



Osaamista
ja oivallusta
tulevaisuuden
tekemiseen

Paula Romakkaniemi

Betonirakenteiden lävistysmitoitus

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma

Insinöörityö

27.09.2019

Tekijä Otsikko	Paula Romakkaniemi Betonirakenteiden lävistysmitoitus
Sivumäärä Aika	53 sivua + 4 liitettä 27.09.2019
Tutkinto	insinööri (AMK)
Tutkinto-ohjelma	Rakennustekniikka
Ammatillinen pääaine	Rakennetekniikka
Ohjaajat	Teknologiajohtaja Ville Laine (A-Insinöörit) Kehityspäällikkö Jari Hietala (A-Insinöörit) Laboratorioinsinööri Matti Leppä
<p>Tämä opinnäytetyö tehtiin A-Insinöörit Oy:n toimeksiantona ja kehitysprojektina. Yrityksen kannalta tavoitteena oli tutkia RFEM lisämoduulin PUNCH Pro:n soveltuvuutta betonirakenteiden lävistysmitoituksessa.</p> <p>Tavoitteena on tarkastella suunnitteluohjeita tavanomaisimmille tapauksille, pilari- ja paalu-laatalle ja paaluanturalle. Opinnäytetyön teoriaosuudessa selvitettiin betonirakenteiden lävistysmitoitukseen vaikuttavia tekijöitä ja verrattiin eri laskentamenetelmiä ja mitoitustapoja keskenään. Työssä käsitellään lävistysmitoitusta Suomessa käytettävien standardien ja normien mukaan. Näitä mitoitushjeita verrattiin sitten FEM-laskennan tuloksiin.</p> <p>Työssä haluttiin selvittää, miten RFEM-ohjelma toimii lävistysmitoituksessa; mitkä asiat vaikuttavat tuloksiin ja mitkä ohjelma jättää mahdollisesti huomioimatta. RFEM:n käyttämä elementtimenetelmä käsitellään lyhyesti, jotta ohjelman toimintatavat olisivat lukijalle selkeämmät.</p> <p>Työn tuloksena saatiin selville, että RFEM ei ota huomioon eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 Suomen uusinta kansallista liitettä, ja näin ollen laskentatulokset eroavat huomattavasti toisistaan. Tämän opinnäytetyön tutkimuksen perusteella voidaan todeta, että PUNCH Pro:ta tulisi tällä hetkellä käyttää varauksella lävistysmitoituksessa. Se soveltuu tietyille tapauksille hyvin, mutta toisille se antaa liian positiivisia tuloksia. Nämä epäluotettavuudet korjaantunevat, kun ohjelmaan päivitetään Suomen uusi kansallinen liite.</p>	
Avainsanat	lävistysmitoitus, elementtimenetelmä, pilarilaatta, RFEM

Author Title	Paula Romakkaniemi Punching shear design in reinforced concrete structures
Number of Pages Date	53 pages + 4 appendices 27 September 2019
Degree	Bachelor of Engineering
Degree Programme	Civil Engineering
Professional Major	Structural Engineering
Instructors	Ville Laine, Technology manager (A-Insinööri) Jari Hietala, Development manager (A-Insinööri) Matti Leppä, Laboratory engineer
<p>The thesis work has been commissioned by A-Insinööri Oy as a development project. The objective of the company was to study the applicability of the RFEM add-on module PUNCH Pro on punching shear design of concrete structures.</p> <p>The goal is to research the design guidelines for the most common cases, the column and pile slabs and the column bases. In the theory part of the thesis the factors affecting the punching shear design were studied and different calculation and dimensioning methods were compared. The work deals with punching according to the standards and norms used in Finland. Those design standards were then compared with the results of the FEM calculation. The purpose was to find out how the RFEM program works in punching shear design; which things affect the results and which program may overlook. The element method used by RFEM will be briefly discussed in order to make the program operations clearer to the reader.</p> <p>As a result of the work, it was found that PUNCH Pro does not take into account the latest version of Finnish National Annex to the Eurocode SFS-EN 1992-1-1 and therefore the calculation results differ significantly. Based on this thesis, it can be concluded that PUNCH Pro should currently be used with caution in punching shear design. It is well suited to certain cases, but to others it produces too positive results. These uncertainties should be corrected when the latest National Annex of Finland is updated to the program.</p>	
Keywords	punching shear, finite element method, reinforced column slab, RFEM

Sisällys

Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Tutkimuksen tausta ja tavoitteet	2
1.2	Tutkimuksen rakenne ja rajaus	2
2	Lävistymisen teoria	3
2.1	Pilarilaatta	4
2.2	Pilariantura	6
2.3	Paaluantura ja paalulaatta	7
2.4	Rakenteen vahvistaminen lävistykselle	8
3	Mitoitusperiaatteet lävistykselle	11
3.1	Rakenneanalyysi	11
3.2	Suomessa käytettävät normit ja standardit	13
3.3	Eurokoodien mukainen lävistysmitoitus laatoille	15
3.3.1	Mitoitusehdot	15
3.3.2	Tarkistuspiirit	16
3.3.3	Mitoittava lävistyskuorma	18
3.3.4	Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys	21
3.3.5	Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys	25
3.4	Eurokoodien mukainen lävistysmitoitus anturoille	29
3.4.1	Rakennemalli	30
3.4.2	Mitoittava lävistyskuorma	32
3.4.3	Lävistyskestävyys	34
4	FEM-laskenta lävistysmitoituksessa	36
4.1	FEM-laskenta yleisesti	36
4.2	RFEM-ohjelma	37
4.3	RF-PUNCH Pro	38
4.3.1	Laskenta	38
4.3.2	Tulokset	41
5	Vertailu käsinlaskennan ja RFEM-laskennan välillä	41

5.1	Pilarilaatat	42
5.2	Pilarianturat	47
6	Yhteenveto	51
	Lähteet	54

Liitteet

Liite 1. Esimerkki pilarilaatan lävistysmitoituksesta RFEM PUNCH Pro

Liite 2. Esimerkki pilarilaatan lävistysmitoituksesta SFS-EN 1992-1-1 + NA 2016 mukaisesti

