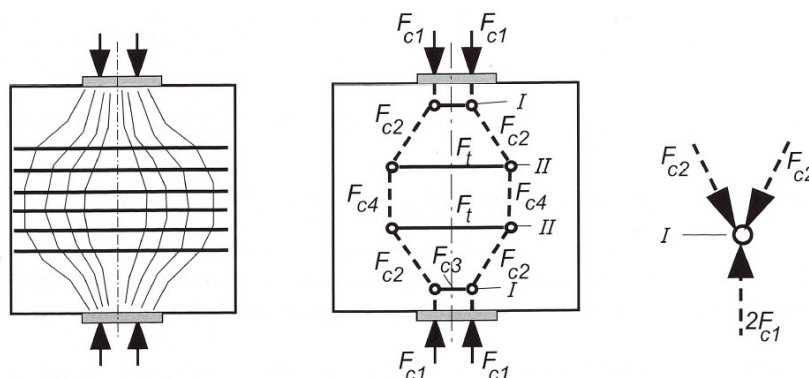


Figure 2.10: Most common node types in STM

KUVA 28. Solmujen tyypillisiä ilmenemiskohtia (Birrcher 2009, 16)

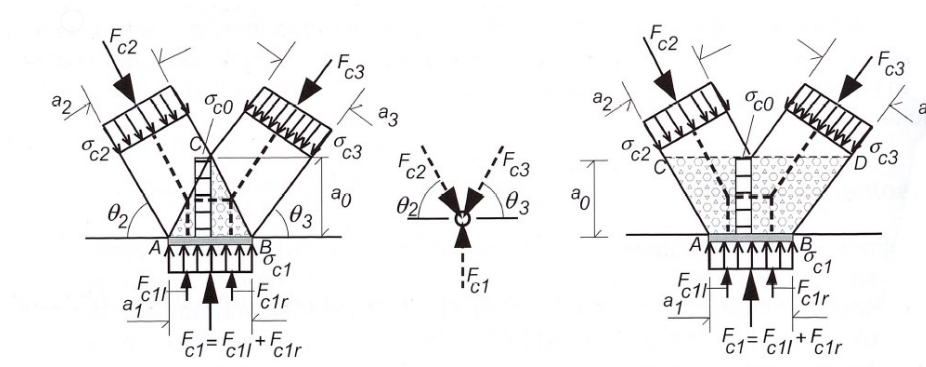
Leskelä (2008, 437) mukaan solmut voidaan jaotella ristikkomallin sijainnin mukaisesti. Sijainti vaikuttaa solmualueen tarkasteluun mitoittaessa solmua. Solmut jaotellaan keskittyneiksi- ja välisolmuiksi. Keskittynyt solmu sijaitsee tuen tai pistekuorman alla ja se on veto- ja puristussauvojen liittymäsolmu. (Leskelä 2008, 439–441.) Keskittyneiden solmujen englanninkielinen termi on singular nodes (Birrcher 2009, 2). Välisolmu on jatkuvaisolmu, jossa puristussauvat muuttavat suuntaansa tai tasapainottavat toisensa (kuva 29). Välisolmuja esiintyy rakenteen sisällä. Välisolmujen englanninkielinen termi on smeared nodes (Birrcher 2009, 24).



KUVA 29. Välisolmu (Leskelä 2008, 438)

#### 7.4.1 Puristussolmut

Pistekuormien ja jatkuvien tukien vaikutuskohdissa esiintyy puristussolmuja. Puristussolmuja esiintyy myös lippupalkeissa ja ulokkeissa. Solmun muoto on puolisuunnikas tai kolmio (kuva 30). Solmun korkeuteen  $a_0$  vaikuttaa tukipinnan leveys  $a_1$  ja sauvojen geometria. (Leskelä 2008, 438.)



KUVA 30. Puristussolmujen muodot (Leskelä 2008, 438)

Kun solmukolmion sivut ovat kohtisuorat vaikuttaviin voimiin nähden sekä solmuun vaikuttavat voimat ovat vakioita ja yhtä suuria, solmun muoto on hydrostaattinen. Tällöin solmuun vaikuttaa vain puristusjännitystä ja leikkausvoimaa ei synny (Leskelä 2008, 439; kuva 31). Jos puristusjännitykset eivät ole yhtä suuria ja solmukolmion sivut eivät ole kohtisuoraan vaikuttaviin voimiin nähden, syntyy leikkausvoimaa. Tällöin solmun muoto ei ole hydrostaattinen. (Bircher 2009, 17.)

Hydrostaattisessa solmussa riittää tukipaineen aiheuttaman puristusjännityksen tarkastelu

Puristusjännityksen tarkastelu tehdään kaavalla (Leskelä 2008, 439)

$$\sigma_{c1} \leq f_{cd1} \quad (26)$$

missä

$f_{cd1}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Tukipaineen aiheuttama puristusjännitys lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 439)

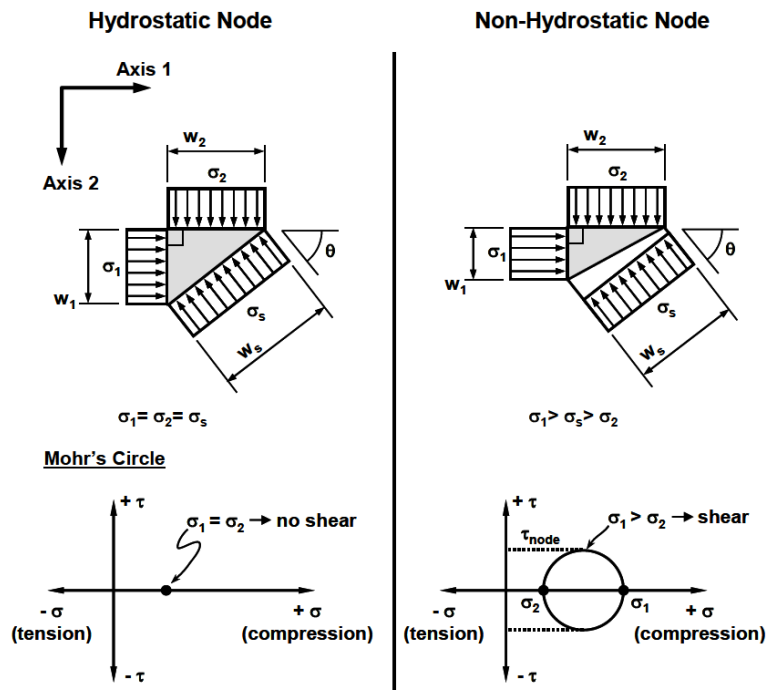
$$\sigma_{c1} = \frac{F_{c1}}{a_1 b_1} \quad (27)$$

missä

$F_{c1}$  = tukivoima

$a_1$  = tukipinnan leveys

$b_1$  = rakenteen paksuus



KUVA 31. Hydrostaattinen ja ei-hydrostaattinen solmu (Bircher 2009, 18)

Tukipaineen aiheuttama puristusjännitys tulee mitoittavaksi tekijäksi, jos täyttää kaavan mukaisen ehdon (Leskelä 2008, 439)

$$a_0 \geq a_{0h} \quad (28)$$

missä

$a_0$  = solmun korkeus

$a_{0h}$  = hydrostaattisen solmun korkeus

Hydrostaattisen solmun korkeus lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 439)

$$a_{0h} = \frac{a_1}{2} \quad (29)$$

missä

$a_1$  = tukipinnan leveys

Toisesta pääjännityksestä tulee mitoittava tekijä, jos valitaan hydrostaattinen solmu korkeammaksi kuin solmun korkeus (Leskelä 2008, 439.) Kyseinen tilanne voi tapahtua, kun sauvojen välillä esiin-tyy halkeamia. Toisen pääjännityksen tarkastelu tehdään kaavalla (Leskelä 2008, 439)

$$\sigma_{c0} \leq f_{cd1} \quad (30)$$

missä

$f_{cd1}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo



Tällöin ankkurointipituus lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 439)

$$c = \max \left\{ \frac{c}{2} \right\} \quad (34)$$

missä

$c$  = vetoteräksen suojaetäisyys

$s$  = vetoterästen pystysuuntainen tankoväli

Kun on tiedossa vetosauvan korkeus, puristussauvan suuntakulma ja solmun tukipinnan leveys, puristussauvan leveys lasketaan kaavalla (Leskelä 2008, 440)

$$a_2 = a_1 \sin \theta + u \cos \theta \quad (35)$$

missä

$a_1$  = tukipinnan leveys

$\theta$  = puristussauvan suuntakulma

$u$  = vetosauvan leveys

Solmuun kohdistuvan tukipaineen aiheuttama puristusjännitys lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 440)

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{c1}}{a_1 b} \leq f_{cd3} \quad (36)$$

missä

$F_{c1}$  = tukivoima

$a_1$  = tukipinnan leveys

$b$  = rakenteen paksuus

$f_{cd3}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Puristussauvan puristusjännitys lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 440)

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c2}}{a_2 b} \leq f_{cd3} \quad (37)$$

missä

$F_{c2}$  = puristussauvan puristusvoima

$a_2$  = puristussauvan leveys

$b$  = rakenteen paksuus

$f_{cd3}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

## 7.5 Mitoitusarvot puristusjännityksille

Matti V Leskelän julkaisussa Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210 (2008) sekä betonirakenteiden suunnittelua koskevassa eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 2015, annetaan kaavat solmuun vaikuttavien puristusjännityksien mitoitusarvojen laskentaan. Tukipaineesta ja puristussauvasta aiheutuvaa puristusjännitystä verrataan solmun puristusjännityksen mitoitusarvoihin. Opinnäytetyön tarkoituksena on esitellä molempien julkaisujen kaavat mitoitukselle ja verrata niitä.

Leskelän (2008, 437) mukaan on kolme tapausta, kuinka lasketaan mitoitusarvot puristusjännitykselle. Jos kyseessä on puristussolmu, puristusjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavalla

$$f_{cd1} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (38)$$

missä

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Jos solmuun liittyy puristussauvoja ja yhteen suuntaan vaikuttava vetosauva, puristusjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 437)

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (39)$$

missä

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Sekasolmu, johon liittyy useampi puristussauva ja vetosauvoja vähintään kahdesta suunnasta, puristusjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 437)

$$f_{cd3} = 0,70 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (40)$$

missä

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Betonirakenteiden suunnittelua koskevan eurokoodin mukaan solmuissa vaikuttavien puristusjännitysten mitoitusarvojen laskentaan on myös kolme tapausta. Jos kyseessä on puristussolmu, puristusjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 2015, 107)

$$\sigma_{RD,max} = k_1 v' f_{cd} \quad (41)$$

missä

$k_1$  = osavarmuuskerroin

$v'$  = osavarmuuskerroin



$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Jos solmuun liittyy puristussauvoja ja yhteen suuntaan vaikuttava vetosauva, puristusjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 108)

$$\sigma_{RD,max} = k_2 v' f_{cd} \quad (42)$$

missä

$k_2$  = osavarmuuskerroin

$v'$  = osavarmuuskerroin

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Sekasolmu, johon liittyy useampi puristussauva ja vetosauvoja vähintään kahdesta suunnasta, puristusjännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 109)

$$\sigma_{RD,max} = k_3 v' f_{cd} \quad (43)$$

missä

$k_3$  = osavarmuuskerroin

$v'$  = osavarmuuskerroin

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Betonin puristuslujuuden ominaisarvon huomioon ottava osavarmuuskerroin määritetään kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 106)

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (44)$$

missä

$f_{ck}$  = betonin puristuslujuuden ominaisarvo

Suomessa käytettävien osavarmuuskertoimien arvot esitetään eurokoodin kansallisessa liitteessä (SFS-EN 1992-1-1 2015, 109):

- $k_1 = 1$
- $k_2 = 0,85$
- $k_3 = 0,75$

Kuten huomataan, kaavojen välinen ero on osavarmuuskerroin k:ssa. Tällöin Leskelän (2008) julkaisun mukaiset kaavat antavat varmemmalla puolen olevia puristusjännityksen mitoitusarvoja (kuva 33). Laskentapohjassa käytetään Leskelän teoksen mukaisia kaavoja.

<i>Puristusjännitysten mitoitusarvo puristussolmussa (CCC)</i>			
<i>BY210 Matti V. Leskelä, 2008</i>			
k	0,85		
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd}$	14,2	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd1}$	10,8	N/mm <sup>2</sup>	
<i>Eurocode 2 SFS-EN 1992-1-1 2015</i>			
k	1		
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd}$	14,2	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd1}$	12,8	N/mm <sup>2</sup>	

KUVA 33. Puristusjännitysten mitoitusarvojen eroavaisuudet laskettuna Leskelän (2008) sekä eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 2015 mukaisesti (Heinonen 2023)

Puristusjännitysten mitoitusarvoja voidaan suurentaa maksimissaan 10 %, kun seuraavista ehdoista on vähintään yksi voimassa (SFS-EN 1992-1-1 2015, 109)

- varmistetaan kolmiakselisen puristustilan kehittyminen
- kaikkien puristus- ja vetosauvojen väliset kulmat ovat  $\geq 55^\circ$
- tukien tai pistekuormien kohdalla vaikuttavat jännitykset jakautuvat tasaisesti ja solmussa on haoitus estämässä laajenemista
- raudoitus on jaettu useampaan kerrokseen
- solmun laajeneminen on estetty luotettavasti kitkan tai laakerijärjestelyin avulla

## 7.6 Sisäinen momenttivarsi

Sisäinen momenttivarsi on puristus- ja vetovoiman resultanttien välinen etäisyys (SFS-EN 1992-1-1 2015, 164). Sisäinen momenttivarsi voidaan suunnitella seinämäisten palkkien mukaisesti, jos yksinkertaisesti tuetut yksiaukkoiset palkit täyttävät kaavan mukaisen määritelmän (Sharp 1977, 17)

$$\frac{L}{h} < 2 \quad (45)$$

missä

L = palkin jännemitta

h = poikkileikkauksen korkeus

Jatkuvien palkkien tulee täyttää kaavan mukainen määritelmä (Sharp 1977,17)

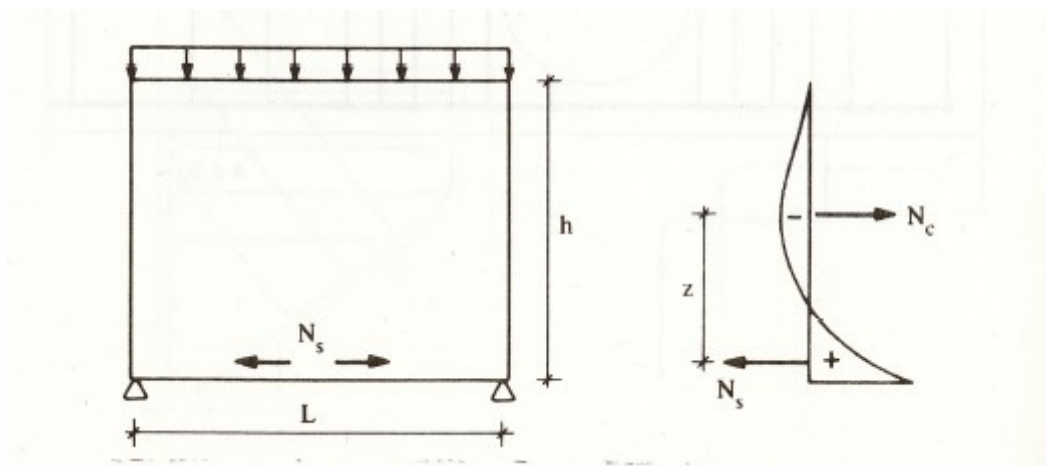
$$\frac{L}{h} < 2,5 \quad (46)$$

missä

L = palkin jännemitta

h = poikkileikkauksen korkeus

Seinämäisen palkin mitoittamisen tärkeimpiä asioita on sisäisen momenttivarren pituuden määrittäminen (kuva 34). Sisäisen momenttivarren pituus vaikuttaa puristus- ja vetosauvojen väliseen kulmaan ja sitä kautta vaikuttaviin voimasuureisiin. Mitä korkeammaksi kasvaa momenttivarsi, sitä suurempi on puristus- ja vetosauvojen välinen kulma. Tällöin puristussauvat ottavat enemmän vastaan kuormaa ja alapinnan vetosauvan jännitykset pienenevät. Jos mitoituksen haluaa varmalle puolelle, tulee puristus- ja vetosauvojen välinen kulma asettaa  $45^\circ$ , jolloin sauvavoimat ovat suurimmillaan.



KUVA 34. Seinämäisen palkin momenttivarsi on puristus- ja vetojännitysten resultanttien välinen etäisyys (Kanerva & Paasikallio 1982, 276).

Betonirakenteiden suunnittelua koskevassa eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 2015 ei ole mainintaa seinämäisen palkin sisäisen momenttivarren raja-arvoista tai laskemisesta. Leskelä (2008) ja Suomen Rakennusinsinöörien Liiton RIL ry:n julkaisussa RIL 125 Teräsbetonirakenteet (1986) on raja-arvot ja kaavat sisäisen momenttivarren laskentaan. Leskelä (2008, 435) mukaan staattisesti määrätyn rakenteen eli vapaasti tuetun yksiaukkoisen seinämäisen palkin jännemitan ja korkeuden suhde täyttää kaavan määritelmän:

$$\frac{L}{h} \leq 1 \quad (47)$$

missä

$L$  = tukien keskiöetäisyys

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

Tällöin sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 435)

$$z = 0,6L \quad (48)$$

missä

$L$  = tukien keskiöetäisyys

Staattisesti määrätyn palkin jännemitan ja korkeuden suhde täyttää kaavan määritelmän (Leskelä 2008, 435)

$$1 < \frac{L}{h} < 2 \quad (49)$$

missä

$L$  = tukien keskiöetäisyys

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

Tällöin sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla (Leskelä 2008, 435)

$$z = 0,15h \left( 3 + \frac{L}{h} \right) \quad (50)$$

missä

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

$L$  = tukien keskiöetäisyys

Suomen Rakennusinsinöörien Liiton RIL ry:n julkaisussa RIL 125 Teräsbetonirakenteet (1986, 371) on annettu CEB:n ja Leonhardtin kaavat, joilla määritellään sisäinen momenttivarsi. CEB:n kaavat antavat joissakin tapauksissa rohkeita arvoja verrattuna Leonhardtin kaavoihin. Molemmissa kaavoissa määritetyt raja-arvot ovat samat kuin Leskelän (2008) julkaisussa. CEB:n kaavan mukaan vapaasti tuetun yksiaukkoisen seinämäisen palkin sisäinen momenttivarsi määritellään kaavalla, kun tukien keskiöetäisyyden ja poikkileikkauksen korkeuden suhde on alle yksi (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 371)

$$z = 0,6L_{ef} \quad (51)$$

missä

$L_{ef}$  = tukien keskiöetäisyys

Kun keskiöetäisyyden ja poikkileikkauksen korkeuden suhde on yhden ja kahden välissä, määritellään sisäinen momenttivarsi kaavalla (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 371)

$$z = 0,2(L_{ef} + 2h) \quad (52)$$

missä

$L_{ef}$  = tukien keskiöetäisyys

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

Leonhardtin kaavan mukaan vapaasti tuetun yksiaukkoisen seinämäisen palkin sisäinen momenttivarsi määritellään kaavalla, kun tukien keskiöetäisyyden ja poikkileikkauksen korkeuden suhde on alle yksi (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 371)

$$z = 0,6L_{ef} \quad (53)$$

missä

$L_{ef}$  = tukien keskiöetäisyys

Kun keskiöetäisyyden ja poikkileikkauksen korkeuden suhde on yhden ja kahden välissä, määritellään sisäinen momenttivarsi kaavalla (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 371)

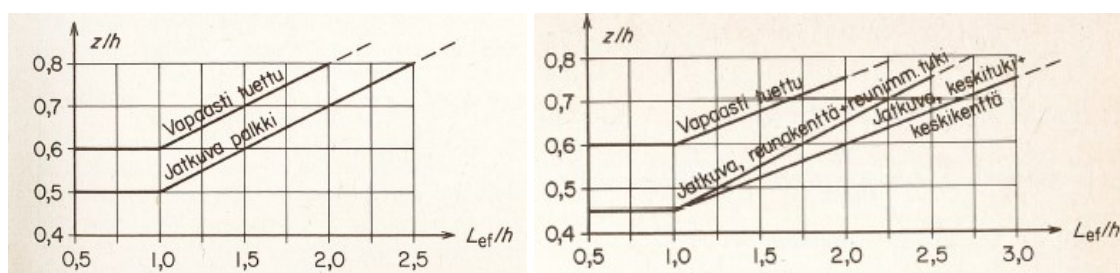
$$z = 0,15h \left( 3 + \frac{L_{ef}}{h} \right) \quad (54)$$

missä

$h$  = poikkileikkauksen korkeus

$L_{ef}$  = tukien keskiöetäisyys

Kuten voi huomata, Leskelän (2008) julkaisun kaavat ovat Leonhardtin kaavojen mukaisia. Staattisesti määrätyn seinämäisen palkin momenttivarren laskentaan ei ole otettu kantaa, jos tukien keskiöetäisyyden ja korkeuden suhde on kahden ja kolmen välillä (kuva 35). Koska tavallisen palkin raja-arvoksi on määritetty jännemitan ja korkeuden suhde tulee olla vähintään kolme, sisäisen momenttivarren laskentaan määrittämiseen ei ole kaavaa.