Liite 3. Esimerkki pilarianturan lävistysmitoituksesta RFEM PUNCH Pro

Liite 4. Esimerkki pilarianturan lävistysmitoituksesta by211-kirjan mukaisesti

Lyhenteet ja niiden määritelmät

A_{sw}	Pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän raudoituksen ala
a	Lävistyskartion mitta
A_{eff}	Lävistyskartion ulkopuolelle jäävä pinta-ala
A_{sy}, A_{sz}	Betonin pinta-ala vastaavan normaalivoiman määritelmän mukaisesti
α	Leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma
β	Epäkeskisen kuorman huomioiva kerroin
c_1 ja c_2	pilarin sivumitat
$C_{Rd,c}$	Lävistyskestävyyden määrittämisessä käytettävä suure
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
d_y	y-suuntaisten tankojen tehollinen korkeus
d_z	x-suuntaisten tankojen tehollinen korkeus
D	Pilarin halkaisija
e	Kuorman epäkeskisyyys
f_{ywd}	Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{ywd,ef}$	Lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus
k	Kerroin
k_{max}	Kerroin
L_b	Toteutuva ankkurointipituus lävistyskartion ulkopuolella
$L_{b,rqd}$	Raudoituksen ankkurointipituuden mitoitusarvo täydelle vedolle
M_{Ed}	Epäkeskisen kuorman aiheuttama taivutusmomentti
N_{sy}, N_{sz}	Laatan pituussuuntaiset voimat
ρ_L	Pääraudoituksen raudoitussuhde
ρ_{Ly}	Raudoitussuhde y-suunnassa
ρ_{Lz}	Raudoitussuhde z-suunnassa
s_r	Leikkausraudoituskehien säteittäinen väli
u_1	Perustarkastuspiirin pituus
u_0	Pilarin ulkoreunan piiri
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,c2}$	Leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys kokonaiskuormana
V_{Ed}	Vaikuttava leikkausvoima
ΔV_{Ed}	Tarkistuspiirin sisäpuolella ylöspäin vaikuttava voima

V_{min}	Kerroin
σ_{sy}	Betonin y-suunnan normaalijännitys kriittisessä poikkileikkauksessa
σ_{sz}	Betonin z-suunnan normaalijännitys kriittisessä poikkileikkauksessa
σ_{gd}	Pohjapaine
W_1	Leikkausjännityksen jakautumisesta aiheutuva termi
γ_c	Betonin materiaaliosavarmuusluku

1 Johdanto

Betonirakenteiden lävistyskestävyyden mitoitusmenetelmät vaihtelevat tällä hetkellä suuresti riippuen eri standardeista ja ohjeista. Suomessa ja koko Euroopassa on esitetty paljon kritiikkiä lävistysmitoituksesta eurokoodien standardin SFS-EN 1992-1-1 tullessa voimaan 2007 ja aihe on ollut kiistanalainen jo pitkään. (1.)

Suomessa teräsbetonirakenteet mitoitetaan pääasiassa eurokoodien standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti. Standardi SFS-EN 1992-1-1 korvasi rakentamismääräyskoelman osan B4 vuonna 2010, mutta Suomessa ei koskaan tehty lävistysmitoitusta sen mukaan. Suomen kansallisessa liitteessä ohjattiin tekemään mitoitus toistaiseksi RakMK:n osan B4 mukaan, sillä eurokoodien mukainen lävistysmitoitus on todettu osittain puutteelliseksi ja sen antamissa tuloksissa on huomattu ristiriitaisuuksia verrattaessa koetuloksiin. Standardin mitoituksella saadun kapasiteetin on huomattu olevan joissain tapauksissa epävarmalla puolella ja näitä epävarmuuksia on pyritty korjaamaan Suomen kansallisen liitteen ohjeessa. Korjausten tavoitteena oli pitää lävistyskestävyyden taso samanlaisena kuin Suomen rakentamismääräyskoelman osan B4 mitoituksessa. Näin tehtiin vuoden 2016 loppuun saakka, kunnes vuoden 2017 alussa voimaan tulleissa ohjeissa esitettiin eurokoodin kansalliset valinnat lävistysmitoituksen yhteydessä. Nykyään Suomen kansallisessa liitteessä ei siis viitata enää RakMK:n osaan B4 vaan puutteet on pyritty korjaamaan erilaisilla kertoimilla eurokoodien kaavoihin. (1; 2.)

Lävistysmitoituksen laskentakaavat eivät ole kovin käyttäjäystävällisiä käsinlaskennan suhteen, vaan ne on tehty käytännössä tietokoneohjelmilla laskettaviksi. Tämän työn teemana on lävistysmitoituksen käsinlaskennan mitoitusperiaatteiden lisäksi myös laskentaohjelmien, tässä tapauksessa RFEM:n, hyödyntäminen lävistysmitoituksessa. Laskentaohjelmat antavat paljon tietoa, mutta niihin ei voi luottaa sokeasti. Rakenteen mitoitusperiaatteet on silti ymmärrettävä, samoin kuin ohjelman rajoitteet ja heikkoudet. Ilman syvää ymmärrystä rakenteen ja mitoitusohjelman toiminnasta syntyy helposti virheellisiä tuloksia.

1.1 Tutkimuksen tausta ja tavoitteet

Opinnäytetyö on tehty A-Insinöörit Oy:n toimeksiantona ja kehitysprojektina. Yrityksen kannalta tavoitteena oli tutkia Dlubalin RFEM:n lisämoduulin PUNCH Pro:n soveltuvuutta betonirakenteiden lävistysmitoituksessa. Tarkoituksena on selvittää käytettävät parametrit ja suunnitteluoletukset, joilla päästään hyvään ja luotettavaan lopputulokseen.

Opinnäytetyön tutkimuksen tavoitteena on perehtyä betonirakenteiden lävistysmitoitukseen ja eri mitoitustapojen eroavaisuuksiin. Työssä kuvataan ja sitä kautta perustellaan betonirakenteiden lävistysmitoitusta ja syvennetään lävistysmitoituksen laskentaperusteiden tuntemusta vertailulaskelmien avulla. Vertailulaskelmien tarkoituksena on selvittää, millaisia poikkeavuuksia eri laskentamenetelmät antavat verrattuna toisiinsa, sekä FEM-laskentaan. Samalla yritetään selvittää, mistä mahdolliset poikkeamat johtuvat ja löytää jokapäiväiseen rakennesuunnitteluun parhaiten sopiva menetelmä.

Työssä tehdään RFEM-vertailulaskelmia yrityksen kehitysprojektia varten, jotta löydetään RFEM-lisämoduulista, PUNCH Pro:sta, mahdolliset virheet ja puutteet ja se voidaan todeta toimivaksi. Tarkoituksena on selvittää ohjelman luotettavuutta ja tarkastaa, miten se ottaa huomioon Suomen kansallisen liitteen rajoitukset. Näin ollen selvitetään ja selkeytetään sitä, mitä PUNCH Pro -lisäosalla voi käytännössä tehdä ja milloin sen käyttöä suositellaan tai ei suositella, sekä mitä ohjelma mahdollisesti jättää huomioimatta.

1.2 Tutkimuksen rakenne ja rajaus

Opinnäytetyö on jaettu sisällöltään neljään pääosaan; lävistysmitoituksen teoriaan, standardeihin, RFEM-ohjelmaan ja vertailulaskelmiin. Opinnäytetyö sisältää ensin lävistysmitoituksen teoriakatsauksen, jonka jälkeen käsitellään tällä hetkellä voimassa olevat mitoitusstandardit ja kaavat. Tarkoituksena on koota yhteen eurokoodeista ja suunnitteluohjeista lävistysmitoitukseen olennaisesti liittyvät tiedot tavanomaisten rakennuskohdeiden rakennesuunnittelua varten. Näitä kaavoja sovelletaan myöhemmin mitoituslaskelmia tehdessä.

Tämän jälkeen selitän lyhyesti FEM-tarkastelussa käytettävää RFEM-ohjelmaa ja sen lävistysmitoitukseen tarkoitettua PUNCH Pro -lisämoduulia. RFEM:n käyttämä elementtimenetelmä käsitellään lyhyesti, jotta ohjelman toimintatavat olisivat lukijalle selkeämmät. FEM-laskennan osalta tutkitaan sen soveltuvuutta lävistysmitoitukseen ja rakennesuunnittelijan tarpeisiin.

Vertailulaskelmia hyödyntäen peilaan lävistysmitoituksen teoriaa rakenteen todelliseen toimintaan ja näin ollen arvioin mitoitustapojen ja -ohjelman luotettavuutta. Opinnäytetyön lopussa pohdin saatuja tuloksia ja tehtyjä johtopäätöksiä, sekä tiivistän oman oppimiseni työprosessin aikana ja pohdin sitä suhteessa kehittyneeseen ammatti-identiteettiini.

Työ rajataan pelkkään lävistysmitoitukseen ja sen raudoitustarkasteluun. Ulkopuolelle rajataan rakenteen muun raudoituksen mitoitus. Työssä ei käsitellä kuormien, kuormitusyhdistelmien eikä voimasuureiden laskentaa. RFEM:n osalta työ rajataan PUNCH Pro -lisämoduuliin ja ohjelma käsitellään muuten vain pintapuolisesti. Standardien ja ohjeiden osalta työ on rajattu Suomessa tällä hetkellä yleisesti käytettäviin ohjeisiin eli eurokoodien osaan 1992-1-1 ja Suomen kansalliseen liitteeseen, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirjan by211 osaan 2, sekä RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohjeeseen by61. Tässä työssä ei käsitellä suunnitteluperusteita, joilla tarkoitetaan luotettavuusluokkien määrittämistä ja betonin säilyvyyden suunnittelua käyttöiän, rasisluokkien ja raudoituksen betonipeitteen osalta. Työssä tarkastellaan rakenteita ainoastaan murtorajatilassa ja esimerkiksi käyttörajatilan lävistyksen aiheuttama halkeilu jätetään käsittelemättä.

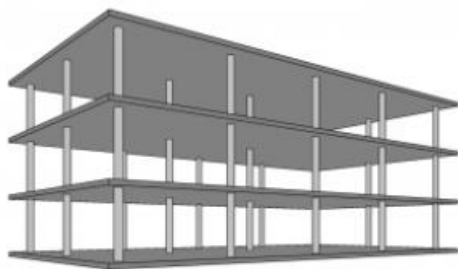
2 Lävistymisen teoria

Lävistysmurto tarkoittaa laattamaisissa rakenteissa pistemäisen rasituksen ympäristössä tapahtuvaa paikallista murtumista. Silloin kuormitettu rakenne leikkautuu kartiomaisesti. Lävistysmurtomekanismi ja murtokartion muoto vaihtelee eri tapauksissa. Seuraavassa on esitetty lävistysmurtuman tapauksia ja niiden yleisperiaatteet ja murtomekanismit. Tyypillisiä lävistykselle alttiita rakenteita ovat mm. pilarilaatat, pilarianturat

ja paalulaatat. Lävistymisen teorian ja lävistykselle alttiiden rakenteiden esittelyn jälkeen käsitellään näiden rakenteiden vahvistusta lävistykselle.

2.1 Pilarilaatta

Pilarilaataksi kutsutaan rakennetta, jossa laatta on tuettu suoraan pilareihin ilman palkkien välitystä. Se on monissa tapauksissa suosittu rakenne, sillä se on yksinkertainen ja nopea toteuttaa ja sillä voidaan aikaansaada hyvin avoin ja muuntojoustava tila. Pilarilaatta on yleisin runkorakenne liike- ja toimistorakennuksissa, joissa rakennuksen uuden käyttötarkoituksen vaatimat muutostyöt on helppo toteuttaa, kun kantavia seiniä on vähän tai ei ollenkaan. Kuvassa 1 on havainnollistettu kolmikerroksinen pilarilaatatsto. (3.)



Kuva 1. Havainnekuva pilarilaatatstosta (3.)

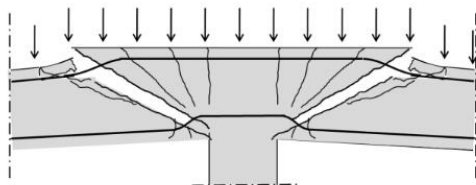
Tällainen laattarakenne toimii yhteen suuntaan kantavina kaistoina ja kaistojen väliset laattakentät ristiin kantavina laattoina. Laatta tukeutuu pistemäisesti pilarien varaan, joiden ympärillä vaikuttavat lävistysmurron aiheuttavat leikkausjännitykset. Pilarilaatoilla lävistysmurto tapahtuukin yleensä juuri pilarin pään ympäristössä tai jonkun muun piste kuorman ympäristössä, jossa leikkausjännitysten kasvaessa laatta läpileikkautuu kartiomaisesti ja menettää kantavuutensa. Lävistysmurto voi tapahtua myös laatan sisänurkissa tai seinän päiden kohdalla. Lävistysmurtuma alkaa tyypillisesti taivutushalkeamista, jotka syntyvät pilarin juureen ja myöhemmin etäämmälle, yleensä noin $1d-2d$ etäisyydelle pilarin reunasta. Etäämmälle syntyvät halkeamat johtuvat yläpinnan taivutusraudoituksen tai pistekuorman vastakkaisen pinnan raudoituksen vaikutuksesta. Halkeamat kaareutuvat kohti puristuksella olevaa aluetta pilarin ja laatan alapintaan. Lopulta

laatan yläpinnan taivutusraudoitus aiheuttaa halkeamia niin paljon, että ne yhtyvät lävistuskartioksi ja murtuma tapahtuu puristusvyöhykkeellä pilarin ja laatan liittymäkohdassa. (3; 4; 5.)

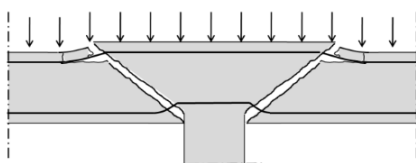
Pilarilaatta voi myös murtua äkkinäisesti ilman varoitusta murrosta, jos pilarin ympäristössä leikkausrasituksen aiheuttama päävetojännitys ylittää betonin vetolujuuden. Äkillinen murtuminen ilman edeltävää taivutushalkeilua on pilarilaatoilla harvinainen murto-tapa, mutta se voi tapahtua paksuilla ja näin ollen jäykillä laatoilla. Murtomekanismiin vaikuttaa siis laatan paksuus ja hoikkuus eli paksuuden ja jännemitan suhde. Murtuminen ilman taivutushalkeilua on harvinainen massiivilaatoilla, mutta mahdollinen esimerkiksi ripalaattojen laipoissa. (4; 5.)