KUVA 35. CEB:n ja Leonhardtin kuvaajat sisäisen momenttivarren määrittämiseen (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 371)

Seinämäisen palkin sisäisen momenttivarren pituus ei saa ylittää normaalin palkin plastisen tarkastelun mukaista momenttivartta. Sisäisen momenttivarren pituudeksi valitaan näistä pienemmän arvon antava. Normaalin palkin sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavasta (Leskelä 2008, 163)

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (55)$$

missä

$d$  = palkin tehollinen korkeus

$\beta$  = palkin puristusvyöhykkeen korkeus

## 7.7 Pääraudoituksen ankkurointi

Koska yleensä seinämäiset palkit kannattelevat suuria kuormia, rakenteen alapinnassa on suuri vetorasitus. Tällöin vetovoiman ankkurointi on tärkeä huomioida rakenteen suunnittelussa. Seinämäisten palkkien tapauksessa vetorausitoitus toimii vetotangon tavoin, joten vaikuttava vetovoima ei pienene tuelle mentäessä. Ristikkomenetelmän avulla saadaan vetorausitoituksessa vaikuttavat jännitykset laskettua kohtuullisesti. Tällöin vetorausitoituksen ankkurointi mitoitetaan täydelle vetovoimalle kaavalla (Leskelä 2008, 435)

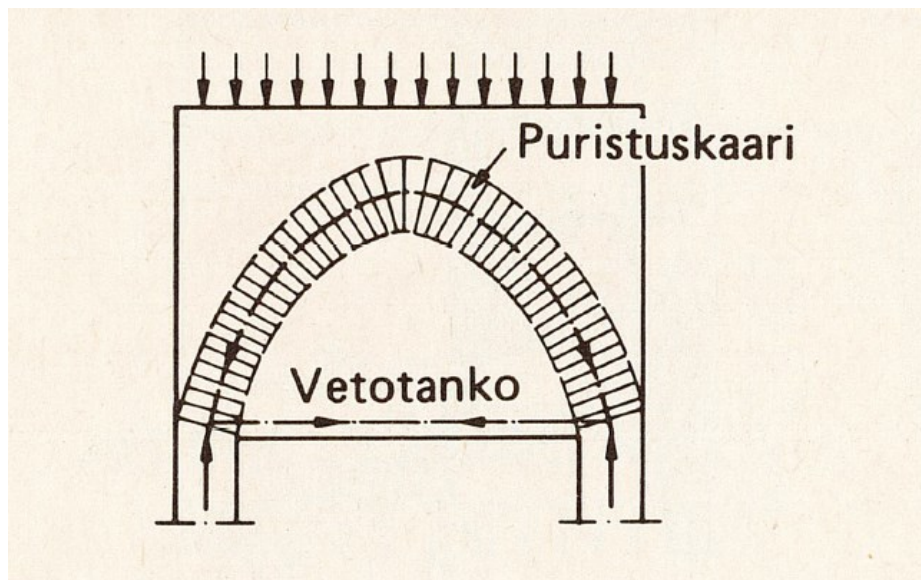
$$F_t = A_s f_{sd} \quad (56)$$

missä

$A_s$  = raudoituksen poikkipinta-ala

$f_{sd}$  = raudoituksen mitoituslujuus

Kun halkeamat aukeaa, seinämäinen palkki toimii vetotangollisten kaarien mukaisesti. Tämän seurauksena vetorautoituksessa vaikuttava voima pysyy samana koko raudoitteen matkalla (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 371; kuva 36).



KUVA 36. Yksiaukkoinen seinämäinen palkki, joka toimii vetotangollisena kaarena (Kähkönen & Saarinen 1983, 450).

Hitsatut verkot, raudoituslangat- ja tangot tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti raudoitukselta betoniin aiheuttamatta raudoituksen suuntaista lohkeilua tai halkeilua (SFS-EN 1992-1-1 2015, 131).

Vetovoimat ankkuroidaan solmuihin mitoittaessa seinämäisiä palkkeja ristikkomalleilla. Seinämäisissä palkeissa tuella ankkurointi on haastavaa, koska ankkurointipituuden mitoitusarvon mukaista tilaa ei jää solmun ja palkin reunan välille. Seinämäisten palkkien tapauksessa vetorautoituksen ankkurointi toteutetaan käyttämällä ankkurointilaitteita, taivutettuja tankoja tai u-hakasia (SFS-EN 1992-1-1 2015, 161). Pääraudoituksen ankkuroinnin helpottamiseksi vetosauvan leveyttä voi kasvattaa sijoittamalla teräksiä useampaan kerrokseen.

Raudoituksen kykyä ankkuroitua perustuu tartuntajännitykseen. Suurinta tartuntajännityksen arvoa kutsutaan tartuntalujuudeksi. Ankkuroitava voima lasketaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 155)

$$F_b = u_s l_b f_b \quad (57)$$

missä

$u_s$  = terästangon ympärysmitta

$l_b$  = ankkurointimatka

$f_b$  = tartuntalujuus

Terästangon ympärysmitta saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 155)

$$u_s = \pi \emptyset \quad (58)$$

missä

$\emptyset$  = terästangon halkaisija

Tartuntalujuuteen vaikuttaa useampi tekijä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 155):

- tangon halkaisija
- tangon sijainnista valumuotissa ja asennosta
- tangon pinnan geometria
- betonin lujuus
- poikittaiset voimat, jotka vaikuttavat ankkurointialueella
- tankojen keskinäinen etäisyys ja betonipeitteen paksuus.

Tartuntalujuuden mitoitusarvo harjateräkselle saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156)

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (59)$$

missä

$\eta_1$  = tartuntaolosuhteista riippuvainen kerroin

$\eta_2$  = tangon paksuudesta riippuvainen kerroin

$f_{ctd}$  = betonin vetolujuus

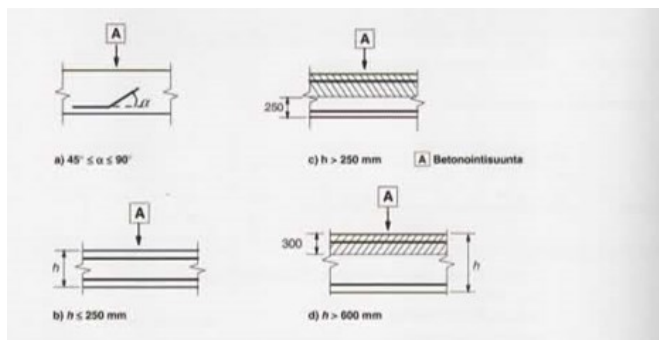
Tartuntaolosuhteiden kertoimia on kaksi, joihin vaikuttaa (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156)

- hyvät tartuntaolosuhteet =1,0
- muissa olosuhteissa =0,7

Raudoitteiden hyvät tartuntaolosuhteet vallitsevat betonirakenteiden osissa, missä betoni tiivistyy hyvin terästen ympärille. Tartuntaolosuhteisiin vaikuttaa betonointi suunta, valettavan rakenteen korkeus ja raudoitteiden asento (kuva 37). Parhaimmat tartuntaolosuhteet ovat (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156)

- rakenneosissa, jotka ovat matalia
- korkeiden rakenneosien alapinnassa
- pystyssä valettavat teräkset tai terästen ja vaakatason välinen kulma on 45° ja 90° välillä.

Korkeiden rakenteiden yläpinnassa on huonot tartuntaolosuhteet. Kun raudoitteen kulma on alle 45°, tartuntaolosuhteet heikkenevät. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 157.)



KUVA 37. Tartuntaolosuhteita (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156)

Tankopaksuudesta riippuvainen kerroin määrittyy kaavan mukaisen mitoitus ehdon mukaan (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156)

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0, & \text{kun } \varnothing < 32 \text{ mm} \\ \frac{132-\varnothing}{100}, & \text{kun } \varnothing > 32 \text{ mm} \end{cases} \quad (60)$$

missä

$\varnothing$  = terästangon halkaisija

Enintään C60/75 luokan betonin vetolujuuden mitoitusarvoja voidaan käyttää mitoituksessa (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 156). Vetolujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 39)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (61)$$

missä

$\alpha_{ct}$  = betonin vetolujuuskerroin

$\gamma_c$  = betonin osavarmuusluku

$f_{ctk,0,05}$  = betonin vetolujuuden alaraja-arvo

Suomessa betonin vetolujuuskertoimena käytetään arvoa 1,0. Kertoimella huomioidaan kuormasta aiheutuvat epäedulliset tekijät ja pitkäaikaistekijät, jotka vaikuttavat vetolujuuteen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 39.)

Ankkurointivoiman mitoitusarvon tulee täyttää kaavan mukainen mitoitus ehto (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 157)

$$F_{bd} \geq F_{Ed} \quad (62)$$

missä

$F_{Ed}$  = ankkuroitava voima

Ankkurointipituuden perusarvon tulee täyttää kaavan mukainen mitoitus ehto (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 157)



$$l_b = \frac{F_{Ed}}{u_s f_{bd}} \quad (63)$$

missä

$F_{Ed}$  = ankkuroitava voima

$u_s$  = terästangon ympärysmitta

$f_{bd}$  = harjateräksen tartuntalujuus

Eurokoodin mukaisen mitoitus ehdon mukaan kaavan oikeapuoli muuttuu muotoon (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 157)

$$l_{b.rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (64)$$

missä

$\varnothing$  = terästangon halkaisija

$\sigma_{sd}$  = teräksessä vaikuttava normaalijännitys

$f_{bd}$  = harjateräksen tartuntalujuus

Laskettaessa ankkurointipituuden perusarvoa voidaan käyttää teräksen myötölujuutta  $\sigma_{sd}$ :n arvona. Vetoteräksessä vaikuttava normaalijännitys saadaan kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 157)

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} \quad (65)$$

missä

$F_{Ed}$  = ankkuroitava voima

$A_s$  = raudoituksen poikkipinta-ala

Ankkurointipituuden mitoitusarvo saadaan kaavalla (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 157)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b.rqd} \quad (66)$$

missä

$\alpha_1$  = tangon muodosta riippuvainen kerroin

$\alpha_2$  = suojabetonista riippuvainen kerroin

$\alpha_3$  = hitsaamattoman poikittaisen raudoituksen huomioiva kerroin

$\alpha_4$  = hitsatun poikittaisen raudoituksen huomioiva kerroin

$\alpha_5$  = poikittaispaineesta riippuvainen kerroin

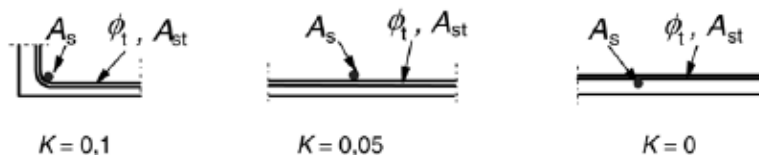
$l_{b.rqd}$  = ankkurointipituuden perusarvo

Ankkurointipituuden perusarvoa pienentävät kertoimet ovat taulukkoarvoja (taulukko 15).

TAULUKKO 15. Ankkurointipituuden perusarvot kaavalla (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 158)

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Kerroin	Rajat
Tankojen muoto $\alpha_1$	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	-
	Muu	$\alpha_1 = 0,7$	$c_d \geq 3\phi$
		$\alpha_1 = 1,0$	$c_d < 3\phi$
Betonipeite $\alpha_2$	Suora	$\alpha_2 = 1,0 - 0,15 \left( \frac{c_d - \phi}{\phi} \right)$	$0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$
	Muu	$\alpha_2 = 1,0 - 0,15 \left( \frac{c_d - 3\phi}{\phi} \right)$	$0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$
Poikittain on raudoitus ei hitsattu $\alpha_3$	Kaikki	$\alpha_3 = 1,0 - K\lambda$	$0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$
Poikittainen raudoitus hitsattu $\alpha_4$	Kaikki	$\alpha_4 = 0,7$	-
Poikittaispaine $\alpha_5$	Kaikki	$\alpha_5 = 1,0 - 0,04p \left( \frac{1}{MPa} \right)$	$0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$

Hitsaamattoman poikittaisraudoituksen kerroin K määräytyy poikittaisen raudan sijainnista (kuva 38).



KUVA 38. K-kertoimen määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 2015, 135)

Laskentaa voidaan yksinkertaistaa käyttämällä pienennyskertoimien arvoina 1,0. Tällöin ankkurointipituuden perusarvo ei lyhene, joten ankkurointipituus tulee laskennassa varman puolelle. Ankkurointipituuden tulee täyttää vähimmäisarvot (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 159)

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \quad (67)$$

missä

$l_{b,min}$  = ankkurointipituuden vähimmäisarvo

Veto- ja puristusraudoitukselle on määritelty ankkurointipituuden vähimmäisarvot. Vetoraudoitukselle ankkurointipituuden vähimmäisarvo määritellään kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 159)

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (68)$$

missä

$l_{b,rqd}$  = ankkurointipituuden perusarvo

$\varnothing$  = terästangon halkaisija

Jos seinämäinen palkki tarvitsee puristusraudoituksen, tulee tarkastella kyseisen raudoituksen ankkurointipituus. Puristusraudoitukselle ankkurointipituuden vähimmäisarvo määritellään kaavasta (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 159)

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b,rqd} \\ 10\varnothing \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (69)$$

missä

$l_{b,rqd}$  = ankkurointipituuden perusarvo

$\varnothing$  = terästangon halkaisija

Toteutuvan ankkurointipituuden pitää täyttää kaavan mukainen mitoitusehto (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 159)

$$l_b \geq l_{bd} \quad (70)$$

missä

$l_{bd}$  = rasiusten perusteella määritetty ankkurointipituus

Jos ehto ei täyty, vaadittavaa ankkurointipituutta voidaan pienentää lisäämällä suoraa tankoja. Ankkurointipituuden lisäämiseksi voidaan käyttää myös hakoja, jos suorien tankojen ankkurointipituus ei riitä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 159.) Seinämäisissä palkeissa ankkurointilenkkien käyttö on yleistä, koska ankkuroinnille vaadittavaa tilaa ei ole nurkkasolmujen takana. Jos pääraudoituksena on paksuja tankoja, niiden taivuttamista tulee välttää. Suurilla teräksillä on suuret taivutussäteet, joten betonilla on lohkeamisriski. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 159.) Ankkurointilenkkien mitoitustulos menee samalla tavalla kuin suorien teräksien ankkurointipituuden laskenta. Ankkurointilenkille tulee laskea jatkospituuden perus- ja mitoitusarvo. Ankkurointipituuden perusarvo lasketaan kaavalla (Leskelä 2008, 471)

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing f_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (71)$$

missä

$\varnothing$  = terästangon halkaisija

$f_{sd}$  = raudoituksen mitoituslujuus

$f_{bd}$  = harjateräksen tartuntalujuus

Ankkurointiteräksien limityspituuden mitoitusarvon tulee täyttää kaavan mukainen ehto (SFS-EN 1992-1-1 2015, 138)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b.rqd} \geq l_{0,min} \quad (72)$$

missä

$\alpha_1$  = tangon muodosta riippuvainen kerroin

$\alpha_2$  = suojabetonista riippuvainen kerroin

$\alpha_3$  = hitsaamattoman poikittaisen raudoituksen huomioiva kerroin

$\alpha_4$  = hitsatun poikittaisen raudoituksen huomioiva kerroin

$\alpha_5$  = poikittaispaineesta riippuvainen kerroin

$\alpha_6$  = limijatkettujen tankojen suhteellisesta osuudesta riippuvainen kerroin

$l_{b.rqd}$  = ankkurointipituuden perusarvo

$l_{0,min}$  = limityspituuden minimiarvo

Limijatkettujen tankojen suhteellisesta osuudesta riippuvainen kerroin on taulukkoarvo (taulukko 16).

TAULUKKO 16.  $\alpha_6$ -kertoimen taulukkoarvot (SFS-EN 1992-1-1 2015, 138)

Limijatkettujen tankojen suhteellinen osuus poikkileikkauksen tankojen kokonaisalasta	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
$\alpha_6$	1	1,15	1,4	1,5
HUOM. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.				

Limityspituuden minimiarvon mitoitusehto saadaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 138)

$$l_{0,min} = \max \begin{cases} 0,3\alpha_6 l_{b.rqd} \\ 15\varnothing \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (73)$$

missä

$\alpha_6$  = limijatkettujen tankojen suhteellisesta osuudesta riippuvainen kerroin

$l_{b.rqd}$  = ankkurointipituuden perusarvo

$\varnothing$  = terästangon halkaisija

## 7.8 Verkkoraudoite

Seinämaisten palkkien molempiin pintoihin asennetaan verkkoraudoitus. Verkkoraudoitteen vähimmäisraudoitus määritetään kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 2015, 161)

$$A_{s,dbmin} \geq 0,001A_c \quad (74)$$

missä

$A_{s,dbmin}$  = seinämäisen palkin minimiraudoite

$A_c$  = betonin poikkileikkauksen pinta-ala

Kuitenkin verkkoraudoitteena tulee käyttää vähintään  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  molempiin suuntiin ja molemmissa pinnoissa. Kahden vierekkäisen tangon etäisyys toisistaan saa olla enintään 300 mm tai kaksi kertaa rakenteen paksuus. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 161.)

Verkkoraudoituksen tarkoitus on ottaa vastaan muun muassa puristussauvoihin syntyvää poikittaista vetoa sekä estää betonin halkeilua. Jotta haitallista halkeilua ei syntyisi, tulee raudoituksen olla yhteensopiva pääjännitysten kulun kanssa. Puristussauvojen kohdilla voi joutua lisäämään vaakaan lisäraudoitusta, jos verkkoraudoite ei riitä. (Leskelä 2008, 163.)

## 8 SEINÄMAISEN PALKIN REI'ITTÄMINEN

Seinämäiset palkit ja tavanomaisten seinien rei'ittämisperiaatteet eroavat toisistaan merkittävästi. Tavanomaiset seinät ovat tuettuja alapäästään ja seinämäiset palkit tuetaan päistään palkin tavoin. Seinämaisissä palkeissa kuormitukset kulkeutuvat eri tavalla rakenteessa kuin tavanomaisessa seinässä ja se tulee huomioida suunnittellessa rakenteen rei'ittämistä.

Kantokyvyn kannalta edullisesti sijoitettavia reikiä ovat ikkunat ja erilaiset läpiviennit talotekniikalle. Oviaukkojen vaikutus rakenteen kantokykyyn tulee tarkastella erikseen, koska yleensä ne sijoitetaan lähelle tukea. (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 377.)