Laatan murtomekanismiin vaikuttaa oleellisesti laatan raudoitus; taivutusraudoitus, leikkausraudoitus sekä mahdollinen lävistysraudoitus. Leikkautumispinnan ulottuma riippuu raudoituksesta ja vähemmän raudoitetuissa rakenteissa leikkauspinnan ulottuma on pienempi. Tärkein osatekijä on yläpinnan vetoraudoitus, jossa on pilarin kohdalla vetoa, koska lävistysmurtuma lähtee yleensä taivutushalkeamista, joiden syntymistä vetoraudoitus rajoittaa. Pilarin kohdalla oleva yläpinnan taivutusraudoitus nostaa siis myös laatan leikkauskestävyyttä. Yläpinnan raudoituksen vaikutusta rajoittaa kuitenkin betoni- peitteen lohkeaminen, jolloin raudoitus pääsee repeytymään irti laatasta. Laatan taivutusraudoituksen suhteellinen vaikutus on hyvin pieni verrattuna leikkausraudoitukseen. Suomessa määrätään, että laatan lävistyskuormitetun pinnan tulee aina olla raudoitettu. Laatan alapinnan raudoitus estää laatan romahtamisen, kun teräkset on ankkuroitu hyvin pilarin päälle tai parhaimmassa tapauksessa, kun teräkset on vedetty jatkuvana pilarin yli. Pilarilaatat tulee aina mitoittaa lävistystä vastaan, mutta leikkausraudoitukseen ei aina riitä estämään murtoa, sillä mitoittavaksi tekijäksi voi tulla betonin puristuskestävyys laatan alapinnassa pilarin nurkalla. (4; 5.)

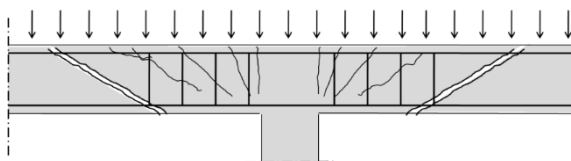
Murtokartion sijainti riippuu leikkausraudoituksesta. Se siirtää murtokartiota kauemmas pilarista, jossa leikkausvoima on pienempi ja näin ollen leikkauskestävyys suurempi. Kuvissa 2, 3 ja 4 on esitetty pilarilaatan erilaisia lävistysmurtuman mekanismeja.



Kuva 2. Lävistysmurtuminen taivutushalkeilun jälkeen (5.)



Kuva 3. Lävistysmurtuminen ilman taivutushalkeilua (5.)



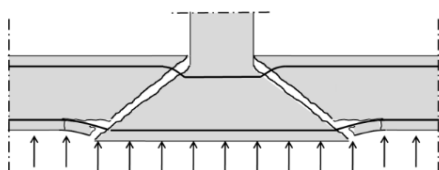
Kuva 4. Lävistysmurtuminen leikkausraudoitetulla laaatalla (6.)

2.2 Pilariantura

Toinen tyypillinen lävistysmurtolle altis rakenne on pilariantura. Sen mitoitusperiaatteet ovat hyvin samanlaiset kuin normaalin seinäanturan mitoitusperiaatteet. Suurin eroavaisuus on se, että niitä ei mitoiteta leikkaukselle, vaan lävistykselle. Tämä johtuu siitä, että kuormitus on yleensä niin suuri, että ne on tehtävä raudoitettuna. Myös mittasuhteet ovat usein lähellä laattoja, jolloin raudoitusperiaatteet ovat samankaltaiset, kuin laatoilla. Pilarianturoilla lävistyskestävyys on usein taivutuskestävyyttä mitoittavampi tekijä, ja anturan paksuus määräytyy sen perusteella, jos leikkausraudoitusta ei käytetä. (4.)

Maanvaraisen pilarianturan lävistyskuorma aiheutuu pohjapaineesta, joka muodostuu pystykuormasta ja vaakakuorman aiheuttamasta momentista. Pohjapaineen vaikuttava ala riippuu lävistyskartion piiristä. Pilarianturan lävistysmitoitus poikkeaa hieman pilarilaatan lävistysmitoituksesta. Sen lävistysmekanismi on periaatteessa samanlainen kuin edellä kuvattu pilarilaatan taivutushalkeilematon lävistysmurtuminen, mutta sen lävistyskartion kaltevuuskulma on usein selvästi pienempi kuin pilarilaatoille määritelty. Lävistyskartion kulma vaikuttaa lävistyskartion piiriin ja kuorman vaikuttavaan alaan. Pilarianturan paksuuden takia pohjapaineen vaikuttavasta alasta vähennettäisiin liian suuri alue, jos lävistyskartion kaltevuuskulmana käytettäisiin samaa kuin pilarilaatoilla. Tämä johtaisi liian pieniin kuormiin ja näin ollen epävarmaan mitoitukseen. (4; 5; 7.)

Pilarianturan äkillinen murtomekanismi johtuu siitä, että pilariantura on paksu ja jäykkä laatta. Mitoittava tekijä on yleensä betonin vetolujuus pilarin ympäristössä, jossa leikkauksrasitukset aiheuttavat suuren päävetojännityksen ja aiheuttavat murtokartion syntymiseen. Kuvassa 5 on esitetty tyypillinen pilarianturan murtomekanismi. (4; 5.)



Kuva 5. Pilarianturan murtomekanismi (5.)

2.3 Paaluantura ja paalulaatta

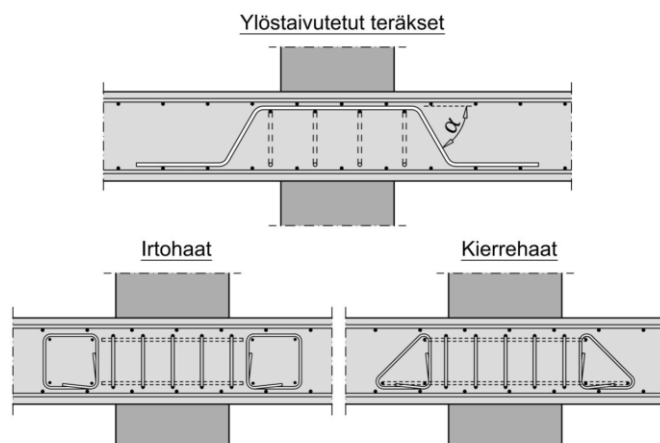
Paaluanturoissa ja paalulaatoissa paalut toimivat pienelle alalle kohdistuvana kuormana ja lävistysmurtuma voi syntyä paalun ympärillä. Tasapaksu paalulaatta käsitellään pilarilaattana ja lävistysmitoitus tehdään kuten pilarilaatoilla tai pilarianturoilla. Mitoituksessa tarkistetaan, ettei suurin lävistyskestävyys ylitä paalun kuormituspinta-alan piirillä. Paaluanturat mitoitetaan kantavina teräsbetonirakenteina ja toisin kuin pilarianturat, niiden mitoituksessa ei huomioida maapohjan kantokykyä. (4; 5; 8; 9.)