Seinämäisen palkin rei'ittäminen voi vaikuttaa merkittävästi voimien kulkuun. Vaikutus riippuu reiän sijainnista, koosta ja muodosta. Kun reikä sijoitetaan puristuskaaren ulkopuolelle, reikä ei vaikuta merkittävästi rakenteen kantokykyyn (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 376; kuva 39). Puristusvyöhykkeelle voidaan sijoittaa pieniä reikiä, jonka pisin sivu täyttää kaavan mukaisen mitoitus ehdon (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 377)

$$l_h < \frac{h_{ef}}{6} \quad (75)$$

missä

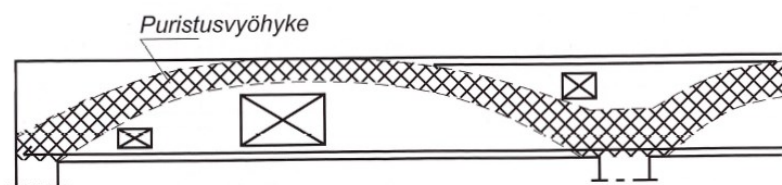
$h_{ef}$  = seinämäisen palkin tehollinen korkeus

Kuitenkin tulee varmistaa, että puristusvoimat kulkeutuvat reiän molemmin puolin (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 377). Leskelän (2008, 387) mukaan pieniä pyöreitä reikiä voi sijoittaa palkin uuman vedetylle korkeudelle. Pienien pyöreiden reikien mitoitus ehto tulee kaavasta

$$D < 0,25d \quad (76)$$

missä

$d$  = palkin tehollinen korkeus



KUVA 39. Reikien suositeltavat sijoittamispaikat (Leskelä 2008, 384)

Pieniä reikiä ei tarvitse tarkastella, jos ne sijaitsevat puristusvyöhykkeen ulkopuolella. Reikien ympärille asennetaan pielihaat estämään paikallisen halkeilun. Jos pieniä reikiä sijoitetaan peräkkäin, tulee reikien välisen etäisyyden täyttää kaavan mukainen mitoitus ehto (Leskelä 2008, 384)

$$a_h > h_h \quad (77)$$

missä

$h_h$  = reiän korkeus

Jos reiän korkeus on suurempi kuin reikien välinen etäisyys, käsitellään aukkoja suurena aukkona. Suuren reiän pituus saadaan kaavasta (Leskelä 2008, 384)

$$l = 2l_h + a_h \quad (78)$$

missä

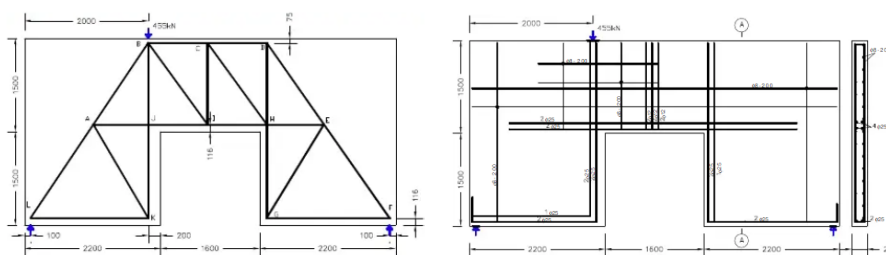
$l_h$  = pienen reiän pituus

$a_h$  = reikien välinen etäisyys

Leskelän (2008, 383) mukaan pitkiin suorakaidereikiin verrattuna pyöreät reiät ovat muodoltaan edullisempia. Jos on mahdollista, suorakaidereikien nurkat tulee pyöristää. Pyöristäminen pienentää nurkkiin syntyviä paikallisia rasituksia.

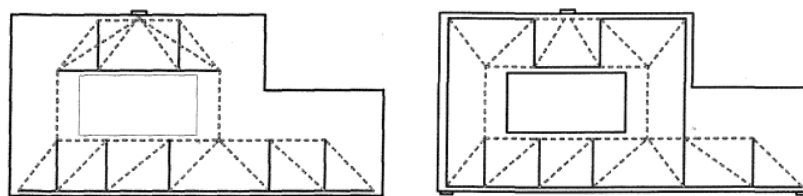
Reikien tekeminen tukien kohdalle on kiellettyä, koska ne ovat seinämäisen palkin kantokyvyn kannalta arimpia kohtia (RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986, 377). Leskelän (2008, 384) mukaan suuren leikkausvoiman alueella sekä kohdat, jossa reikä rikkoo puristusvyöhykkeen, ei saa sijoittaa suuria reikiä. Reikä jatkuvan tuen kohdalla vaikuttaa merkittävästi seinämäisen palkin kantokykyyn.

Reiät muodostavat seinämäiseen palkkiin epäjatkuvuusalueita, jotka voidaan laskea ristikkomenetelmän avulla. Tällöin reiän ympärille muodostetaan ristikkomalli, joka mukailee rasitusten suuntia (kuva 40).



KUVA 40. Aukollinen seinämäinen palkki, johon muodostettu ristikkomalli ja ratkaistu vaadittava rauditus (Mahmoud 2007, 30–31).

Ristikkomenetelmällä mitoittaessa tulee ottaa huomioon, että eri ristikkomallit antavat erilaiset tulokset (Leskelä 2008, 160). Rakenteille ei ole määritetty yhtä oikeata ristikkomallia (kuva 41). Jotta saadaan tieto mallin todenmukaisuudesta, tulee tarkastella kimmoteorian mukaisia pääjännitysten jakautumista (Leskelä 2008, 161). Tarkastelu voidaan tehdä hyödyntämällä FEM-ohjelmia, jotka hyödyntävät elementtimenetelmän mukaista laskentaa.



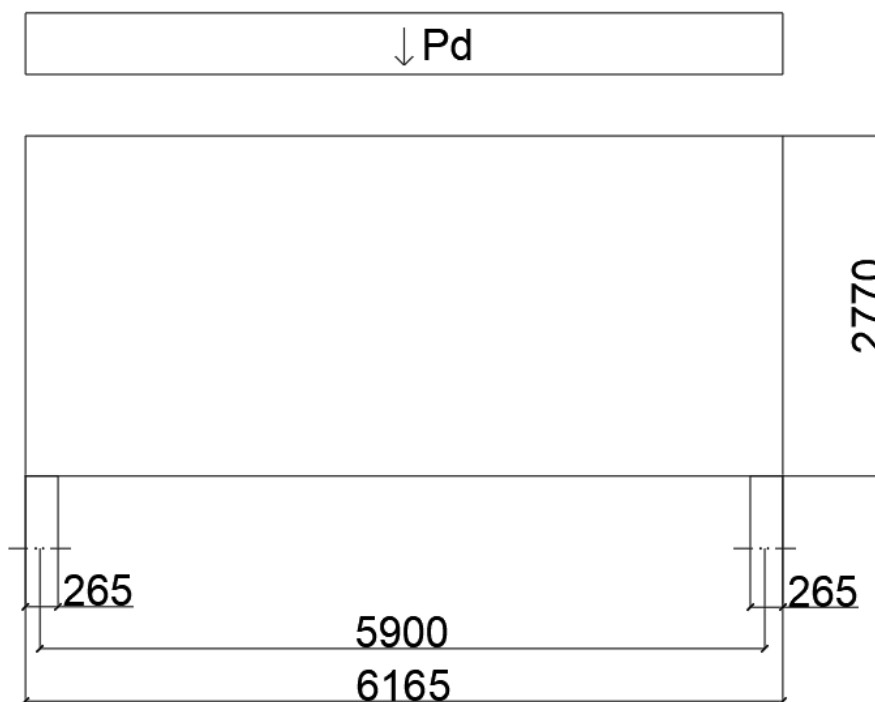
KUVA 41. Kaksi erilaista ristikkomallia seinämäisessä palkissa, jolla on samanlainen rakenne (Matamoros & Zechmann, C2–C3).

## 9 MITOITUS

Havainnollistamisen vuoksi on hyvä käydä edellä esitetty teoria läpi mitoitus-esimerkin avulla. Esi-merkkilaskussa lasketaan yksiaukkoinen seinämäinen palkki, jossa ei ole aukkoja. Laskenta-esimerkin tuloksia verrataan FEM-Design 3D Structure -ohjelman antamiin arvoihin. On kuitenkin huomioitava, että FEM-ohjelmat eivät ota huomioon pääraudoituksen ankkurointia.

### 9.1 Mitoitus-esimerkki ristikkomenetelmällä

Kyseinen seinämäinen palkki on kerrostalon ensimmäisessä kerroksessa ja siihen kohdistuu yhden kerroksen omapainosta ja välipohjan hyötykuormasta aiheutuvat rasitukset. Rakennuksen seuraamusluokka on CC2. Seinä on 200 mm paksu, 6 165 mm pitkä ja 2 770 mm korkea (kuva 41). Seinän alla kulkee palkit, joiden molempien leveys on 265 mm. Seinämäisen palkin tehollinen jänneväli on tukien keskipisteiden välinen etäisyys eli 5 900 mm, jota käytetään laskennassa. Tehollisena korkeutena käytetään palkin korkeutta, joka on otettu välipohjien keskiöetäisyyden mukaisesti. Rakenne on paikallavalurakenne ja betoniksi on määritetty C25/30. Raudoitukseksi on määritetty B500B betoni-teräs.



KUVA 41. Esimerkkilaskun seinämäinen palkki rakennemittoineen (Heinonen 2023)

Tarkistetaan seinämäisen palkin määritelmän mukaisesti, onko rakenne seinämäinen palkki.

$$\frac{5,9 \text{ m}}{2,77 \text{ m}} < 3 = 2,13 < 3$$

Rakenne täyttää seinämäisen palkin määritelmän. Seuraavana tarkastellaan seinämäiselle palkille aiheutuvat kuormat, jotka on ilmoitettu käyttörajatilan mukaisina viivakuormina:

- $g_k = 38,1 \text{ kN/m}$
- $q_k = 5,8 \text{ kN/m}$

Lasketaan mitoittava murtorajatilakuorma ensimmäisen kuormitusyhdistelyn mukaisesti.



$$p_d = 1,15 * 1,0 * 38,1 \frac{kN}{m} + 1,5 * 1,0 * 5,8 \frac{kN}{m} \approx 52,6 \frac{kN}{m}$$

Mitoittava taivutusmomentti lasketaan tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen palkin momenttikaavalla. Taivutusmomentin avulla lasketaan vaadittava pääraudoitus.

$$M_d = \frac{52,6 \frac{kN}{m} * 5,9^2 m^2}{8} = 228,9 kNm$$

Kuormasta aiheutuva leikkausvoima, joka vastaa tukireaktioita tulee myös tarkastella ristikkomallia varten.

$$V_d = \frac{52,6 \frac{kN}{m} * 5,9 m}{2} = 155,2 kN$$

Jotta voidaan laskea vaadittava pääraudoitus, tulee määrittää sisäinen momenttivarssi. Koska kyseisen rakenteen tehollisen pituuden ja korkeuden suhde on yli kaksi, sille ei ole määritetty sisäisen momenttivarren laskentaan kaavaa. Tässä tapauksessa käytämme tehollisen pituuden ja korkeuden suhdelukuna kahta, jotta voimme käyttää seinämäiselle palkille tarkoitettua sisäisen momenttivarren määrittämiseen tarkoitettua kaavaa. Tämän avulla saadaan lyhyempi momenttivarssi, jolloin vaadittavan pääraudoituksen laskenta saadaan varmalle puolelle.

$$1,0 \leq \frac{L_{ef}}{h_{ef}} \leq 2,0 = z_1 = 0,15 * 2,77 m * (3 + 2) = 2,08m$$

Sisäisen momenttivarren pituuden tulee olla pienempi kuin normaalin palkin sisäisen momenttivarren kaavan mukaisen sisäisen momenttivarren pituus. Jotta sisäinen momenttivarssi voidaan laskea, tulee rakenteelle määrittää tehollinen korkeus. Teholliseen korkeuteen vaikuttaa suojabetoni, hakaraudoituksen halkaisija ja pääraudoituksen oletettu halkaisija. Suojabetonia rakenteeseen tulee 20 mm, koska rakenne on sisätiloissa. Oletetaan hakojen halkaisijan olevan 8 mm ja pääraudoituksen 16 mm.

$$d = 2770 mm - 20 mm - 1,1 * 8 mm - \frac{1,1 * 16 mm}{2} \approx 2733 mm$$

Tehollisen korkeuden jälkeen tulee määrittellä puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus. Jotta puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus voidaan määrittää, tulee laskea suhteellinen momentti. Suhteellisen momentin laskentaan tulee tietää mitoittavan taivutusmomentin lisäksi betonin puristuslujuuden mitoitusarvo, betonin lujuudesta riippuvainen  $\eta$ -kerroin, rakenteen paksuus ja tehollinen korkeus. C25/30 betonin puristuslujuuden mitoitusarvo on 14,17 N/mm<sup>2</sup> ja  $\eta$ -kerroin on 1,0.

$$\mu = \frac{228,9 * 10^6 Nmm}{1,0 * 14,17 \frac{N}{mm^2} * 200 mm * 2733^2 mm^2} = 0,0108$$

Mitoitetaan puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeus.

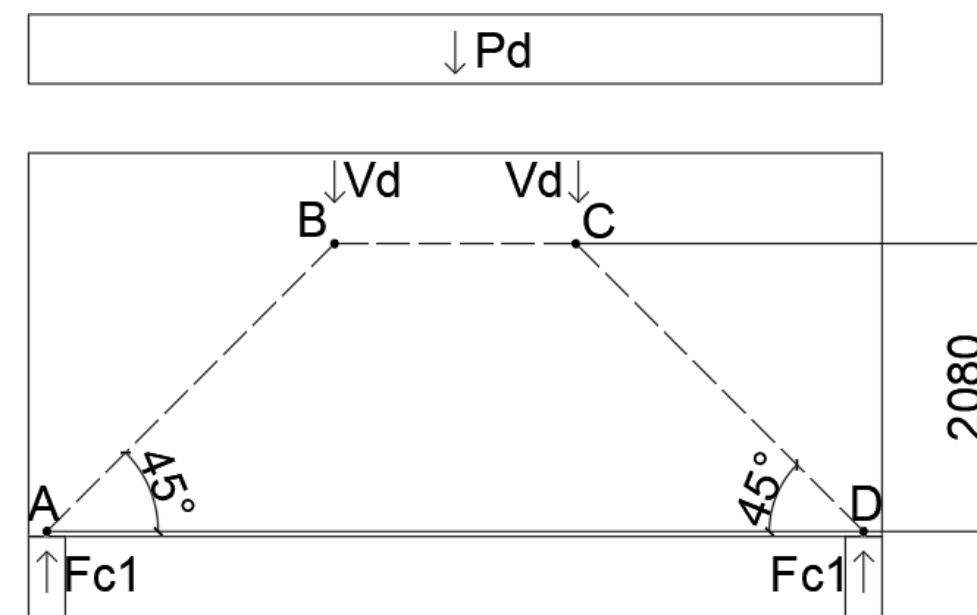
$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0108} = 0,0109$$

Mitoitetaan sisäisen momenttivarren pituus.

$$z_2 = 2,733 m * \left(1 - \frac{0,0109}{2}\right) = 2,72 m$$

Huomataan, että seinämäisen palkin sisäisen momenttivarren kaavoilla laskettu sisäisen momenttivarren pituus on lyhyempi kuin normaalin palkin sisäisen momenttivarren kaavoilla laskettu sisäisen momenttivarren pituus. Tällöin voidaan käyttää seinämäisen palkin kaavalla määritettyä sisäistä momenttivarren pituutta.

Seuraavana luodaan ristikkomalli. Koska kyseessä on yksinkertainen seinämäinen palkki, ristikkomallikin on yksinkertainen (kuva 42). Puristus- ja vetosauvojen väliseksi kulmaksi määritellään  $45^\circ$ , jolloin saadaan suurimmat rasitukset ja laskenta saadaan varmalle puolelle. Sauvavoimat saadaan ratkaistua trigonometrisillä funktioilla. Puristussauvat esitetään katkoviivalla ja vetosauva yhtenäisellä viivalla. Solmupisteet on nimetty A:sta D:hen. Ristikkomallissa myös esitetään momenttivarren pituus, koska se on vetosauvan ja puristussauvan resultanttien välinen mitta.



KUVA 42. Rakenteeseen muodostettu ristikkomalli (Heinonen 2023).

Ratkaistaan puristussauvassa vaikuttava puristusvoima.

$$F_{c2} = \frac{155,2 \text{ kN}}{\sin 45^\circ} = 219,5 \text{ kN}$$

Ratkaistaan vetosauvassa vaikuttava vetovoima.

$$F_{t1} = \frac{155,2 \text{ kN}}{\tan 45^\circ} = 155,2 \text{ kN}$$

Käyttämällä puristus- ja vetosauvan välisenä kulmana  $45^\circ$  saadaan vetovoimaksi sama kuin leikkausvoiman arvo. Tällöin pääraudoituksessa vaikuttaa suurin mahdollinen kuorma. Koska rakenne on yksinkertainen, C-solmun ja D-solmun välisessä puristussauvassa vaikuttaa sama voima kuin A-solmun ja B-solmun välisessä puristussauvassa. B-solmun ja C-solmun välisessä puristussauvassa vaikuttaa yhtä suuri voima kuin vetosauvassa.

Lasketaan vaadittava pääraudoitus mitoitusmomentin avulla. Laskennassa tarvitaan teräksen vetolujuuden mitoitusarvoa, joka on  $435 \text{ N/mm}^2$ .

$$A_{s,vaad.} = \frac{228,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2080 \text{ mm} \cdot 435 \text{ N/mm}^2} \approx 253,3 \text{ mm}^2$$

Koska arvioimme alussa pääraudoituksen olevan 16 mm harjaterästä, tarkastetaan vaadittava tankomäärä täyttämään vaadittava raudoitusmäärä.

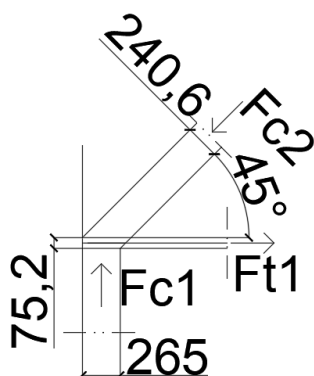
$$A_{\emptyset} = \frac{\pi \cdot 16 \text{ mm}^2}{4} \approx 201,06 \text{ mm}^2$$

Tällöin tarvitaan pääraudoitukseksi kaksi kappaletta 16 mm harjaterästankoa. Seinämäiseen palkkiin tulee asentaa varmistusraudoitus ja sen tulee olla viidesosa pääraudoituksen määrästä. Lasketaan vaadittava varmistusraudoitus määrä.

$$A_{s, \text{varm. raud.}} = 0,2 * 2 * 201,06 \text{ mm}^2 \approx 80,43 \text{ mm}^2$$

Tällöin varmistusraudoitukseksi riittäisi kaksi kappaletta 10 mm harjaterästankoa rakenteen yläpintaan.

Tarkastellaan seuraavana tukien kohdilla olevien CCT-solmujen puristuslujuutta (kuva 43). Koska tuet ovat samanlaiset molemmin puolin, riittää tarkastelussa yhden solmun mitoittaminen. Esimerkilaskussa ei tarkastella yläpään CCC-solmuja, koska niihin vaikuttavat voimasuureet ovat samanlaiset kuin kyseisen rakenteen CCT-solmuissa. Lisäksi yksiaukkoisen seinämäisen palkin tärkein tarkastettava solmu on CCT-solmu, koska siellä tarkastellaan pääraudoituksen ankkurointi.



KUVA 43. Mitoitettava CCT-solmu (Heinonen 2023)

Jotta solmuun vaikuttavia rasituksia voidaan tarkastella, tulee määrittää vetosauvan korkeus. Koska raudoitus tulee yhteen kerrokseen ja se ankkuroituu vähintään teräksen suojaetäisyyden verran, voidaan määrittää vetosauvan korkeus Leskelän (2008, 439) julkaisun mukaisella toisella kaavalla. Jotta vetosauvan leveys voidaan laskea, tulee ensin määrittää teräksen suojaetäisyys.

$$c = 20 \text{ mm} + 1,1 * 8 \text{ mm} + \frac{1,1 * 16 \text{ mm}}{2} = 37,6 \text{ mm}$$

Vetosauvan korkeudeksi saadaan Leskelän (2008, 439) julkaisun kaavalla (kuva 44).

$$u = 2 * 37,6 \text{ mm} = 75,2 \text{ mm}$$



KUVA 44. Vetosauvan korkeus ja vetoteräksen suojaetäisyys (Heinonen 2023)

Vetosauvan korkeuden määrittämisen jälkeen voidaan määrittää puristussauvan leveys.

$$a_2 = 265 \text{ mm} * \sin 45^\circ + 75,2 \text{ mm} * \cos 45^\circ = 240,6 \text{ mm}$$

Betonin mitoituslujuuden arvo lasketaan Leskelän (2008, 437) julkaisun mukaisella kaavalla. Jotta tällä kaavalla voidaan määrittää puristuskestävyyden mitoituslujuus, tulee betonin halkeilua rajoittaa. Käytännössä tämä toteutetaan verkkoraidoiteella, joten kyseistä kaavaa voidaan käyttää.

$$f_{cd3} = 0,7 * \left(1 - \frac{25 \frac{N}{mm^2}}{250}\right) * 14,17 \frac{N}{mm^2} = 8,93 \frac{N}{mm^2}$$

Mitoitusehtona on, että betonin puristuskestävyyden mitoitusarvo ei ylitä kuormista aiheutuneista rasituksista. Tarkastellaan tukireaktiosta aiheutuva puristusjännitys.

$$\sigma_{c1} = \frac{155,2 * 10^3 \text{ N}}{265 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} \leq 8,93 \frac{N}{mm^2} = 2,93 \frac{N}{mm^2} \leq 8,93 \frac{N}{mm^2}$$

Tarkastellaan seuraavana puristussauvasta kohdistuvan rasituksen aiheuttama puristusjännitys.

$$\sigma_{c2} = \frac{219,5 * 10^3 \text{ N}}{240,6 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} \leq 8,93 \frac{N}{mm^2} = 4,56 \frac{N}{mm^2} \leq 8,93 \frac{N}{mm^2}$$

Seuraavana tulee tarkastella puristussauvaan aiheutuva poikittainen veto yksinkertaistetulla kaavalla.

$$T = 0,25 * 219,5 \text{ kN} = 54,9 \text{ kN}$$

Mitoitetaan poikittaiselle vedolle vaadittava vetoraidoitus.

$$A_{s, \text{puristussauva}} = \frac{54,9 * 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} \approx 126,2 \text{ mm}^2$$

Tarkastetaan riittääkö verkkoraidoite ottamaan vastaan poikittaisen vedon. Verkkoraidoitteen minimimäärä tulee olla 0,1 % rakenteen poikkileikkauksen pinta-alasta tai 150 mm<sup>2</sup>/m molempiin suuntiin ja molempiin pintoihin.

$$A_{s, \text{verk.raid.}} = 0,001 * 200 \text{ mm} * 2770 \text{ mm} = 554 \text{ mm}^2$$

Kun saatu raidoitemäärä jaetaan kahdella, saadaan vaadittava raidoitusmäärä rakenteen yhteen pintaan. Tällöin raidoitemääräksi saadaan 227 mm<sup>2</sup>. Huomataan verkkoraidoitteen riittävän ottamaan vastaan poikittaisen vetovoiman. Verkkoraidoitteeksi valitaan  $\phi 10$ k200 rakenteen molempiin pintoihin, joka on varmalle puolen.