Paalurakenteiden tapauksessa laatan tai anturan teholliseksi paksuudeksi oletetaan rakenteen paksuus, josta on vähennetty paalun upotussyvyys. Upotussyvyyden tulee olla vähintään 50 mm. (9; 10.)

Mitoituksessa tulee huomioida, että paalun aiheuttama tukireaktio voi olla epäkeskeinen tarkastuspiiriin nähden, yhtä lailla kuin pilarilaatassa pilarin aiheuttama voima, ja se tulee silloin huomioida mitoittavan lävistysvoiman laskennassa.

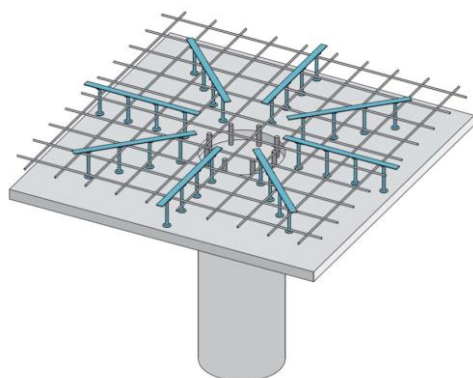
2.4 Rakenteen vahvistaminen lävistykselle

Lävistyskuormitetun rakenteen vahvistukselle on nykyään paljon erilaisia mahdollisuuksia. Vaihtoehtoina on tehdä ne joko irtoteräksistä tai erillisillä varta vasten lävistystä varten kehitetyistä tehdasvalmisteisista lävistysvahvikkeista. Tyypillisimmät harjateräksiset irtoteräsratkaisut on esitetty kuvassa 6. Näistä ylöstaivutetut teräkset ovat monipuolisin vaihtoehto, sillä ne on helppo tehdä työmaalla ja ne sopivat sekä pyöreiden, että suorakulmaisten pilarien kanssa. Rajoittava tekijä on tilantarve, sillä pilarin jatkoteräkset vievät paljon tilaa ja ne voivat hankaloittaa lävistysterästen asennusta. Hakojen käyttöä rajoittava tekijä on myös tilantarve, sillä niiden tulee mahtua laatan yläpinnan ja alapinnan terästen väliin. Perinteiset irtohaarat ovat tyypillinen ratkaisu suorakulmaisille pilareille ja kierrehaat pyöreille pilareille. Lävistyskestävyyttä voidaan parantaa myös taivutusraudoituksen määrällä. Pilarin kohdalla oleva yläpinnan taivutusraudoitus nostaa laatan leikkauskestävyyttä. Laatan taivutusraudoituksen suhteellinen vaikutus on kuitenkin hyvin pieni verrattuna leikkausraudoitukseen.



Kuva 6. Pilarilaatan lävistysraudoitteita (3.)

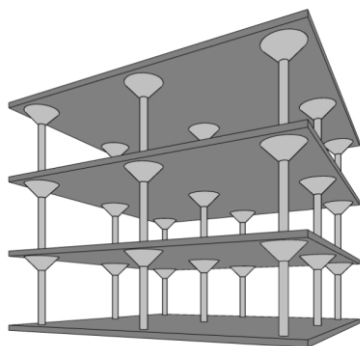
Erilaisia tehdasvalmisteisia lävistysraudoitteita on nykyään saatavilla, mutta niiden käyttö Suomessa on melko harvinaista. Tämä johtuu mahdollisesti siitä, että niistä suurin osa ei tällä hetkellä sovellu Suomessa käytettäväksi, sillä niiden mitoituksessa ei olla huomioitu Suomen kansallista liitettä, vaan ne on mitoitettu yleisesti EC2:n mukaan. Jos tällaista tuotetta halutaan käyttää Suomessa, on rakennesuunnittelijan tuotehyväksyttävä se erikseen. Suomessa käytettyjä tehdasvalmisteisia lävistysraudoitteita ovat esimerkiksi Peikon PSB-lävistysraudoite ja UFO-lävistysvahvike. PSB-lävistys-raudoite on esitetty kuvassa 7. (11; 12; 13; 14.)



Kuva 7. PSB-lävistysraudoite (12.)

Laatan lävistyskestävyyttä voidaan parantaa myös ilman leikkausraudoitusta lisäämällä laatan paksuutta ja muuttamalla paksuuden suhdetta jännemittoihin. Laatan paksuntaminen lisää kuitenkin rakenteen omapainoa, joten se ei ole suositeltavaa kuin tiettyyn rajaan asti. Yksi vaihtoehto on käyttää kovempaa betonimassaa pilarien päiden kohdalla. Silloin valun yhteydessä käytetään valukehikkoa, joka rajaa lujan massan alueen. Valukehikko jää lopullisen valun sisälle. (16.)

Pilarilaatat on perinteisesti vahvistettu pilareiden pään ympärillä käytettävillä laattavahvistuksilla tai vahvistussienillä ja aikaisemmin pilarilaattoja onkin kutsuttu sienilaatoiksi tai sienikatoiksi. Nykyisin niistä on pitkälti luovuttu ja ne on korvattu laatan sisäisillä lävistysvahvikkeilla ja -raudoituksilla. Vahvistuslaattojen tekeminen on kallis ja työläs prosessi ja lisäksi usein kynnyksysymykseksi nousee ulkonäkö, johon vahvistuslaatat vaikuttavat merkittävästi. Laattavahvistusten ja vahvistussienten vahvistava vaikutus perustuu siihen, että laatan poikkileikkauksen tehollista korkeutta kasvatetaan paikallisesti. Kuvassa 8 on havainnollistettu perinteinen pilarilaatatsto, jossa pilarin päät on vahvistettu vahvistussienillä (6; 15.)



Kuva 8. Havainnekuva pilarilaatatsta, jossa on käytetty vahvistussieniä (3.)