Tarkastellaan vaadittava ankkurointi. Ankkurointivoima lasketaan toteutuneen pääraudoituksen ja teräksen vetolujuuden mitoitusarvon tulona.

$$F_t = \left(402,12 \text{ mm}^2 * 435 \frac{N}{mm^2}\right) * 10^{-3} \text{ kN} = 174,9 \text{ kN}$$

Ankkurointivoiman tulee olla suurempi kuin raidoituksessa vaikuttava vetovoima, joten se tulee tarkistaa. Muuten raidoite pääsee liukumaan rakenteessa ja rakenne ei toimi suunnitellusti.

$$174,9 \text{ kN} \geq 155,2 \text{ kN}$$

Seuraavana mitoitetaan tartuntalujuuden mitoitusarvo. Tartuntalujuuden mitoitusarvon laskennassa  $\eta_1$ -kerroin on 1,0 ja  $\eta_2$ -kerroin on 1,0. Vetolujuuden mitoitusarvo on  $1,19 \text{ N/mm}^2$ , joka saadaan määrittämällä betonin vetolujuus ja vetolujuuden alaraja-arvo.

$$f_{bd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,19 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tartuntalujuuden mitoitusarvon määrittämisen jälkeen mitoitetaan raudoitteessa vallitseva vetojännitys, jonka tulee olla pienempi kuin teräksen vetolujuuden mitoitusarvo

$$\sigma_{sd} = \frac{155,2 * 10^3 \text{ N}}{402,12 \text{ mm}^2} \leq 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 385,95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Seuraavana tarkastellaan ankkurointipituuden perusarvo. Kyseistä arvoa tarvitaan, kun mitoitetaan lopullista ankkurointipituutta.

$$l_{b.r.qd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} * \frac{385,95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \approx 576 \text{ mm}$$

Ankkurointipituuden perusarvon jälkeen määritetään ankkurointipituuden mitoitusarvo. Jotta mitoitus saadaan yksinkertaistettua ja varmalle puolen, määrittelemme kertoimet  $\alpha_1$ –  $\alpha_4$  arvoiksi 1,0.  $\alpha_5$ -kertoimen arvona voidaan käyttää 0,7, koska teräkseen kohdistuu kahdesta suunnasta poikittaista puristusta, joka parantaa ankkurointia.

$$l_{bd} = 0,7 * 576 \text{ mm} \approx 404 \text{ mm}$$

Tarkastetaan, että pituus täyttää vetoraudoitteen mitoitusarvon mukaisen vaatimuksen.

$$404 \text{ mm} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 * 576 \text{ mm} = 173 \text{ mm} \\ 10 * 16 \text{ mm} = 160 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Huomataan ankkurointipituuden mitoitusarvon täyttävän mitoitusarvon. Ankkurointipituudesta voi huomata, ettei ankkurointia voi toteuttaa täysin suorilla raudotteilla. Tästä syystä tulee mitoittaa ankkurointilenkit, joilla otetaan vastaan jäljelle jäävä ankkuroitava voima (kuva 45).



KUVA 45. Harjateräksestä taivutettu ankkurointilenkki (Purkukolmio Oy julkaisuaika tuntematon).

Ensimmäisenä tulee tarkastella osuus, jonka pääraudoitus ankkuroituu. Ankkurointipituus katsotaan tuen reunalta rakenteen päähän ja siitä vähennetään suojabetonikerros.

$$l_{tod.} = 265 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 245 \text{ mm}$$

Tarkastellaan ankkurointipituuksien välinen suhde, jonka avulla voidaan mitoittaa ankkurointilenkeille jäävä vetojännitys.

$$\frac{245 \text{ mm}}{404 \text{ mm}} = 0,61$$

Ankkurointilenkinä käytetään kaksileikkeisiä 12 mm harjateräslenkkejä. Mitoitetaan ankkurointilenkin poikkipinta-ala

$$A_{s.lenkki} = 2 * \frac{\pi * 12^2 \text{ mm}^2}{4} \approx 226,2 \text{ mm}^2$$

Mitoitetaan lenkille jäävä vetojännitys, jonka tulee olla pienempi kuin teräksen vetolujuuden mitoitusarvo.

$$\sigma_{sd.lenkki} = (1,0 - 0,61) * \frac{155,2 * 10^3 \text{ N}}{226,2 \text{ mm}^2} \leq 435 \text{ N/mm}^2 = 267,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 435 \text{ N/mm}^2$$

Jos ankkurointilenkissä vaikuttava vetojännitys olisi ylittänyt teräksen vetolujuuden mitoitusarvon, ankkurointilenkkejä olisi pitänyt lisätä, jolloin voima olisi jakaantunut tasaisesti lenkeille pienentäen vetojännitystä ankkurointilenkkiä kohden. Vetojännitys kapasiteettia saa lisätä kasvattamalla harjateräslenkin materiaalivahvuutta. Materiaalivahvuutta ei voi kasvattaa liiaksi, koska taivutussäteet kasvavat suuriksi, jolloin terästä ei saa taivutettua sopivan kokoiseksi lenkiksi rakenteen sisään.

Mitoitetaan ankkurointilenkin pituuden perusarvo, jotta voidaan mitoittaa ankkurointilenkin pituuden mitoitusarvo.

$$l_{b.r.qd.lenkki} = \frac{12 \text{ mm}}{4} * \frac{267,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \approx 300 \text{ mm}$$

Ankkurointilenkin pituuden mitoitusarvo saadaan samalla tavalla laskettua kuin suoralle teräkselle. Koska pääraudoituksen suojaetäisyys on alle kolme kertaa teräksen halkaisija,  $\alpha_1$ -kertoimen arvona käytetään 1,0, vaikka kyseessä on taivutettu teräs. Koska, ankkurointilenkkiin kohdistuu poikittaista puristusta,  $\alpha_5$ -kertoimen arvona voidaan käyttää 0,7.

$$l_{bd.lenkki} = 0,7 * 300 \text{ mm} \approx 210 \text{ mm}$$

Tarkastetaan, että pituus täyttää mitoitusarvon mukaisen vaatimuksen.

$$210 \text{ mm} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 * 300 \text{ mm} = 90 \text{ mm} \\ 10 * 12 \text{ mm} = 120 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Lisäksi tarkistetaan, onko ankkurointilenkin pituuden mitoitusarvo pienempi kuin suoran teräksen todellinen ankkurointipituus.

$$210 \text{ mm} \leq 245 \text{ mm}$$

Ankkurointilenkin tulee limittyä pääraudoituksen kanssa, joten lasketaan vaadittava limijatkospituus (kuva 46). Mitoitetaan ankkurointilenkin jatkospituuden perusarvo, joka mitoitetään käyttäen teräksen vetolujuuden mitoitusarvoa.

$$l_{b.r.qd.lenkki.0} = \frac{12 \text{ mm}}{4} * \frac{435 \frac{N}{\text{mm}^2}}{2,68 \frac{N}{\text{mm}^2}} \approx 487 \text{ mm}$$



KUVA 46. Esimerkki terästen limijatkoksesta (Heinonen 2023)

Jatkospituuden mitoitusarvoon kaikki muut kertoimet ovat 1,0 paitsi  $\alpha_6$ -kertoimen arvona käytetään 1,5. Tällöin saadaan vaadittava ankkurointilenkin jatkospituus varman puolelle. Ankkuroinnissa ei kannata säästää liikaa, koska kyseessä on tärkeä osa seinämäisen palkin mitoitusta.

$$l_{bd.lenkki.0} = 1,5 * 487 \text{ mm} \approx 731 \text{ mm}$$

Tarkastetaan, että jatkospituus täyttää mitoitus ehdon mukaisen vaatimuksen.

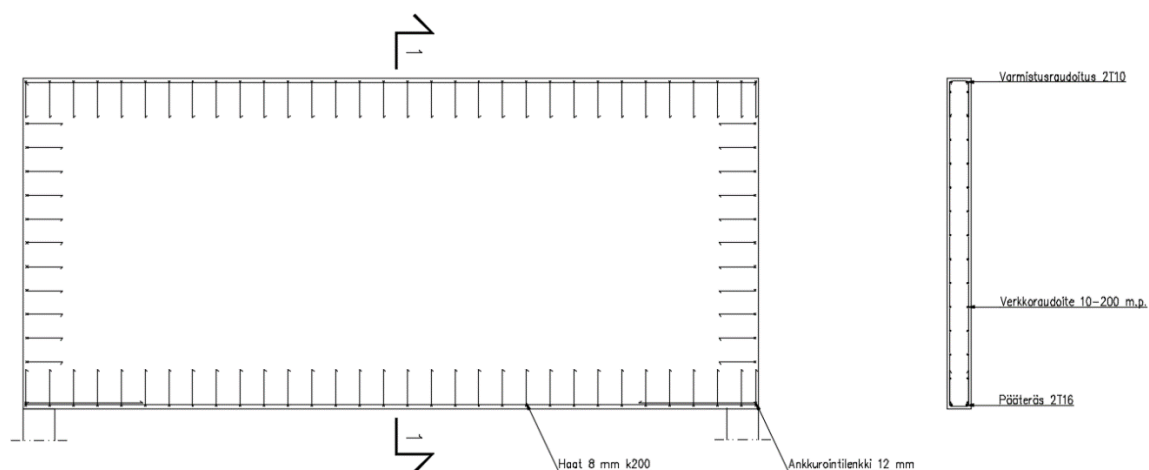
$$731 \text{ mm} \geq l_{b,min,0} = \max \begin{cases} 0,3 * 1,5 * 487 \text{ mm} = 219,2 \text{ mm} \\ 15 * 12 \text{ mm} = 180 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Ankkurointilenkin pituus saadaan lisäämällä jatkospituus suoran teräksen todelliseen ankkurointipituuteen.

$$l_{lenkki.tod.} = 731 \text{ mm} + 245 \text{ mm} = 976 \text{ mm}$$

Mitoitus esimerkin lopputuloksena saatiin mitoittua seinämäisen palkin raudoitus ja tarkasteltua tukien kohdalla olevien solmupisteiden puristuskapasiteetti (kuva 47). Yhteen vetona seinämäisen palkin raudoitukset:

- pääraudoitteena kaksi 16 mm harjaterästankoa
- varmistusraudoituksena kaksi 10 mm harjaterästankoa
- pää- ja varmistusraudoituksen hakoina käytetään 8 mm harjaterästä, jotka ovat 200 mm jaolla. Haat asennetaan myös rakenteen päihin
- verkkoraudoitteena käytetään  $\phi 10k200$  verkkoa rakenteen molemmin puolin, joka riittää ottamaan vastaan puristussauvaan syntyvän poikittaisen vedon
- yksi kappale 12 mm ankkurointilenkkejä molempiin päihin rakennetta, joiden pituus on 980 mm.



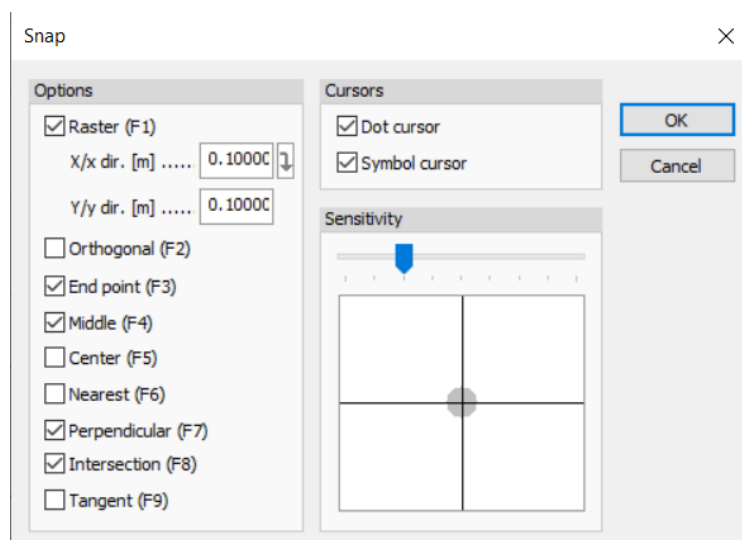
KUVA 47. Mitoitusmerkin seinämäisen palkin raudoituspiirustus (Heinonen 2023)

## 9.2 Mitoitusmerkki FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla

Luvun 9.1 mitoitusmerkin seinämäinen palkki mitoitetaan FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla kahdella eri tavalla. Ensimmäisenä rakenne mitoitetaan palkkina ja sen jälkeen kuorimallina.

### 9.2.1 Mitoitusmerkki palkkimallina FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla

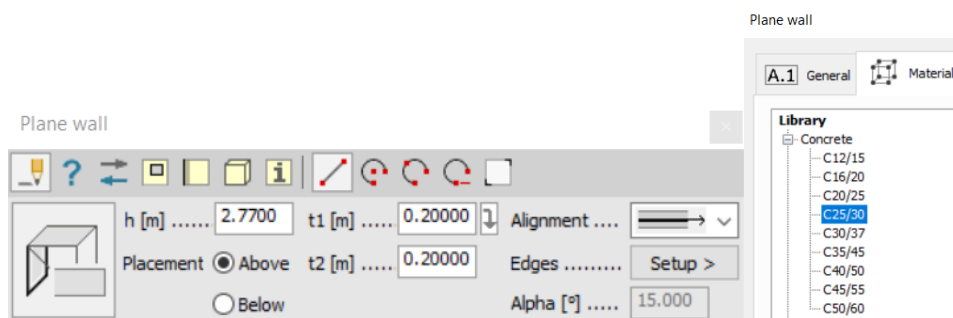
Kun rakenteen mallinnus aloitetaan, ensimmäisenä tulee määrittää snap-asetukset siten, että se seuraa rasteria. Snap tulee asettaa siten, että rakenteen voi mallintaa oikeaan mittaan (kuva 48).



KUVA 48. Seinämäisen palkin snap-asetusten määrittäminen (Heinonen 2023)

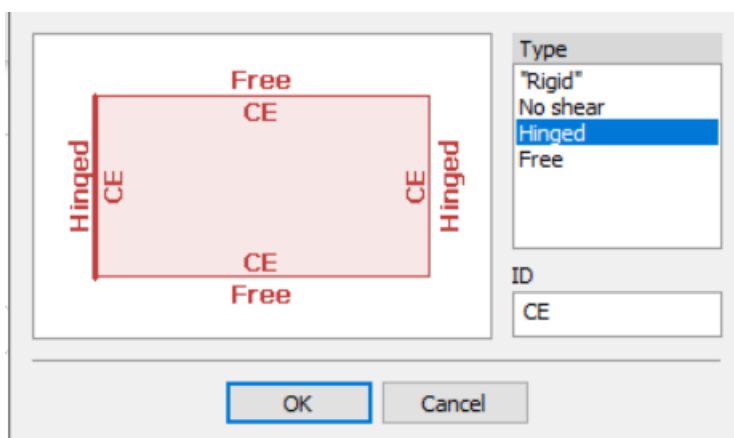
Seuraavana tulee määrittää rakenteen mallintamiseen vaadittavat lähtötiedot. Lähtötietoja ovat rakenteen korkeus, paksuus materiaali ja mallinnussuunta (kuva 49). Lähtötiedot ovat samat kuin luvussa 9.1 käsinlaskentana tehdyssä mitoitusmerkissä.





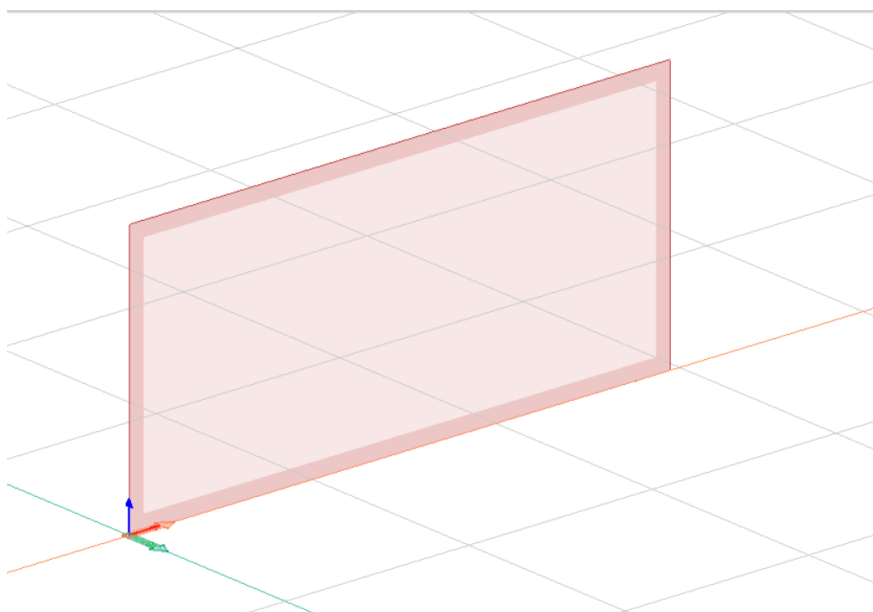
KUVA 49. Seinämäisen palkin lähtötiedot (Heinonen 2023)

Kun seinämäinen palkki mallinnetaan seinänä, tulee määrittää rakenteen reunatuenta (kuva 50). Seinämäinen palkki tuetaan poikittaisiin seiniin, joten pystylinjat asetetaan niveltuiksi. Koska tarkasteltavana on yksi rakenneosana, tulee seinän ylä- ja alapää olla vapaana. Todellisuudessa seinämäisen palkin ylä- ja alapäätä tukee vaakarakenteet.



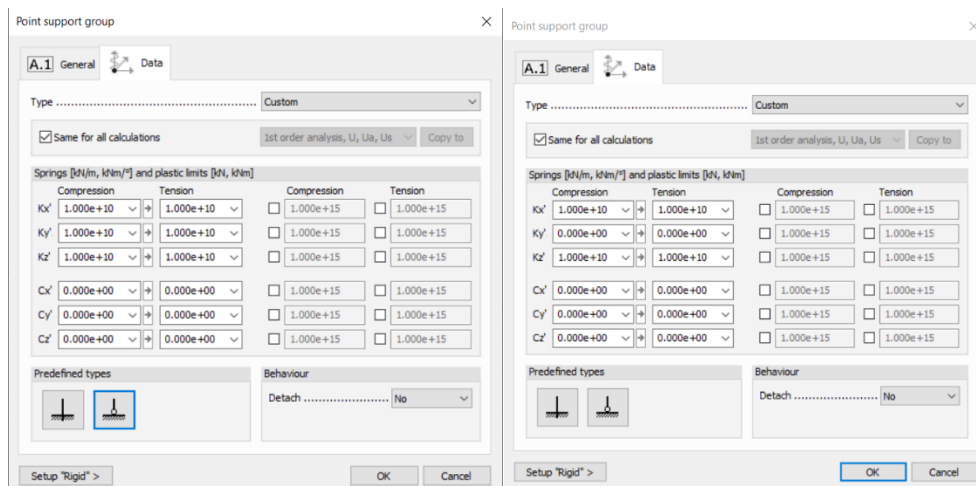
KUVA 50. Seinämäisen palkin reunojen tuenta (Heinonen 2023)

Lähtötietojen asettamisen jälkeen mallinnetaan rakenne (kuva 51). Kun mallinnetaan seinä, siitä tulee kuorimalli. Kuorimallilla voidaan tarkastella muun muassa erilaisia nurjahdusmuotoja.

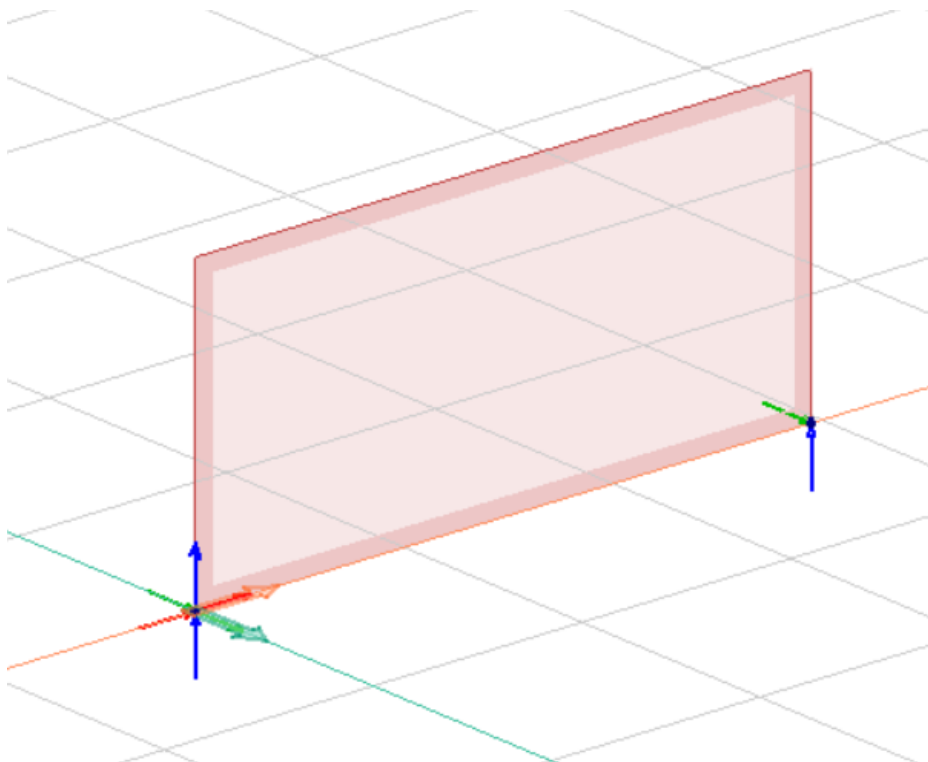


KUVA 51. Seinämäisen palkin kuorimalli (Heinonen 2023)

Seuraavana mallinnettiin tuet. Rakenteen päihin laitettiin niveltuet (kuva 52). Ensimmäinen tuki tukee rakennetta joka suuntaan. Toisesta tuesta vapautetaan palkin suuntainen tuenta, jotta rakenne pääsee liukumaan (kuva 53).



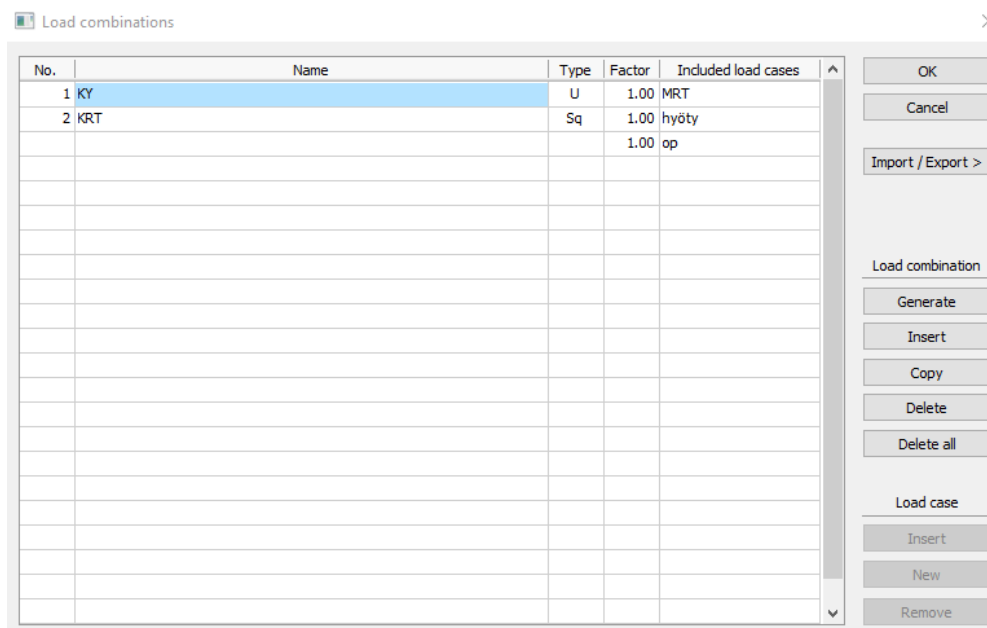
KUVA 52. Niveltukien asetukset (Heinonen 2023)



KUVA 53. Tuet mallinnettu seinämäisen palkin päihin (Heinonen 2023).

Rakenteen ja tukien mallinnuksen jälkeen määritetään rakenteeseen kohdistuvat kuormat. Ensimmäisenä määritetään kuormat (kuva 54). Jotta tulokset olisivat mahdollisimman lähellä luvun 9.1 tuloksia, määritetään kuormaksi käsinlaskennan murtorajatilakuorma. Murtorajatilakuorma sisältää murtorajatilakuormitukset omapainosta ja hyötykuormasta. Murtorajatilakuorman lisäksi määritetään kuormitustapauksiksi omapaino ja hyötykuorma, joita tarvitaan mitoittaessa käyttörajatilassa. Käyttörajatilassa mitoitetaan muun muassa siirtymiä ja tarkastetaan halkeamaleveyksiä.

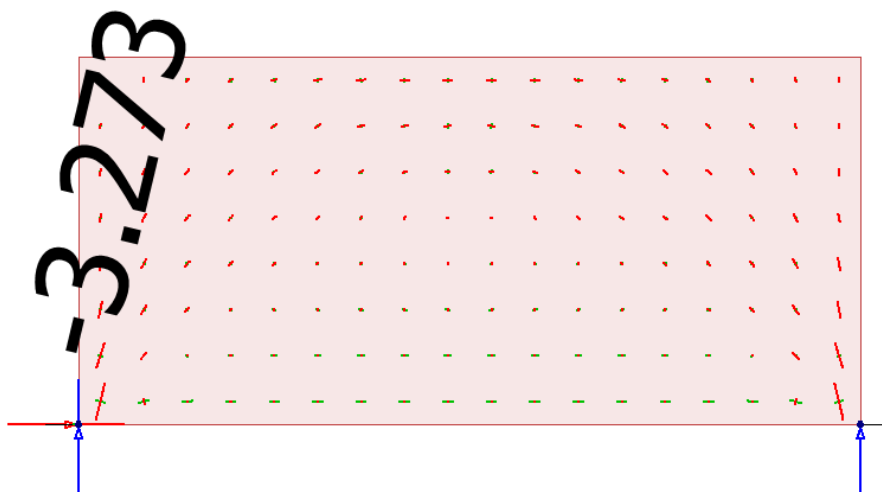




KUVA 56. Kuormitusyhdistelyt (Heinonen 2023)

Kun kuormat ja kuormitusyhdistelyt on määritetty, aloitetaan laskenta. Laskennassa tarkastellaan kuormitusyhdistelmistä syntyviä tuloksia. Tärkein tarkasteltava asia on jännitysjaakaumat (kuva 57).

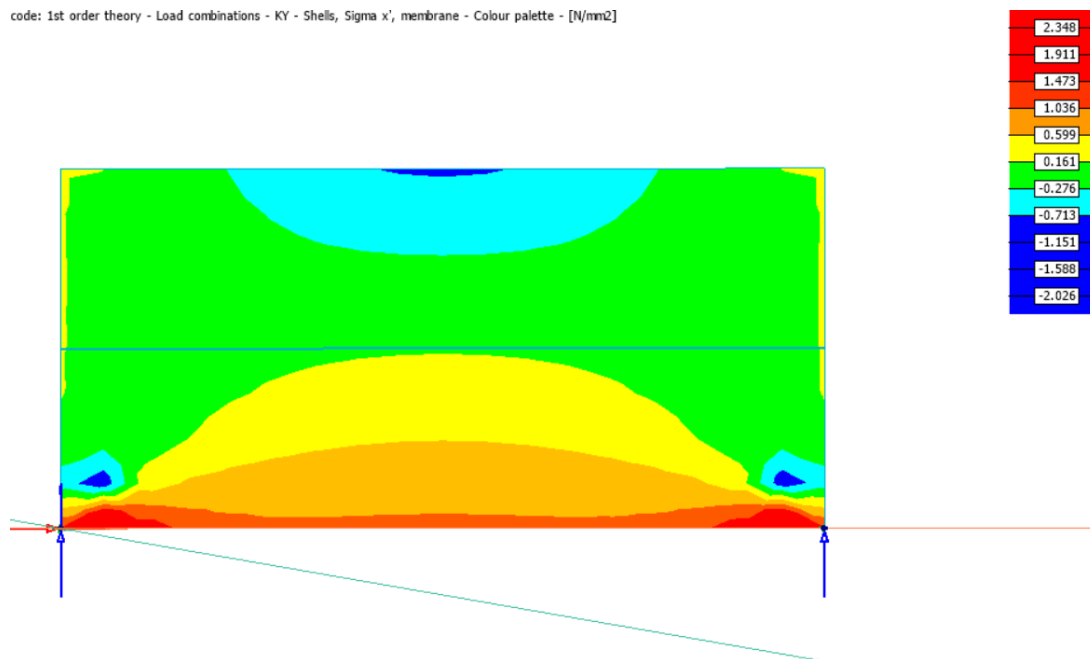
FEM-ohjelmilla nähdään kuinka betonin puristus- ja vetojännitykset jakaantuvat kimmoisessa tilassa. Tarkastelussa vetojännitys on vihreän värinen viiva ja puristus punaisen värinen.



KUVA 57. Jännitysjaakauma ja suurin puristusjännitys tasaisesta kuormasta (Heinonen 2023)

Voidaan huomata jännitysjaakaumasta, että rakenteen sisälle syntyy puristuskaari. Tuelle mentäessä puristusjännitys kasvaa ja näkyy pidempinä viivoina. Tämä johtuu siitä, että tuen lähellä jännityksellä on vähemmän tilaa levitä verrattuna rakenteen keskialueella. Voidaan myös todeta, että laskenta sekä jännitysjaakauma noudattaa kimmoteoriaa. Jännitysjaakaumasta voidaan huomata kuori-mallissa syntyvän neutraaliakselin sijainti. Se on keskellä rakennetta, jossa vetojännitys muuttuu puristusjännitykseksi. Jännitysten jakaumaa ja neutraaliakselin sijaintia on helpompi tarkastella kuvan avulla, jossa jännitykset ja niiden suuruus esitetään eri väreillä (kuva 58).

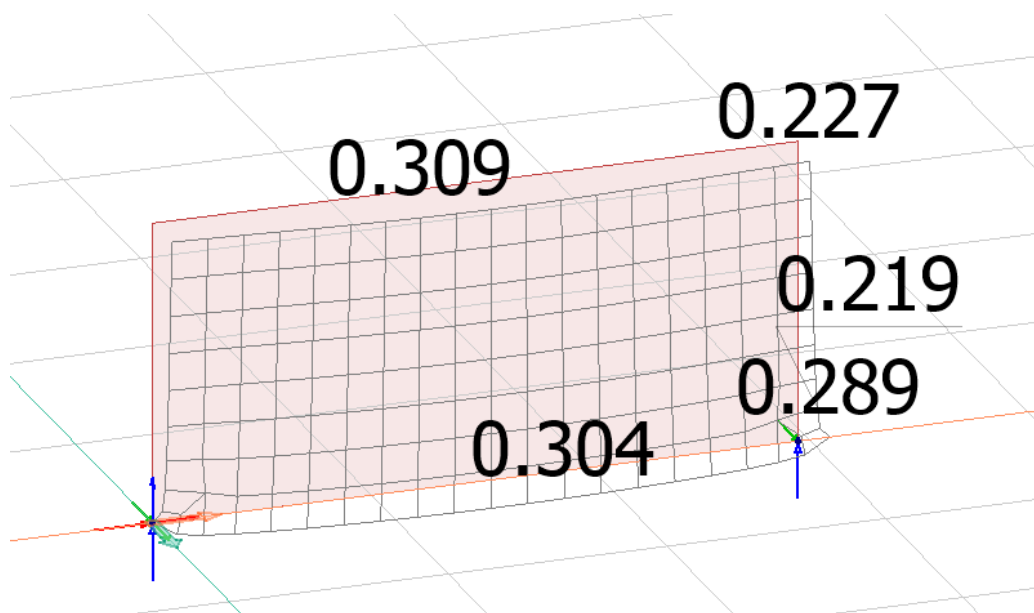
code: 1st order theory - Load combinations - KY - Shells, Sigma x', membrane - Colour palette - [N/mm2]



KUVA 58. Neutraaliakselin sijainti ja jännitysjaakauma (Heinonen 2023)

Kuten edellä oli mainittu, neutraaliakseli sijaitsee kuorimallissa poikkileikkauksen keskellä. Huomataan, että suurimmat vetojännitykset syntyvät lähellä tukia. Tukien läheisyydessä ilmenee myös paikallista puristusta.

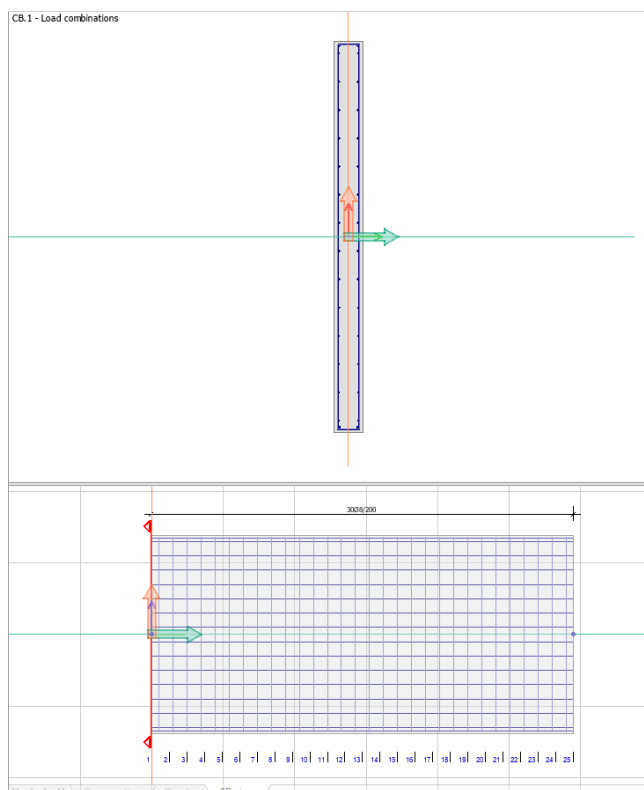
FEM-ohjelmilla on myös kätevä tarkastella siirtymiä (kuva 59). Siirtymiä tarkasteltiin käyttörajatilassa.



KUVA 59. Mallinnetun rakenteen siirtymät (Heinonen 2023)

Seuraavana luodaan malliin luvun 9.1 mitoitus-esimerkin mukaiset raudoitukset RC design -laskennan puolelta (kuva 60). RC on lyhene Reinforced concrete:sta eli teräsbetoni. Jotta rakenteeseen saadaan käsinlaskennan mukainen pää- ja varmistusraudoitus, ne lisätään concealed bar reinforcement -valikon kautta. Ohjelma luulee rakenteen olevan palkki, jonka mukaan ohjelma mallintaa umpihakaraudoituksen, vaikka seinämäisessä palkissa käytetään avohakaraudoitusta. Verkkoraudoitteeksi

mallinnettiin käsinlaskennan tuloksena saatu  $\phi 10k200$  verkkorautoite rakenteen molempiin pintoihin. Verkkorautoitteesta voidaan määrittää vaakateräkset concealed bar reinforcement -valikon kautta. Tässä tapauksessa umpihaat toimivat verkkorautoitteen pystysuuntaisena rautoitteena, koska concealed bar reinforcement -valikon kautta ei voi mallintaa pystyraudoitteita.

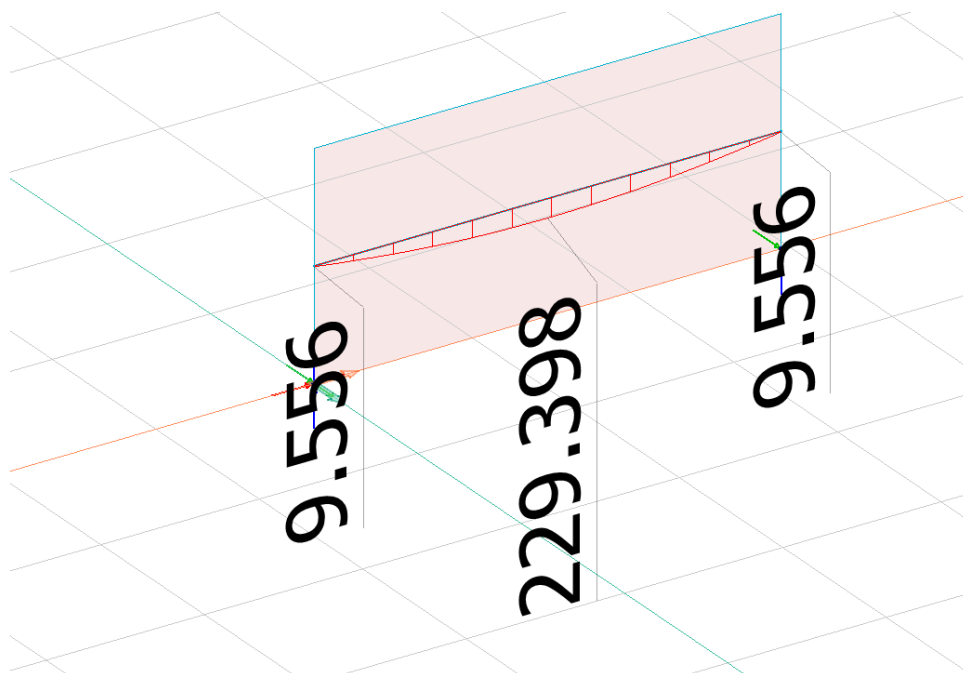


KUVA 60. Manuaalisesti määritetty rautoitus (Heinonen 2023).

Kun rakenteen rautoitteen suunnittelee palkkirautoituksen mukaisesti, automatiikka ottaa huomioon rakenteen ankkurointitarpeen. Ohjelma ei kuitenkaan huomioi, että suorilla teräksillä ei ole välttämättä tilaa ankkuroitua, jolloin ne tulisi taivuttaa tai käyttää ankkurointilenkkejä. Suorille teräksille on annettu luvun 9.1 mitoitusmerkin mukainen ankkurointipituus, jonka se vaatisi suorille teräksille. Hytösen (2023) mukaan kuorimallissa ohjelma olettaa rautoitteen täyden kapasiteetin olevan keskellä rautoitusta ja loppu on ankkurointia. Jos rautoite mallinnettaisi reunaan, ohjelma olettaa ankkuroinnin menevän rakenteen reunaan asti. Tämä johtuu siitä, että reunoilla syntyy lävistysvoimia rakenteen paksuussuunnassa ja on todennäköisempää rautoitteiden olevan ankkuroituja kuin ankkuroimattomia.