Lävistysraudoitteiden ja -vahvikkeiden toimintaperiaatteet ovat erilaiset. Lävistysraudoitteiden tarkoitus on estää leikkausvoimien aiheuttama lävistys ja lävistysvahvikkeiden avulla taas kasvatetaan pilarin ympärillä olevaa piiriä, jolloin mitoittava lävistysvoima on pienempi. Leikkausraudoitus parantaa laatan lävistyskestävyyttä siirtämällä osan lävistyskuormasta pilarille, jolloin murtokohta siirtyy kauemmas pilarista alueelle, jossa laatan lävistyskestävyys on suurempi. Tavallisesti laatat pyritään suunnittelemaan niin, ettei

lävistysraudoitusta tarvita, sillä lävistysraudoitus vaikuttaa huomattavasti materiaalikustannuksiin ja vaatii paljon työtä. Tarvittaessa lävistysvahvistuksia ja -raudoituksia voidaan käyttää myös yhdessä. (4.)

Laatan lopullinen lävistyskestävyys muodostuu betonin ja raudoituksen ominaisuuksista. Laskennassa kestävyteen eniten vaikuttava asia on käytettävä piiri. Piirin pituus riippuu pilarin koosta ja siihen vaikuttavat negatiivisesti pilarin sijainti laatan reunassa tai nurkassa, sekä pilarin lähellä olevat reiät. Pilarin sijainnilla on oleellinen merkitys leikkauskestävyyteen. Nurkkapilareilla on suuri epäkeskisyyys perustarkastuspiiriin nähden ja se vaikuttaa mitoitukseen. Lävistyskestävyyteen voidaan siis vaikuttaa paljon valitsemalla sopiva rakennemalli sekä sijoittamalla pilarit sopivasti laatastolle. Rakennemallista ja -analyysistä kerrotaan lisää seuraavassa osiossa.

3 Mitoitusperiaatteet lävistykselle

Tässä osiossa kerrotaan lävistysmitoituksen periaatteet. Ensin esitellään lyhyesti eurokoodien mukainen rakenneanalyysi ja sitten kuvataan lävistysmitoituksen kulku ja lävistysmitoituksessa käytettävät kaavat. Kaavojen esittelyssä tehdään samalla vertailua eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kaavojen ja Suomen kansallisessa liitteessä esitettyjen kansallisten valintojen välillä. Kaavojen termejä avataan ja niiden vaikutusta lopulliseen tulokseen selitetään, jotta lukija ymmärtää mihin rakenteen lävistyskestävyys perustuu.

3.1 Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysissä selvitetään kuormien vaikutukset rakenteeseen eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n periaatteiden mukaan. Rakenneanalyysi tehdään muodostamalla rakenteesta todellisuutta kuvaava yksinkertaistettu malli. Tätä mallia analysoidaan sitten valitulla menetelmällä.

Pilarilaatoissa rakennemalli koostuu pilareista, laatoista ja niihin liittyvistä rakenteista kuten seinistä ja perustuksista. Pilarilaatan tapauksessa rakenneanalyysiä tehdessä

oleellinen asia on pilareiden tehtävä rakenteen jäykistyksessä. Pilarilaatan pilareita on mahdollista käyttää jäykistyksessä, mutta yleensä ne suunnitellaan molemmista päistä nivelellisesti tuettuina sauvoina, jolloin ne eivät ota vastaan vaakavoimia. Tavallisessa pilarilaattarungossa jäykistysrakenteina käytetään masto- tai levyseiniä, jäykistysristikoita tai porras- ja hissikuiluja tai näiden rakenteiden yhdistelmiä. Tämä rakennemalli helpottaa lävistysmitoituksen käsinlaskentaa, sillä silloin ei tarvitse ottaa huomioon voiman epäkeskisyyttä pilariin. Pilarit mitoitetetaan usein kerroksen korkuisina, eikä jatkuvina pilareina laatan läpi. (6; 10; 15; 17.)

Pilarilaatat analysoidaan käyttämällä luotettavaa analyysimenetelmää, kuten lineaarista kimmoteoriaa, elementtimenetelmää tai plastisuusteoriaa, joista jokaista voidaan käyttää tietyin rajoituksin. Pilarilaattoja tarkastellaan tavallisesti joko kehärakenteina tai todellisten mittojen mukaan. (10.)

Lineaarinen kimmoteoria soveltuu pilarilaattojen analysointiin murto- ja käyttörajatilassa, jos ei ole tarvetta huomioida laatan halkeilua. Käytännössä siis silloin, kun suunnitellaan halkeilematonta laattaa tai laskennan tarkkuus on riittävä myös ilman halkeilun huomiointia. Laskentateoria ei ota huomioon halkeilusta johtuvaa jäykkyyden jakautumista, vaan siinä oletetaan materiaalin olevan homogeenista ja isotrooppista. Käytännössä teräsbetonilaatta kuitenkin halkeilee aina, joten tämän laskentamenetelmän antamiin tuloksiin kannattaa suhtautua varauksella. Sovelluksia lineaarisen kimmoteorian käytöstä ovat esimerkiksi ekvivalenttien kehien menetelmä ja kimmoteorian mukainen lineaarinen menetelmä. Plastisuusteorian mukainen rakenneanalyysi soveltuu pilarilaattojen analysointiin murtorajatilassa. Käytännössä näillä laskentateorioilla tarkoitetaan alarajalauseeseen perustuvaa kaistamenetelmää ja ylärajalauseeseen perustuvaa myötöviiväteoriaa. (10.)

Epälineaariset analyysimenetelmät soveltuvat rakenteen analysointiin murto- ja käyttörajatilassa. Siinä tulee materiaalien jäykkyysominaisuudet esittää realistisella tavalla ja huomioida materiaalin vaurioitumiseen liittyvät epävarmuudet. Käytännön sovellus tästä on elementtimenetelmän epälineaarinen FEM-analyysi. Elementtimenetelmä eli FEM on yleisnimitys laskentamenetelmille, joissa rakenne jaetaan pieniin osiin ja ratkaistaan siten osat erikseen. Tämän opinnäytetyön rakenteiden vertailulaskelmat tehdään

käyttämällä FEM-ohjelmaa. Käsineläskennat tehdään käyttämällä ohjelman antamia voimäsuureita, jolloin käsineläskentaan valittu analyysimenetelmä ei vaikuta saatuihin tuloksiin. RFEM:n käyttämä epälineaarinen analyysi on yleensä paras valinta rakenneanalyysiin tietyin rajoittein. Epälineaariset analyysimenetelmät sopivat molempien rajatilojen analysointiin. Silloin analyysi esittää rakenteen jäykkyydet realistisesti ja huomioi myös materiaalin vaurioitumiseen liittyvät epävarmuudet. Elementtimenetelmää käsitellään tarkemmin RFEM-ohjelman yhteydessä. (10.)