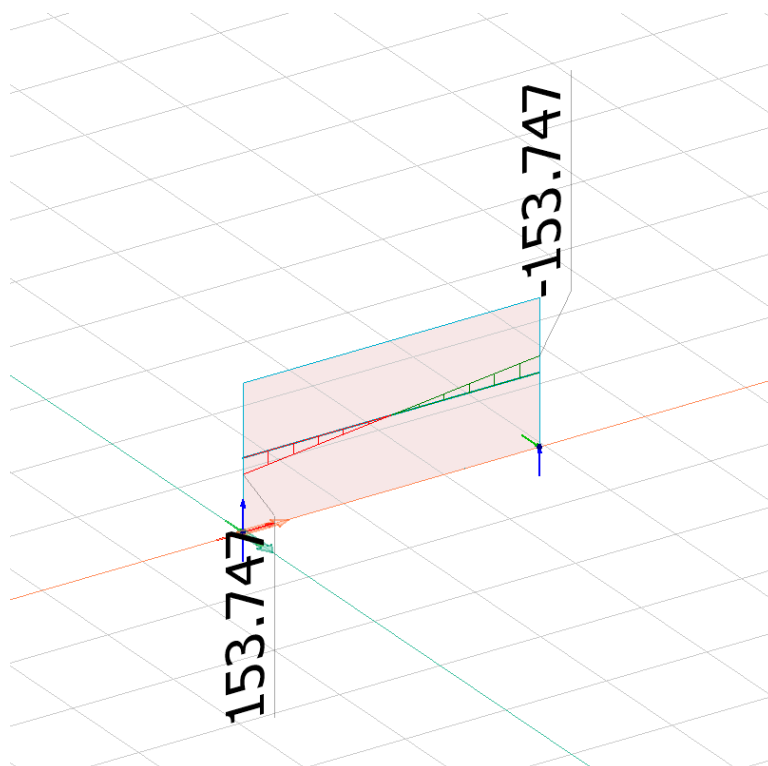
Kun rautoitteet on määritetty ja laskenta suoritettu, tarkastellaan rakenteessa vaikuttavat voimasuureet. Hytösen (2023) mukaan, kun rakenne on mallinnettu seinäksi ohjelma olettaa neutraaliakselin olevan keskellä poikkileikkausta. Todellisuudessa se on ylempänä, puristuspinnan alapuolella, jonka palkkiteoria ottaa huomioon. Kun betonin vetolujuus ylittyy, neutraaliakselin sijainti on viidestä kymmeneen prosenttia rakenteen korkeudesta eli todellisen puristuspinnan alapuolella. Tällöin neutraaliakselin alapuoli on kokonaisuudessaan vedolla. Mitoittaessa rakennetta murtorajatilassa kuorimallina ja sen mukaisten rautoitteiden luonnissa betonin vetolujuus otetaan huomioon rakenteen mitoituksessa. Kun taas palkkiteoriassa oletamus on, että kaikki rakenteeseen kohdistuva veto otetaan rautoitteelle, jolloin rakenteen mitoittaminen on varmalle puolen. Tämä

johtuu siitä, että rakenteen oletetaan olevan jo halkeillut, jolloin kaikki veto otetaan vetoteräksillä. Tarkastellaan rakenteeseen syntyvää taivutusmomenttia (kuva 61).



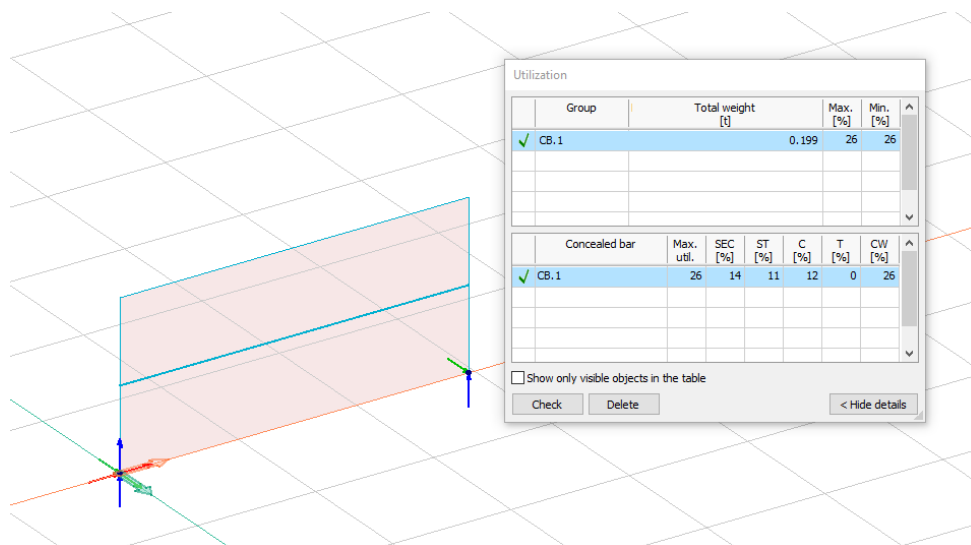
KUVA 61. Rakenteeseen syntyvä taivutusmomentti (Heinonen 2023).

Huomataan maksimimomentin olevan todella lähellä luvun 9.1 mitoitus esimerkin tuloksia. Hytösen (2023) mukaan tämä johtuu siitä, että yksittäinen rakenne on staattisesti määrätty rakenne. Jos olisi toinen seinä rakenteen yläpuolella, tilanne muuttuu. Tällöin rakenne ei ole staattisesti määrätty ja voimien jakaantuminen on riippuvainen jäykkyyksien suhteesta. Seuraavana tarkastellaan tukireaktioita (kuva 62).



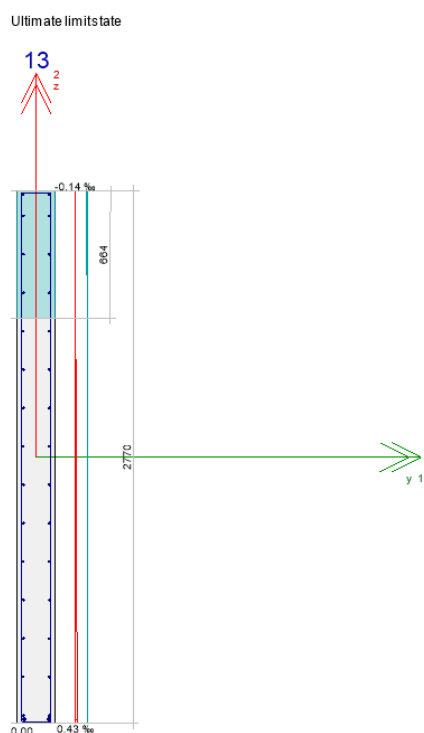
KUVA 62. Tukireaktiot (Heinonen 2023)

Tukireaktiotkin ovat lähes samat kuin luvun 9.1 mitoitusmerkissä. Tarkastellaan seuraavaksi rakenteen käyttöasteet (kuva 63).



KUVA 63. Seinämäisen palkin käyttöasteet FEM-Design 3D Structure -ohjelman mukaan (Heinonen 2023)

Huomataan murtorajatilassa tarkasteltavan poikkileikkauksen sisäisten voimien kestävyys käyttöasteen olevan 14 %. Tarkastelussa tarkastellaan rakenteen sisäisiä voimia, kuten taivutusmomenttia ja normaalivoimia sekä poikkileikkauksen kestävyttä rasituksia vastaan. Käyttörajatilamitoituksena tehtävässä halkeilutarkastelussa käyttöaste on 26 % verrattuna sallittuun halkeamaleveyteen. Tarkastellaan lähemmin, miten rakenteeseen syntyy puristuspinna detailed result-valikon kautta (kuva 64).

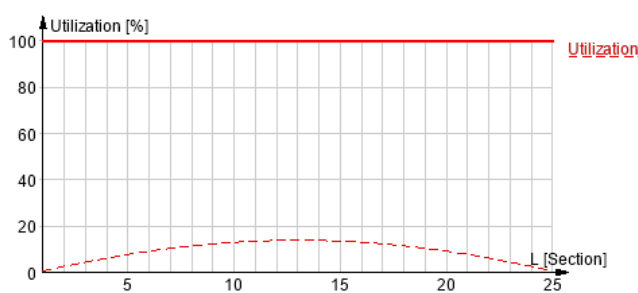


KUVA 64. Puristuspinnan ja neutraaliakselin todellisen sijainnin määrittäminen palkkiteorian mukaisesti (Heinonen 2023).



Kuvasta huomataan seinän neutraaliakselin syntyvän poikkileikkauksen keskelle. Ohjelman antama puristuspinnan korkeus on 664 mm, jonka alapuolelle syntyy neutraaliakseli. Todellisuudessa seinämäisessä palkissa neutraaliakselin sijainti on poikkileikkauksen puolen välin alapuolella. Luvussa 5.1 esitetään kuvassa 10 neutraaliakselin sijainti seinämäisessä palkissa. Kuitenkin neutraaliakselin sijainti on riippuvainen rakenneosan mittasuhteista ja ominaisuuksista. Mitä pidempi on rakenne, sitä ylempänä sijaitsee neutraaliakseli. Hytösen (2023) mukaan puristuspinnan alapintaan asti rakenne olisi haljenneessa tilassa. Ohjelma myös kertoo missä kohdin rakennetta on suurimmat rasitukset, kuten suurin taivutusmomentti. Suurin taivutusmomentti on rakenteen keskellä ja se on 229,4 kNm (kuva 65).

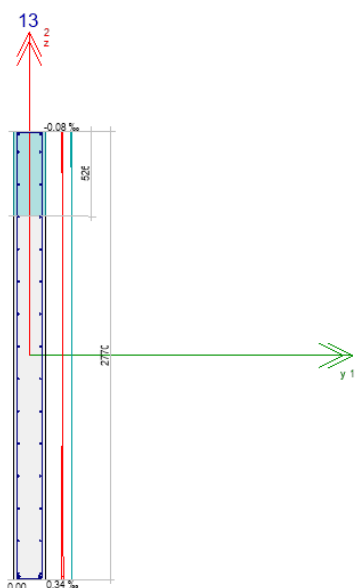
Sections	13
LC	KY
$N_{Ed}$ [kN]	0.01
$M_{Ed,1}$ [kNm]	229.40
$M_{Ed,2}$ [kNm]	0.00
Utilization [%]	14



KUVA 65. Rakenteen suurimmat rasitukset ja käyttöaste (Heinonen 2023)

Huomataan, että yksiaukkoisen seinämäisen palkin suurin käyttöaste on keskellä rakenteen jänneväliä. Seuraavana tarkastellaan tarkemmin käyttörajatilassa tehtyä halkeamatarkastelua (kuva 66).

Quasi-permanent limit state



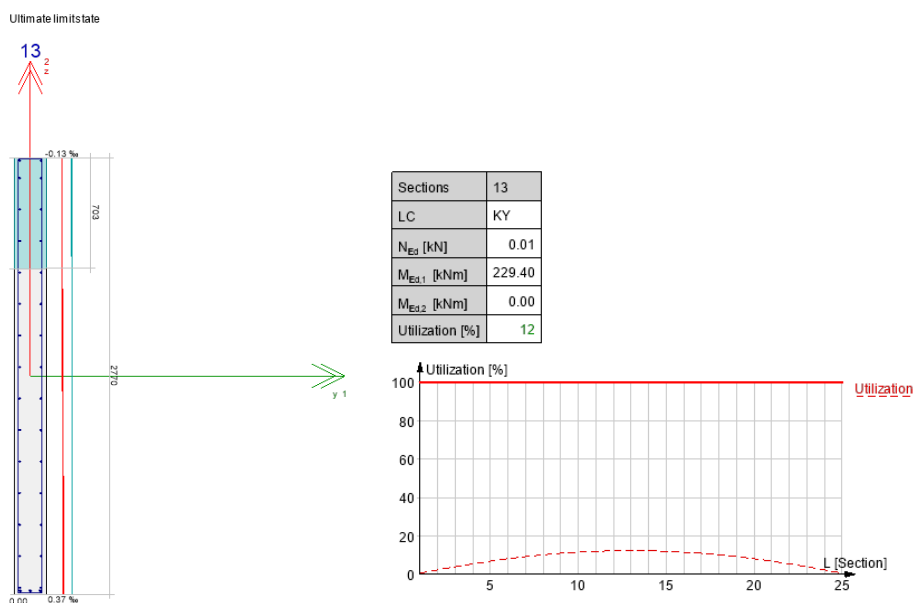
Sections	13
LC	KRT
$k_1$ [-]	0.80
$\epsilon_1$ [-]	0.00035
$\epsilon_2$ [-]	0.00000
$k_2$ [-]	0.50
$h_{c,ef}$ [mm]	541
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	108173
$\rho_{p,eff}$ [-]	0.01
$x$ [mm]	526
$s_{r,max}$ [mm]	253
$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	0.000206
$w_k$ [mm]	0.05
Utilization [%]	26

KUVA 66. Käyttörajatilamitoituksen tulokset (Heinonen 2023)

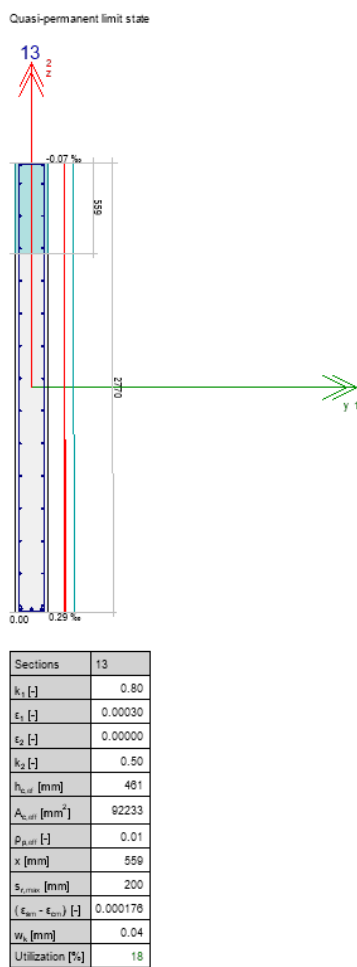
Voidaan huomata käyttörajatilassa neutraaliakselin sijainnin olevan eri kuin murtorajatilassa. Tämä johtuu siitä, että käyttörajatilamitoituksessa tarkastellaan eri asioita, mitä murtorajatilassa.

Rakenteeseen suurin syntyvä halkeama on 0,05 mm leveä ja se syntyy rakenteen alapintaan jännevälin puoleen väliin, jossa on suurimmat rasitukset johtuen taivutuksesta. Honkasen (2015, 11) mukaan kyseistä halkeilua kutsutaan taivutushalkeiluksi. Suurimmat halkeamat syntyvät rakenteen vedetylle ulkoreunalle. Halkeaman maksimileveydeksi määritettiin 0,2 mm. Kyseinen arvo tulee betonin rasitusluokan ja kuormitusyhdistelmän mukaan (SFS-EN 1992-1-1 2015, 118).

Jos rakenteeseen lisättäisi vetoteräksiä, se pienentäisi halkeamakäyttöastetta entisestään. Lisätään vertailuksi kolmas 16 mm vetoteräs rakenteen alapintaan ja tarkastellaan sen vaikutusta (kuva 67–68).



KUVA 67. Pääterästen lisäyksen vaikutus rakenteen käyttäytymiseen murtorajatilassa (Heinonen 2023).



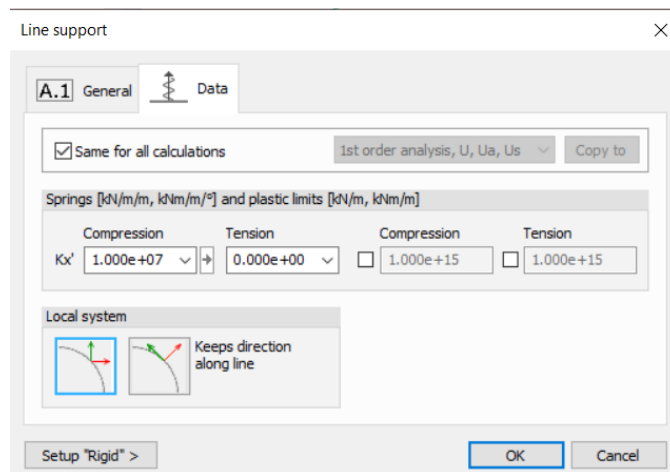
KUVA 68. Pääterästen lisäyksen vaikutus rakenteen käyttäytymiseen käyttörajatilassa (Heinonen 2023).

Huomataan murtorajatilassa tarkasteltavan poikkileikkauksen sisäisten voimien kestävyuden käyttöasteen tippuvan 2 %. Tämä vaikuttaa puristuspinnan korkeuteen siten, että sen korkeus kasvaa. Tämä johtuu siitä, että taivutuksesta syntyvä vetojännitys jakaantuu tasaisemmin teräksille. Tällöin betoni ei halkeile niin paljoa. Käyttörajatilatarkastelussa ilmenee sama ilmiö. Halkeama leveys pienenee 0,01 mm, jolloin käyttöaste tipahtaa 8 %. Teräksillä on suuri merkitys halkeiluun mitoittaessa rakennetta palkkina. Lisäksi on otettava huomioon, että seinämäiset palkit ovat korkeita ja jäykkiä rakenteita, joten samalla kuormituksella ei tapahdu yhtä suuria halkeiluja kuin matalissa palkeissa.

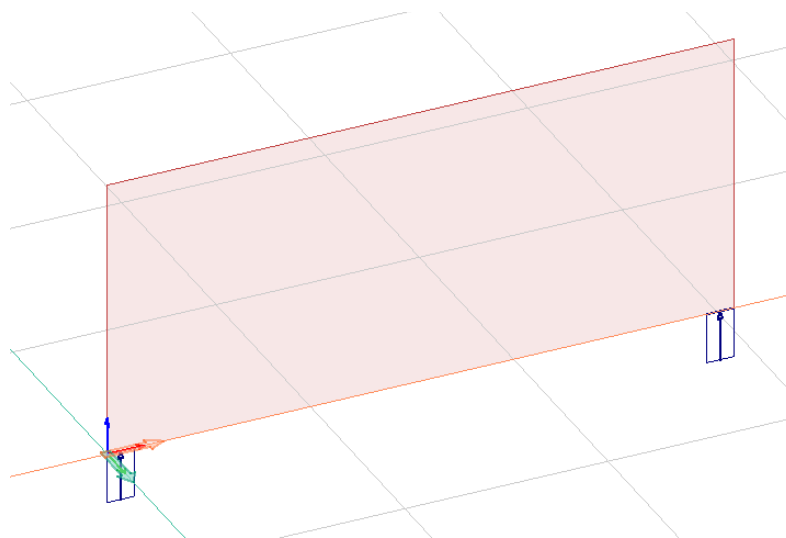
### 9.2.2 Mitoitus esimerkki kuorimallina FEM-Design 3D Structure -ohjelmalla

Kun rakenne mallinnettiin kuorimallina, lähtötiedot pidettiin samana. Erona on se, että rakenne mallinnettiin luvun 9.1 mitoitus esimerkin todellisen pituuden mukaan. Rakenteen todellinen pituus on 6 165 mm.

Rakenteen tuet mallinnettiin viivatuiksi. Tällöin saadaan tukien leveys vastaamaan luvun 9.1 mitoitus esimerkin tukipintojen leveyttä (kuva 69). Tuet tehtiin Line supportilla, jolloin rakenteelle saatiin pystytuki. Rakenteen molemmista päistä vapautettiin vedonsuunta, jotta rakenteeseen ei synny momenttijäykkäliitosta. Tukien ehtojen määrittämisen jälkeen tuet mallinnetaan rakennemalliin (kuva 70).