3.2 Suomessa käytettävät normit ja standardit

Ennen eurokoodeja Suomessa rakentamista ohjasi Rakentamismääräyskokoelma, jossa osa B4 koski betonirakenteita. Ensimmäinen rakentamismääräyskokoelman ohje tuli voimaan vuonna 1987 ja lävistysmitoitusta koskevat ohjeet ovat pysyneet muuttumattomina aina siihen asti, kunnes eurokoodit tulivat voimaan. Eurooppalainen standardi SFS-EN 1992-1-1 korvasi rakentamismääräyskokoelman osan B4 vuonna 2010, mutta Suomessa ei koskaan tehty lävistysmitoitusta sen mukaan, sillä kansallisessa liitteessä ohjattiin tekemään mitoitus toistaiseksi RakMK:n osan B4 mukaan. Tällä hetkellä lävistysmitoitusta tehdään Suomen kansallisen liitteen mukaan, jossa voimassa olevan standardin puutteita on pyritty korjaamaan. Tässä työssä lävistysmitoitusta käsitellään siis eurokoodien standardin SFS-EN 1992-1-1 ja ympäristöministeriön kansallisen liitteen 2016 mukaan.

Eurokoodit ovat Euroopan standartoimisjärjestön laatimia kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia standardeja. Niiden tarkoituksena on yhtenäistää eurooppalaisia suunnittelustandardeja. Suomessa ne ovat olleet vuodesta 1992 alkaen rinnakkaiskäytössä Suomen rakentamismääräyskokoelman kanssa, mutta tarkoituksena on lopulta siirtyä kokonaan eurokoodien mukaiseen mitoitukseen. (19.)

Eurokoodissa, SFS-EN 1992-1-1+AC eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, esitetään perusteet betonista valmistettujen rakenteiden mitoitukseen. Standardin kohta 6.4 käsittelee lävistystä

umpilaatoissa ja pilarianturoissa, ja seuraavissa kappaleissa esitetyt kaavat ja mitoituksen kulku perustuvat kyseiseen kappaleeseen.

Suomessa on esitetty paljon kritiikkiä lävistysmitoituksesta eurokoodien tullessa voimaan ja kritiikki kohdistui pääasiassa neljään asiaan. Eurokoodien mukaan lävistyskestävyyden yläraja on epävarmalla puolella, eikä sen arvo ole sidottu lävistysraudoittamattoman rakenteen kestävyteen. Lävistyskestävyyden laskenta on epävarmalla puolella myös, kun pilarin sivumitat ovat pieniä laatan paksuuteen nähden. Lisäksi betonin osuus lävistysraudoitetun rakenteen kestävydestä on liian suuri ja tarkastelupiiri ei myöskään vastaa fysikaalista mallia. Näiden asioiden seurauksena lävistyskestävyyden osalta on kansallisessa liitteessä viitattu aikaisemmin kumottuun RakMK:n osaan B4 ja nyt kansallisessa liitteessä on annettu lävistyskestävyydelle kaavat, joilla toteutuu lähes samankaltainen tulos kuin B4 mukaan. Tavoitteena on siis koko ajan ollut pitää saman kestävyys taso kuin aikaisemminkin. (20.)

Eurokoodien kritiikin takia lävistyskestävyyden ylärajaa on korjattu kansallisissa liitteissä useissa maissa ja tällä hetkellä betonirakenteiden lävistyskestävyyden mitoitusmenetelmät poikkeavatkin suuresti riippuen eri maiden standardeista ja ohjeista. Ylärajan kestävyys on eri standardeissa rajattu 1,4-2 kertaiseksi lävistysraudoittamattoman rakenteen kestävyteen verrattuna. Eurokoodiin on suunnitteilla muutossivu, jossa nykyisen ylärajan lisäksi esitetään toinen lisäehto, joka rajaisi kestävyys 1,5-kertaiseksi lävistysraudoittamattomaan rakenteeseen verrattuna ja näin ollen sitoisi kestävyudet. Saksassa ja Itävallassa eurokoodien puutteita on korjattu käyttämällä lisäksi sijaintikerrointa, jolla kasvatetaan pilaria lähinnä olevan raudoituksen pinta-alaa. Saksassa eurokoodin kaavojen mukainen laskettu raudoitusmäärää korotetaan kertoimella 2,5 tukea lähinnä olevassa raudoituspiirissä ja kertoimella 1,4 toiseksi lähinnä tukea olevassa piirissä. Suomessa rakennusteollisuus RT:n ehdotus lävistysmitoitukseksi perustuu standardin SFS-EN 1992-1-1 menettelyyn ja siinä lävistyskestävyyden yläraja on 1,6 kertaa lävistysraudoittamattoman rakenteen kestävyys ja toisena ylärajan on tämänhetkinen ylärajan suositusarvo. Lävistyskestävyyttä säädetään myös $C_{Rd,c}$ -kertoimella siten, että kestävyyksiksi saadaan likimain samat kuin RakMK:n osan B4 kaavoilla laskettuna. Kerrointa pienennetään, jolloin betonin osuus kestävydestä pienenee. Nämä ehdotukset toteutuvat nyt voimassa olevassa vuoden 2016 kansallisessa liitteessä. Lävistysmitoitus

tehdään käyttäen tavallisia eurokoodien mukaisia kuormia, kuormitusyhdistelmiä, osavarmuuslukuja ja materiaalien lujuuksia. (20; 10.)

3.3 Eurokoodien mukainen lävistysmitoitus laatoille

Eurokoodit perustuvat rajatilamenetelmään, jossa rakennetta tarkastellaan erikseen murto- ja käyttörajatiloissa. Rakenteen tulee täyttää vaatimukset molemmissa rajatiloissa, kaikissa mitoitustilanteissa ja kuormitustapauksissa.

Eurokoodin mukaan SFS-EN 1992-1-1. Kohdan 6.4 säännöt lävistykselle täydentävät kohdan 6.2 leikkaus- kappaleen sääntöjä. Säännöt kattavat lävistymisen massiivilaatoissa, arinalaatoissa umpibetonin kohdalla sekä pilarianturoissa. (10.)

3.3.1 Mitoitusehdot

Eurokoodien mukaisella mitoitusmenetelmällä voidaan määrittää tuen kohdalla leikkausraudoittamattoman tai leikkausraudoitetun pilarilaatan lävistyskestävyys. Jos rakenteessa käytetään leikkausraudoitusta, tulee betonin lävistyskapasiteetti tarkastaa myös leikkausraudoituksen vaikutusalueen ulkopuolella.

Ensiksi tarkistetaan, onko lävistysraudoitus tarpeellinen vai kestääkö rakenne ilman. Tarkistetaan siis, onko laatan tai anturan lävistyskestävyys ilman lävistysraudoitusta suurempi kuin perustarkastuspiirillä vaikuttava laskettu leikkausvoima. (5; 10.)

$$V_{Ed} < V_{Rd.c} \quad (1)$$

Jos yllä oleva ehto ei toteudu, niin rakennetta tulee vahvistaa leikkausraudoituksella. Määritetään lisätarkastuspiiri, joka sijoitetaan sellaiselle etäisyydelle, jossa kaavan 1 ehto toteutuu. Leikkausraudoitus sijoitetaan sitten tämän lisätarkastuspiirin sisäpuolelle. (5; 10.)