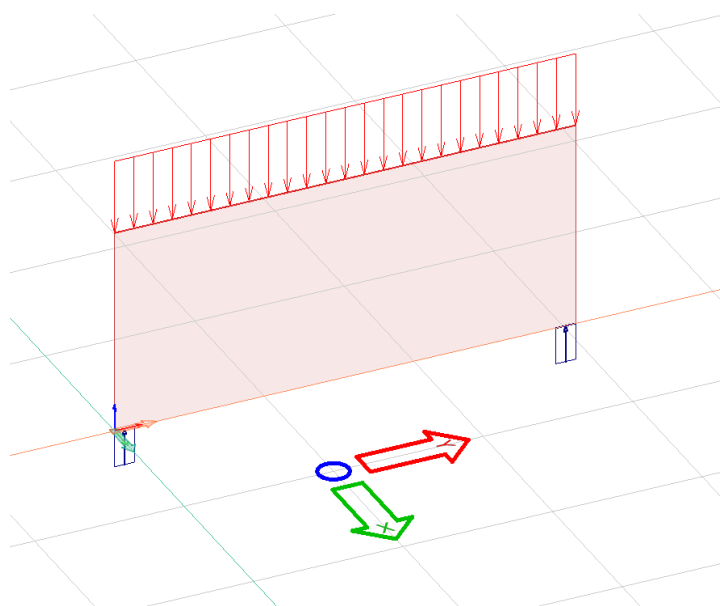


KUVA 69. Viivatukien asetukset (Heinonen 2023)



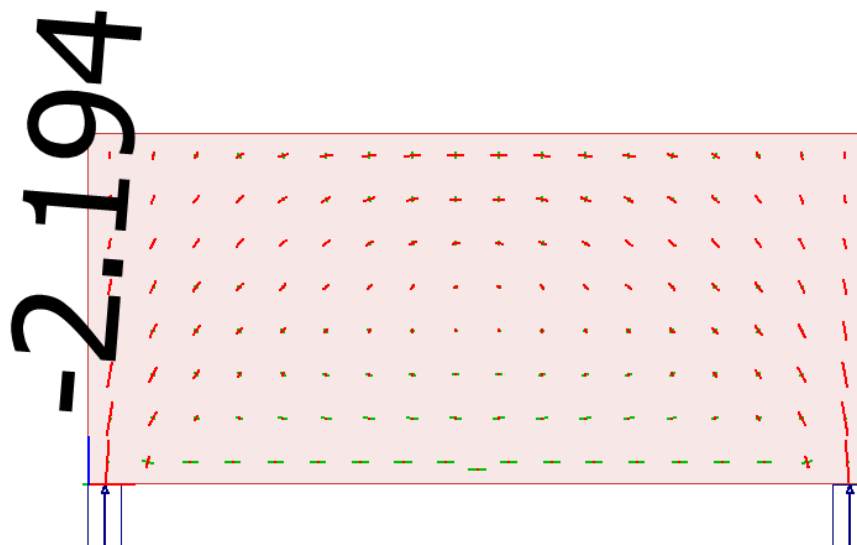
KUVA 70. Tuet mallinnettu seinämäisen palkin päihin (Heinonen 2023).

Rakenteen ja tukien mallinnuksen jälkeen rakenteeseen mallinnettiin kuormat. Jotta tulokset olisivat vertailukelpoisia, käytettiin luvun 9.2.1 mukaisia kuormia ja kuormitusyhdistelmiä (kuva 71).



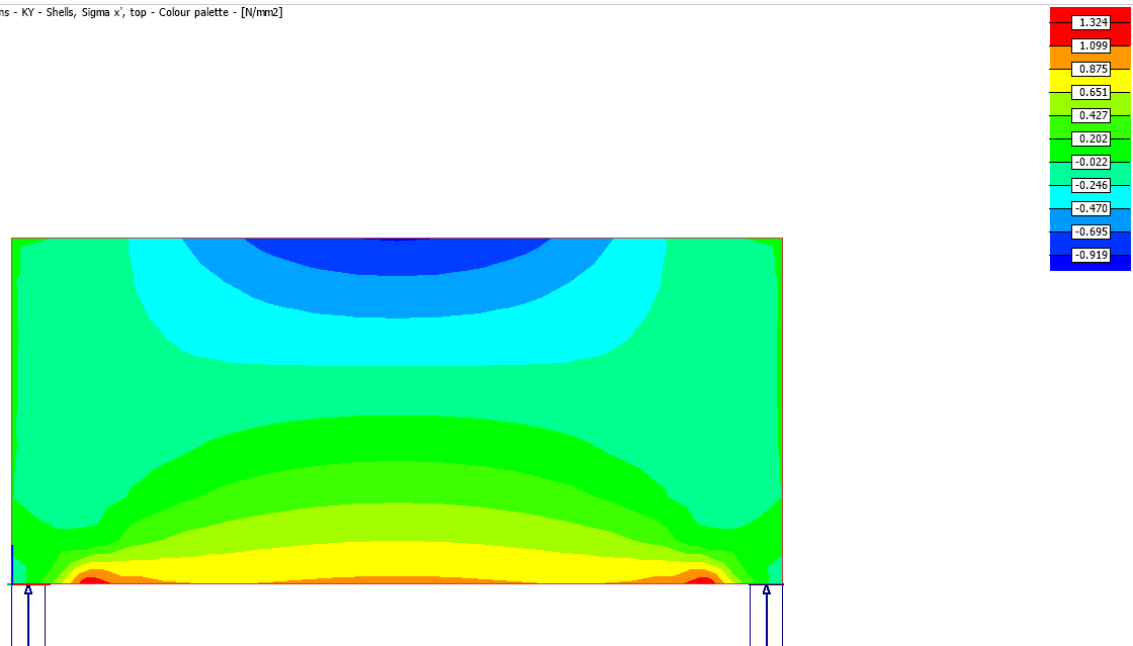
KUVA 71. Rakenteeseen kohdistuva viivakuorma (Heinonen 2023).

Kun kuormat ja kuormitusyhdistelyt on määritetty, aloitetaan laskenta. Laskennassa tarkastellaan kuormitusyhdistelmistä syntyviä tuloksia. Tärkein tarkasteltava asia on jännitysjaumat (kuva 72).



KUVA 72. Jännitysjauma ja suurin puristusjännitys tasaisesta kuormasta (Heinonen 2023)

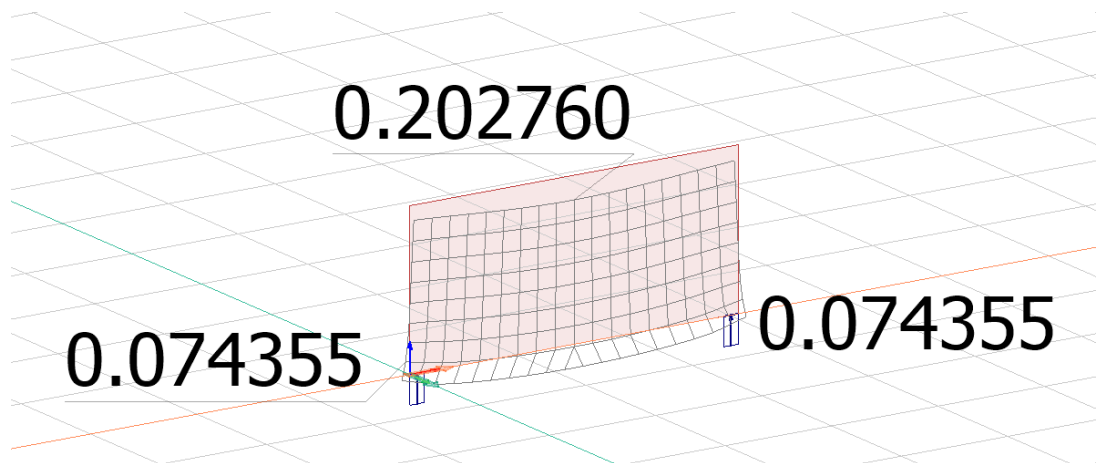
Voidaan huomata jännitysjaumasta, että rakenteen sisälle syntyy puristuskaari. Tuelle mentäessä puristusjännitys kasvaa ja näkyy pidempinä viivoina. Tämä johtuu siitä, että tuen lähellä jännityksellä on vähemmän tilaa levitä verrattuna rakenteen keskialueella. Huomataan, että puristusjännityksellä on enemmän tilaa levitä verrattuna luvun 9.2.1 mitoitukseseen. Eroavaisuus johtuu siitä, että viivatukena mallinnetuissa tuissa on enemmän tukipintaa. Tällöin puristusjännitys pääsee leviämään suuremmalle alueelle. Tämän takia puristusjännityskin on pienempi kuin luvun 9.2.1 mitoituksessa. Voidaan myös todeta, että laskenta sekä jännitysjauma noudattaa kimmoteoriaa. Jännitysjaumasta voidaan huomata kuorimallissa syntyvän neutraaliakselin sijainti. Se on keskellä rakennetta, jossa vetojännitys muuttuu puristusjännitykseksi. Jännitysten jakaumaa ja neutraaliakselin sijaintia on helpompi tarkastella kuvan avulla, jossa jännitykset ja niiden suuruus esitetään eri väreillä (kuva 73).

ins - KY - Shells, Sigma x', top - Colour palette - [N/mm<sup>2</sup>]

KUVA 73. Neutraaliakselin sijainti ja jännitysjauma (Heinonen 2023)

Kuten edellä oli mainittu, neutraaliakseli sijaitsee kuorimallissa poikkileikkauksen keskellä. Huomataan, että suurimmat vetojännitykset syntyvät lähellä tukia. Tukien läheisyydessä ilmenee myös paikallista puristusta. Kun verrataan saatua tulosta luvun 9.2.1 tulokseen, huomataan eroavaisuuksia. Rakenteeseen ei synny suurta paikallista puristusta ja vetojännitys on pienemmällä alueella. Voidaan huomata, että tuennan mallinnuksella on suuri merkitys.

Tarkastellaan rakenteessa tapahtuvia siirtymiä (kuva 74).

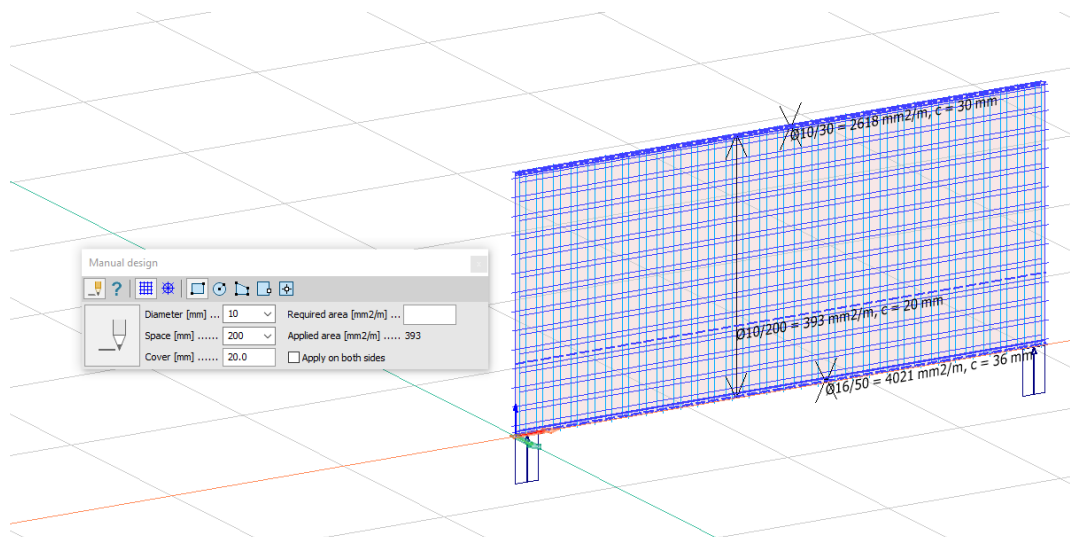


KUVA 74. Rakenteen siirtymät (Heinonen 2023)

Siirtymissä on myös eroaisuutta verrattuna luvun 9.2.1 mitoitukseen. Mitoittaessa rakennetta kuorimallina, jossa käytetään viivatukia siirtymät ovat pienemmät.

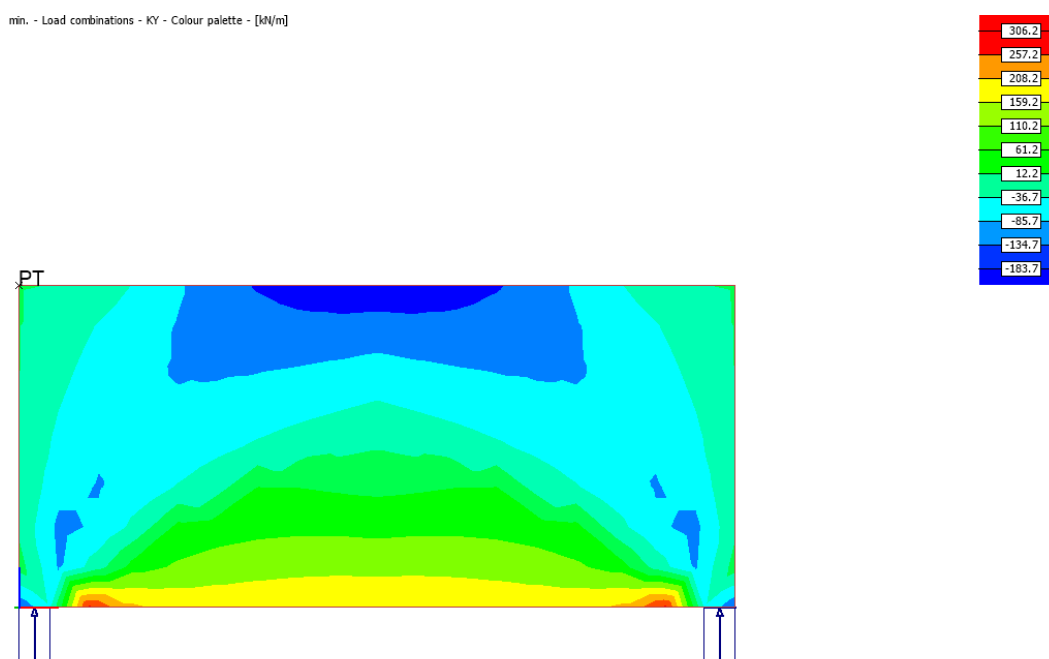
Seuraavana luodaan malliin luvun 9.1 mitoitusesimerkin mukaiset raudoitukset RC design -laskennan puolelta. Koska rakennetta tarkastellaan kuorimallina, raudoitteet lisätään surface reinforcement -

valikon kautta (kuva 75). Jotta rakenteeseen saadaan käsinlaskennan mukainen pää- ja varmistusraudoitus, tulee suojaetäisyydet ja jako määrittää oikein. Tämä siksi, että raudoitteet sijoittuisivat oikealle kohdin rakennetta. Verkkoraudoitteeksi mallinnettiin käsinlaskennan tuloksena saatu  $\phi 10/200$  verkkoraudoite rakenteen molempiin pintoihin. Kuten luvussa 9.2.1 on mainittu, mallintessa rakennetta kuorimallina ohjelma olettaa raudoitteiden olevan ankkuroituneen reunalle. Tämä johtuu siitä, että ohjelma olettaa raudoitteen täyden kapasiteetin olevan keskellä rakennetta ja loppu on ankkurointia.



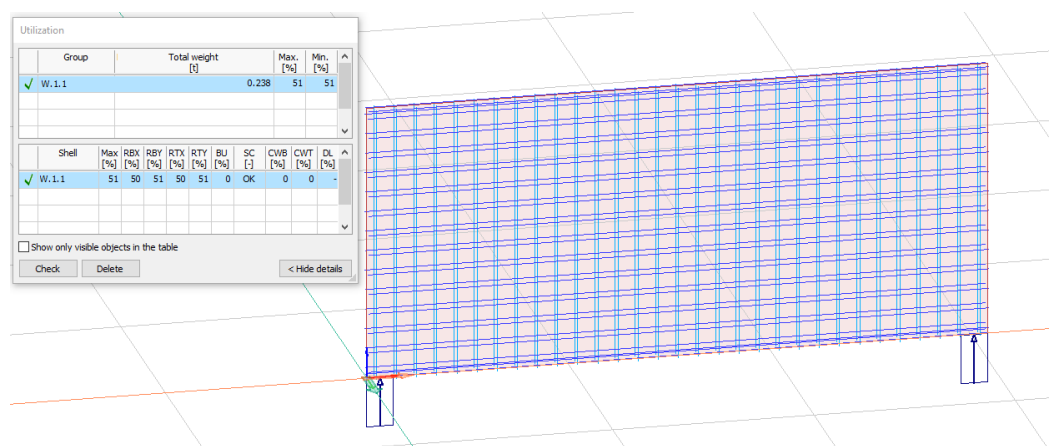
KUVA 74. Seinämäisen palkin raudoitteet tehtynä kuorimalliraudoitteella (Heinonen 2023).

Kun rakennetta mitoitetaan kuorimallina, ei voida tarkastella kuormituksesta syntyvää taivutusmomenttia eikä tukivoimia. Tämä johtuu siitä, että ohjelma mitoittaa kuorimallia seinänä. Tällöin rakenteessa syntyvät sisäiset voimat eivät ole vertailukelpoisia. Kun rakennetta tarkastellaan kuorimallina, voidaan katsoa voimajakaumasta syntyvää puristuskaarta värikuvan avulla (kuva 75).



KUVA 75. Rakenteen sisälle syntyvä puristuskaari (Heinonen 2023).

Kuvasta huomataan, kuinka puristus lähtee tukia kohti ja supistuu tuelle mentäessä. Tarkastellaan seuraavaksi rakenteen ja raudoitteiden käyttöasteet (kuva 76).



KUVA 76. Seinämäisen palkin käyttöasteet FEM-Design 3D Structure -ohjelman mukaan (Heinonen 2023)

Voidaan huomata, että käyttöasteet poikkeavat luvun 9.2.1 laskennasta. Eroavaisuus johtuu siitä, että tämä malli on tehty kuorimallina, jolloin ohjelma tarkastelee eri asioita, mitä palkkimallissa. Kyseiset käyttöasteet tulevat poikkileikkauksen ja mallinnetun raudoituksen kestävyyydestä kuormituksesta aiheutuvien rasitusten suhteen. Voidaan huomata, että rakenteeseen ei synny halkeilua ollenkaan. Kun rakenne mallinnettiin palkiksi, rakenteeseen syntyi 0,05 mm halkeama rakenteen keskelle. Tämä johtuu siitä, että palkkimallille ja kuorimallille ohjelma laskee halkeilun eri tavalla (kuva 77).

#### Crack width (Part 1.1: 7.3)

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1} \quad (7.13)$$

$$k_3 = 3.40$$

$$k_4 = 0.425$$

$$h_{c,eff} = \min\left(2.5(h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}\right)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

$$s_{r,max} = \min(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{eq} / \rho_{p,eff}, 1.3(h-x)) \quad (7.14)$$

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff}\right) \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}\right) \quad (7.9)$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

$$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$$

$$\text{Utilization: } w_k / w_{lim}$$

#### Crack width

$$A_{c,eff} = \min(t/2, 2.5 \cdot c_a, (t-x_{II})/3)$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\varepsilon = \max\left(\frac{\sigma_{II,s} - \frac{0.4 \cdot f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s}, \frac{0.6 \cdot \sigma_{II,s}}{E_s}\right)$$

$$k_2 = \frac{\varepsilon_{bottom} + \varepsilon_{top}}{2 \cdot \max(\varepsilon_{bottom}, \varepsilon_{top})}$$

$$s_a \leq 5 \cdot c_a \rightarrow s_{r,max} = k_3 \cdot (c_a - \Phi_a / 2) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi_a \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s}$$

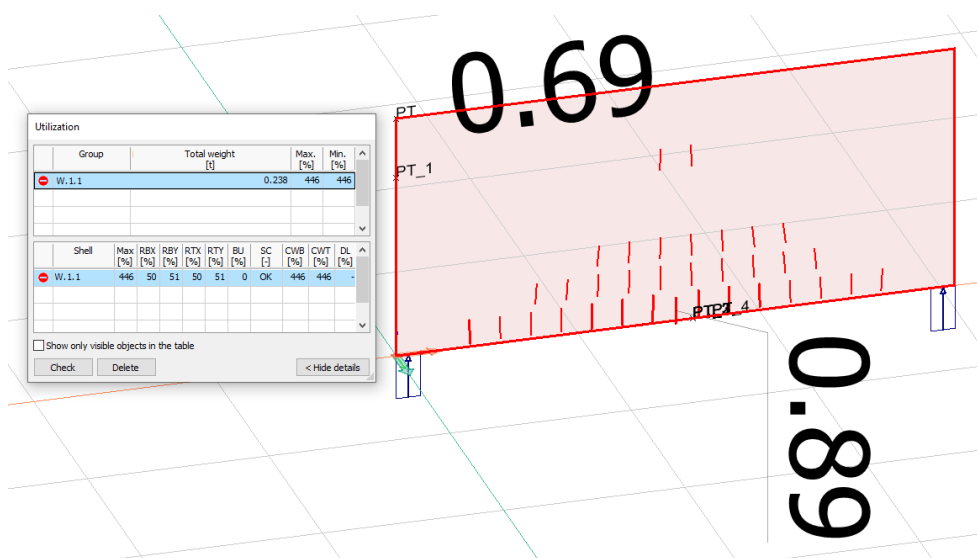
$$s_a > 5 \cdot c_a \rightarrow s_{r,max} = 1.3 \cdot (t - x_{II})$$

$$C_w = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{[face]}$$

KUVA 77. Seinämäisen palkin halkema leveyden mitoitus palkkina ja kuorimallina (Heinonen 2023).

Jotta rakenne saataisi halkeilemaan, tulee kasvattaa käyttörajatilan kuormia. Kasvatetaan kuormat kymmenkertaiseksi, jotta rakenne saadaan halkeilemaan (kuva 78).





KUVA 78. Halkeilut seinämäisessä palkissa kuorman kasvatuksen jälkeen (Heinonen 2023).

Huomataan rakenteen halkeilevan puristuskaaren alapuolelta, joten halkeilu johtuu taivutusmurrosta. Suurimmaksi sallituksi halkeamaleveyden arvoksi asetettiin 0,2 mm, kuten luvussa 9.2.1. Suurin halkeamaleveys on 0,89 mm, joka syntyy kuormituksesta. Tällöin käyttöaste nousee 446 % sallitun halkeamaleveyden suhteen. Ongelmaksi ilmenee, että ohjelman mukaan tuilla ei esiinny halkeilua. Kyseinen ongelma ilmenee luvun 9.2.1 palkkimallissa. Seinämäisen palkin kriittisimpiä paikkoja ovat tuet, koska siellä on suurin riski puristushalkeilulle. Jotta halkeiluleveyttä saadaan rajoitettua, tulee lisätä poikittaista-, puristus- ja vetorauδοitusta tai kasvattaa betonin lujuusluokkaa. Kuorimalli huomioi betonin vetolujuuden mitoituksessa, joten kasvattamalla betonin lujuusluokkaa vetolujuus kasvaa.

### 9.3 Yhteenveto

Kuten huomataan mitoitusohjelmien tuloksista, luvun 9.1 mitoitus esimerkin tuloksena saatu raudointus on riittävä. On tärkeää huomioida, että ristikkomalli on yksinkertaistettu tapa mitoittaa seinämäisen palkki käsin, jolloin tulokset saadaan varmalle puolen. Hytösen (2023) mukaan käsinlaskennassa yläpuoliset rakenteet oletetaan vaan kuormana, jolloin alin kantava rakenne mitoitetetaan varmalle puolen. Jos ylempänä on korkeampi rakenne, todellisuudessa se kantaa rasituksen. Kun rakenne mitoitetetaan edellä mainitulla tavalla, on helpompi palata laskelmiin ja tarkastaa ne. Mitoitusohjelmilla voidaan mitoittaa rakenteita tarkemmin ja tarkastella erilaisia tapahtumia, kuten muodonmuutoksia ja jännitysten jakaantumista tarkemmin. On tärkeää muistaa, ettei ristikkomalli sovellu käyttörajatilan laskentaan. Mitoitusohjelmilla voidaan tarkastella käyttörajatilan mukaisia ilmiöitä, kuten siirtymiä ja halkeiluja.

Kun rakenteita ja rakennuksia mitoitetetaan mitoitusohjelmilla, on tärkeää tietää, millä tavalla rakenteita tarkastellaan. Hytösen (2023) mukaan yksittäinen seinämäinen palkki voidaan mitoittaa palkkina tai ristikkomallina. Tässä opinnäytetyössä rakennetta tarkasteltiin palkkina ja kuorimallina. Palkkimallia käytettiin, koska ristikkomalli soveltuu murtorajatila mitoitukseen ja tällöin ei huomioida betonin vetolujuutta. Palkkimalli ei myöskään huomioi betonin vetolujuutta. Jos mitoitettaisiin kokonaista rakennusta ja sen rakenneosia, tulee käyttää kuorimallia. Kuorimallin avulla tehdään kokonaisstabiili-

teetti tarkasteluja, johon palkkimalli ei sovellu. Hytösen (2023) mukaan tarkasteluun vaikuttaa rakenteen jännevälin ja korkeuden suhde, mitoitetaanko kokonaista rakennusta vai yksittäistä rakenneosaa. Todellisuudessa seinämäinen palkki voi toimia kuorimallin mukaisesti, jos rakenteessa ei tapahdu suuria halkeiluja. Tehdessä vertailua palkkimallin ja kuorimallin välillä voi huomata, että laskenta poikkeaa toisistaan. Kuorimallilla rakennetta tarkastellaan kuin seinää. Seinämäinen palkki on korkea rakenne ja toimii kimmoisan levyteorian mukaisesti, jos rakenne on yksiaukkoinen ja on halkeilemattomassa tilassa. Kuorimallilla on hyvä havainnollistaa rakenteen käyttäytymistä murtorajatilassa sekä käyttörajatilassa. Eritoten halkeilutarkastelu kuorimallilla on todella havainnollistavaa, kun näkee paikat, josta rakenne halkeilee. Kun pituuden ja korkeuden välinen suhde kasvaa, rakenne alkaa muistuttamaan enemmän palkkia. Tällöin palkkimalli toimii paremmin seinämäisten palkkien mitoituksessa.

Kuitenkaan mitoitusohjelmiin ei saa luottaa sokeasti. Jotta mitoitusohjelmilla voi mitoittaa rakenteita luotettavasti, tulee tuntea käytettävä mitoitusohjelma todella hyvin ja ymmärrettävä kuinka rakenteet toimivat yksittäisinä rakenneosina tai suurina kokonaisuuksina. Virheisiin on todella suuri riski, jos luottaa ohjelmaan liikaa tietämättä mitä tekee. Käsineläskennassakin tulee ymmärtää rakenteiden toimivuus ja ymmärtää perusstaikkaa, jotta virheet voi välttää.

## 10 POHDINTA

Opinnäytetyössä perehdyttiin yksiaukkaisen seinämäisen palkin mitoittamiseen eurokoodien mukaisesti, jonka lopputuloksena tuotettiin tilaajalle mitoituspohjat tasaisesti kuormitettujen seinämäisten palkkien mitoittamiseen. Mitoituspohjia tuli kaksi, jossa toisella mitoitetaan aukoton yksiaukkoinen seinämäinen palkki ja toisella aukollinen yksiaukkoinen seinämäinen palkki.

Seinämäiset palkit ovat yleisiä asuinkerrostaloissa, koska yleensä alimmat kerrokset ovat erilaisia verrattuna ylempiin. Alimmissa kerroksissa voi olla liiketiloja, parkkihalli tai kellaritilat. Tällöin tulee paikkoja, jossa ylempien kerroksien seinillä ei ole koko seinän matkalla tukea alla. Seinämäiset palkit kannattelevat yleensä usean kerroksen kuormia, joten niiden mitoittaminen on todella oleellinen osa rakennesuunnittelijan työtä.

Ristikkomallin käyttäminen on helppo tapa ratkaista rakenteessa vaikuttavia voimia ja rasituksia. Kuitenkin on huomioitava, että ristikkomallia luodessa sauvojen välisillä kulmilla on suuri merkitys lopputulokseen. Tällöin on riskinä, että syntyvät rasitukset jäävät pieniksi ja riski rakenteen epävarmuuteen kasvaa. Mitoitusmerkistä voi huomata, että sauvojen väliset kulmat on määritelty jyrkiksi sallittujen rajojen puitteissa. Tällöin mitoitus tulokset tulevat varmemmalle puolen. Tällöin on riskinä, että betonin puristuslujuuden mitoitusarvo ei riitä solmupisteissä. Tällöin voidaan vaihtaa kovempaa betoniin, hyödyntää välipohjaa kasvattamalla tukipintaa tai lisäämällä puristusraudoitusta. Yleensä seinämäisissä palkeissa ankkurointi hoidetaan ankkurointilenkeillä, koska solmupisteiden takana ei ole riittävästi ankkurointitilaa. On kuitenkin riskinä, että ankkureihin kohdistuvat jännitykset kasvavat yli teräksen vetolujuuden mitoitusarvon. Tällöin voidaan kasvattaa ankkurointilenkin teräksen halkaisijaa ja lisätä ankkurointilenkkejä useampaan kerrokseen.

Opinnäytetyössä esitetyssä mitoitusmerkissä huomataan, ettei mitoitusohjeet anna valmiita ratkaisuja, joten niitä tulee soveltaa. Mitoitusmerkki on yksi monista tavoista mitoittaa seinämäinen palkki ristikkomenetelmällä.

FEM-Design 3D Structure 2021 -ohjelmalla on kätevää mitoittaa rakenteita. Kyseisellä mitoitusohjelmalla tehdyissä mitoitusmerkeissä huomattiin, että mitoittaessa kyseistä rakennetta palkkina tai kuorimallina saadaan varteenotettavia tuloksia. Mitoitusohjelmilla voidaan tarkastella laajemmin rakenteen käyttäytymistä. FEM-ohjelmien huono puoli on se, että sokeasti uskoo saatuihin tuloksiin. Tällöin on riskinä, että on tehnyt virheen ja sen löytäminen on todella haastavaa. Jotta FEM-ohjelmista saisi enemmän irti, tulee ohjelmaan ja sen käyttöön perehtyä todella tarkasti. Kuitenkaan tämän opinnäytetyön tarkoituksena ei pelkästään ole perehtyä seinämäisten palkkien mitoittamiseen FEM-ohjelmilla. Tarkoituksena oli tehdä vertailulaskelmia, jotta näkee eroavaisuuden ristikkomenetelmän ja elementtimenetelmän välillä. FEM-ohjelmien käyttö on tärkeä osa nykyajan suunnittelua. FEM-ohjelmien käyttö vaatii hyvät mitoituspohjat ja perehtymisen, jotta niillä suunnitellessa saadaan paras hyöty.

Hyödyntämällä ristikkomallia ja FEM-ohjelmia yhdessä saadaan todenmukaisia tuloksia, jotka noudattavat kimmoteorian mukaisia jännityksiä, siirtymiä ja muodonmuutoksia. Vetoterästen ankkurointi saadaan ratkaistua hyödyntämällä ristikkomallia. Ristikkomalli toimii helppona menetelmänä rat-

kaista käsinlaskentana rakenteessa vaikuttavat voimasuureet sekä tarkastella solmupisteiden puristuskestävyydet. FEM-ohjelmilla voidaan tarkastella käyttörajatilan mukaisia ilmiöitä, kuten siirtymiä ja halkeiluja. Käyttörajatilan mukaisia ilmiöitä ei voi tarkastella ristikkomenetelmän avulla.

Mitoituspohjat toteutettiin tilaajan toiveen mukaisesti. Mitoituspohjien tulee olla käyttäjälle helppo käyttöisiä, yksinkertaisia ja virheiden määrä tulee minimoida. Kuitenkin mitoituspohjien käyttäjät tulee perehdyttää käyttämään niitä oikein, jottei tapahdu virheitä. Vaikka mitoituspohjat olisivat kuinka hyvin tehtyjä, tulee käyttäjän osata tulkita tuloksia ammattimaisesti. Mitoituspohjien tekeminen on huolellisuutta ja aikaa vievä prosessi, mutta käytetty aika saadaan takaisin hyödyntämällä mitoituspohjia jokapäiväisessä työskentelyssä. Mitoituspohjien tuloksista voidaan tuottaa tuloste, joka toimii virallisena dokumenttina muun muassa tilaajalle tai rakennusvalvonnalle.

Opinnäytetyö opetti etsimään tietoa ja olemaan kriittinen löytämään tietoa kohtaan. Eri lähteistä löytyvä tieto voi poiketa toisistaan, joten tulee olla kriittinen löydösten suhteen. Tämä on hyvä esimerkki siitä, että päätökset tulee tehdä harkitsemalla tapauskohtaisesti. Lisäksi opinnäytetyö opetti FEM-Design 3D Structure 2021 -ohjelman sekä Excelin käytön ja tuottamaan mitoituspohjia. Edellä mainitut opitut taidot ovat oleellisia rakennesuunnittelijan työssä ja ammatillisessa kasvamisessa.

## LÄHTEET

- Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon a. Betonirakenteita kierrätetään. Verkkajulkaisu. <https://betoni.com/perustietopaketti/ekologisuus/purettavuus-ja-uusiokaytto/>. Viitattu 10.01.2023.
- Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon b. Sementti ja kasvihuonepäästöt. Verkkajulkaisu. <https://betoni.com/tietoa-betonista/betoni-rakennusmateriaalina/sementti-seosaineiden-kaytto/>. Viitattu 05.01.2023.
- Betoniteollisuus ry julkaisuaika tuntematon c. Sementti ja sen valmistus. Verkkajulkaisu. <https://betoni.com/tietoa-betonista/betoni-rakennusmateriaalina/betonin-valmistus/>. Viitattu 05.01.2023.
- Birrcher, David B 2009. Design of reinforced concrete deep beams for strength and serviceability. Väitöskirja. The University of Texas at Austin. Faculty of the Graduate School. Julkaistu toukokuu 2009. <https://repositories.lib.utexas.edu/handle/2152/7559>. Viitattu 11.02.2023.
- EN1990: Eurocode: Rakenteiden suunnitteluperusteet 2006. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/150857.html.stx>. Viitattu 15.01.2023.
- EN1991-1-3: Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–3: Yleiset kuormat. Lumikuormat 2015. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/414268.html.stx>. Viitattu 20.01.2023.
- EN1992-1-1: Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt 2005. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. <https://online.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/377991.html.stx>. Viitattu 15.01.2023.
- Honkanen, Iiro 2015. Teräsbetonirakenteiden halkeamaleveyden mitoitus. Opinnäytetyö. Rakennustekniikan koulutusohjelma, insinööri. Metropolia-ammattikorkeakoulu. <https://urn.fi/URN:NBN:fi:amk-201505056185>. Viitattu 29.03.2023.
- Hytönen, Jouni 2023. FEM-Design ja seinämäisten palkkien suunnittelu. Luento. FEM-Design koulutus. Teams-kokous 03.04.2023.
- Jennewein, Mattias, Schlaich, Jörg & Schäfer, Kurt 1987. Toward a Consistent Design of Structural Concrete. PCI JOURNAL, 74–150. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>. Viitattu 06.02.2023.
- Kanerva, Pekka & Paasikallio Kari 1982. Betonirakenteiden mitoitusohjeita ratkaisuihin BY 204. 1.painos. Espoo: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Kong, Fung Kew 2002. Reinforced Concrete Deep Beams. Lontoo: Taylor & Francis Books, Inc.
- Kore, Sudarshan D & Patil, Sharanbassappa S 2013. Analysis and Design of R.C. Deep Beams Using Code Provisions of Different Countries and Their Comparison. International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT), 166-169. [https://www.researchgate.net/publication/292149280\\_Analysis\\_and\\_Design\\_of\\_RC\\_Deep\\_Beams\\_Using\\_Code\\_Provisions\\_of\\_Different\\_Countries\\_and\\_Their\\_Comparison](https://www.researchgate.net/publication/292149280_Analysis_and_Design_of_RC_Deep_Beams_Using_Code_Provisions_of_Different_Countries_and_Their_Comparison). Viitattu 20.01.2023.

Kähkönen, Leo & Saarinen, Eero 1983. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2 BY 202. 1.painos. Jyväskylä: Suomen Betoniyhdistys ry.

Leskelä, Matti V 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus BY 210. Helsinki: Suomen betonitieto Oy.

Mahmoud, Moufaq N 2007. Design and Numerical Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams. Opinnäytetyö. Delft University of Technology. Faculty of Civil Engineering and geosciences. Julkaistu lokakuu 2007. [https://www.academia.edu/25763250/Design\\_and\\_Numerical\\_Analysis\\_of\\_Reinforced\\_Concrete\\_Deep\\_Beams](https://www.academia.edu/25763250/Design_and_Numerical_Analysis_of_Reinforced_Concrete_Deep_Beams). Viitattu 03.02.2023.

Matamoros, Adolfo B & Zechmann Robertz 2002. Use of Strut-and-Tie models to calculate the strenght of deep beams with openings. University of Kansas Center for Research, INC. Structular Engineering and Engineering Materials. SM Report No.69. Julkaistu heinäkuu 2002. <https://kuscho-larworks.ku.edu/handle/1808/20425>. Viitattu 17.02.2023.

Purkukolmio Oy julkaisuaika tuntematon. U:ksi taivutettu 18 mm harjateräs 300\*500 mm. Verkkojulkaisu. <https://www.purkukolmio.fi/tuote/uksi-taivutettu-18-mm-harjateras-300500-mm>. Viitattu 10.04.2023.

Rakennussuunnittelutoimisto Turunen & Räisänen Ky 2023. Etusivu. Verkkojulkaisu. <https://www.rtrky.fi/>. Viitattu 30.01.2023.

Rakennustuoteteollisuus RTT ry 2021. Eurokoodit-tarkoitus. Verkkojulkaisu. <https://www.eurocodes.fi/eurokoodit-tarkoitus/>. Viitattu 22.01.2023.

Rakennustuoteteollisuus RTT ry julkaisuaika tuntematon. Historiaa. Verkkojulkaisu. <https://www.eurocodes.fi/historiaa/>. Viitattu 22.01.2023.

RIL 125.Teräsbetonirakenteet 1986. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Salmi, Tapio & Pajunen, Sami 2018. Lujuusoppi. Tampere: Pressus Oy.

Sharp, Graham R 1977. Reinforced concrete deep beams with web openings. Väitöskirja. University of Nottingham. Department of Civil Engineering. Julkaistu lokakuu 1977. <http://eprints.nottingham.ac.uk/12362/>. Viitattu 16.02.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry 2004. BY 201. Betonitekniikan oppikirja 2004. 5. painos. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry 2013. BY 211. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013. 2. painos. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry 2016. BY 65. Betoninormit 2016. 1.painos. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon a. Betonin osa-aineet. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-valmistus/betonin-osa-aineet.html>. Viitattu 05.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon b. Betonin osa-aineet: Kiviaines. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-valmistus/betonin-osa-aineet/kiviaines.html>. Viitattu 10.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon c. Betonin osa-aineet: Lisäaineet. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-valmistus/betonin-osa-aineet/lisaaineet.html>. Viitattu 10.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon d. Betonin perusominaisuudet. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/materiaaliominaisuudet/betonin-perusominaisuudet.html>. Viitattu 14.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon e. Betoni perusominaisuudet: Puristuslujuus. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/materiaaliominaisuudet/betonin-perusominaisuudet/puristuslujuus.html>. Viitattu 20.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon f. Betoniteräs. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/materiaaliominaisuudet/betoniteras.html>. Viitattu 20.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon g. Betoniteräkset. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/tyomaat/betonitoiden-johtaminen-talonrakentaminen/betonitoiden-suunnittelu/raudoitus-ja-jannitystoiden-suunnittelu/betoniterakset.html>. Viitattu 15.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon h. Kovettuneen betonin ominaisuudet. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-ominaisuudet-ja-valinta/kovettuneen-betonin-ominaisuudet.html>. Viitattu 14.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon i. Kovettuneen betonin ominaisuudet: Kimmokerroin. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-ominaisuudet-ja-valinta/kovettuneen-betonin-ominaisuudet/kimmokerroin.html>. Viitattu 20.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon j. Kuormat ja kuormitusyhdistelmät. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/rakennesuunnittelu/rakennesuunnittelun-perusteet/kuormat-ja-kuormitusyhdistelmat.html>. Viitattu 19.01.2023.

Suomen betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon k. Luotettavuuden hallinta. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/rakennesuunnittelu/rakennesuunnittelun-perusteet/luotettavuuden-hallinta.html>. Viitattu 26.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon I. Rajatilat. Verkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/rakennesuunnittelu/rakennesuunnittelun-perusteet/raja-tilamitoitus.html>. Viitattu 22.01.2023.

Suomen Betoniyhdistys ry julkaisuaika tuntematon m. Toteutusluokat. Verkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/rakennesuunnittelu/rakennesuunnittelun-perusteet/toteutusluokat.html>. Viitattu 20.01.2023.

Ympäristöministeriön asetus betoniterästen ja betoniteräsverkkojen tyyppihyväksynnästä 126/2016. <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2016/20160126>. Viitattu 15.01.2023.

Ympäristöministeriön asetus lumikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-3 6/2016. <https://www.finlex.fi/fi/viranomaiset/normi/700001/42811>. Viitattu 19.01.2023.

Ympäristöministeriön asetus rakenteiden tilavuuspainoa, omaa painoa ja rakennusten hyötykuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-1 4/2016. <https://www.finlex.fi/fi/viranomaiset/normi/700001/42822>. Viitattu 19.01.2023.



LIITE 1: TASAISESTI KUORMITETUN YKSIAUKKOISEN SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITUSPOHJA (SALATTU)

LIITE 2: AUKOLLISEN YKSIAUKKOISEN SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITUSPOHJA (SALATTU)