Kun tarvittava lävistysraudoitusala on laskettu, niin tarkistetaan vielä, onko rakenteen lävistyskestävyyden mitoitusarvon suurin arvo suurempi kuin vaikuttava leikkausvoima. (5; 10.).

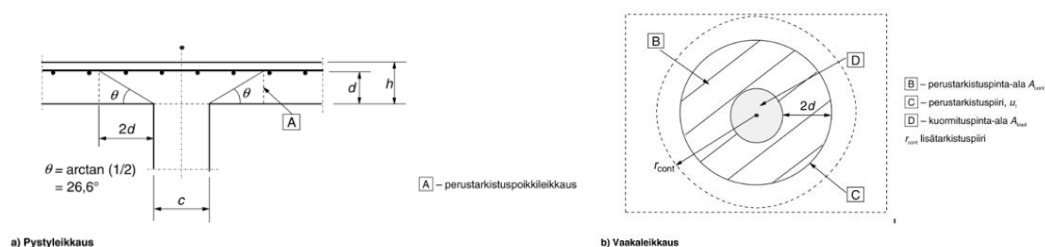
$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (2)$$

Vaikuttava leikkausvoima tarkistetaan perustarkastuspiirillä sekä pilarin reunalla ulkoreunapiirillä

3.3.2 Tarkistuspiirit

Lävistysvoiman laskennassa huomioidaan vain voimat, jotka vaikuttavat reunasta etäisyydellä d olevan piirin ulkopuolella. (13.)

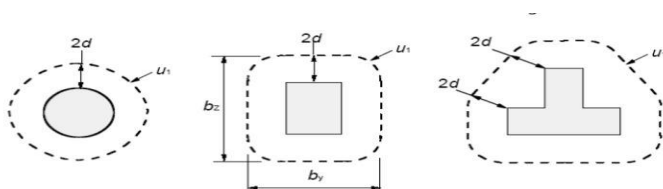
Standardin mukaan lävistyminen aiheutuu pistekuormasta tai reaktiosta, joka vaikuttaa kuormituspinta-alalla A_{load} . Lävistysmurtuman tarkastelumallissa murtokartion kaltevuudeksi oletetaan $\arctan(1/2)$ eli $26,6^\circ$. Kuvassa 10 esitetään eurokoodien mukainen lävistysmurtumisen tarkastelumalli murtorajatilassa.



Kuva 9. Eurokoodien mukainen lävistysmurtumisen tarkastelumalli (10.)

Eurokoodin mukaisen lävistysmitoituksen peruseriaate on tarkastella mitoitusta erilaisien tarkastuspiirien kautta. Tarkastuspiirit ovat pilarin ympärillä olevia pilarin muotoja myötäileviä piirejä, jotka valitaan niin, että se on pituudeltaan mahdollisimman lyhyt. Siksi suorakulmisen pilarin nurkissa ei perustarkastuspiirissä ole suorakulmaa, vaan sen on pyöristetty säteellä $2d$. (10.)

Perustarkistuspiiri u_1 kulkee normaalisti $2d$ matkan päässä voiman kuormittavan alan reunasta kuvan 11 mukaisesti. Tästä saadaan perustarkastuspinta-ala A_{cont} . Vahvisteilla, sieni- tai laattapaksunnoksilla varustetuilla, laatoilla perustarkistuspiiri määritellään tapauskohtaisesti eurokoodin kohdan 6.4.3. mukaisesti. (10.)



Kuva 10. Perustarkastuspiirit perustapauksissa erimuotoisille pilareille (10.)

Pilarin ulkoreunapiiri u_0 on sisäpilarissa ja pilarianturoilla pilarin ulkoreunan piiri. Reuna- ja nurkkapilareilla ulkoreunapiiri määritellään tapauskohtaisesti. Rakenteen lävistyskestävyys tulee tarkastaa myös pilarin reunalla eli ulkoreunapiirillä u_0 . (10.)

Lisätarkastuspiiri u_{out} määritetään silloin, kun laattaan tarvitaan leikkausraudoitus. Piiri määritetään niin, että siellä lävistyskapasiteetti on riittävä ilman leikkausraudoitusta. Vaadittu leikkausraudoitus sijoitetaan sitten myöhemmin esitettyjen sääntöjen mukaisesti pilarin reunan ja lisätarkastuspiirin välille. (10.)

Suorakaiteen muotoiselle pilarille perustarkastuspiiri lasketaan kaavalla 3.

$$u_1 = 2c_1 + 2c_2 + \pi(4d) \quad (3)$$

Pyöreälle pilarille perustarkastuspiiri lasketaan kaavalla 4.

$$u_1 = \pi(D + 4d) \quad (4)$$

Tarkastuspiirien määrittämiseen tarvittava d määritetään kaavasta 5 käyttämällä laatan tehollista korkeutta. Laatoissa, joissa raudoitusta on kahteen suuntaan, tehollisen korkeuden arvona käytetään erisuuntaisten terästen tehollisten korkeuksien keskiarvoa. Tässä laatan paksuuden oletetaan olevan vakio. (10.)

$$d = d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (5)$$

Missä

d_y y-suuntaisten tankojen tehollinen korkeus

d_z z-suuntaisten tankojen tehollinen korkeus

3.3.3 Mitoittava lävistyskuorma

Laatta mitoitetaan mitoittavalle lävistysjännitykselle perustarkastuspiirillä, joka riippuu kokonaiskuorman aiheuttamasta leikkausjännityksestä. Se lasketaan kaavalla 6.

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{d u_1} \quad (6)$$

Missä

V_{Ed} Pilariin vaikuttava leikkausvoima

d Laatan tehollinen korkeus

u_1 Perustarkastuspiiri

β Epäkeskisen kuorman huomioiva kerroin

Jos pilarilta tuleva leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on epäkeskinen, tulee se huomioida kertoimessa β . Lävistyskestävyyden laskennassa tulee huomioida epäkeskisyys, jos pilarit liittyvät jäykästi laattaan ja tuelle syntyy momenttia. Nivelellisissä liitoksissa epäkeskisyttä ei tarvitse huomioida. Epäkeskisyys e lasketaan seuraavalla kaavalla 7. β lasketaan yleisessä tapauksessa suorakulmaiselle pilarille kaavan 8 mukaan ja pyöreälle pilarille kaavan 9 mukaan. Keskiselle kuormalle käytetään arvoa $\beta=1,0$.

$$e = M_{Ed} / V_{Ed} \quad (7)$$

$$\beta = 1 + ke \frac{u_1}{w_1} \quad (8)$$

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D+4d} \quad (9)$$

Missä

k Kerroin, joka riippuu pilarin mittasuhteista c_1 ja c_2 (ks. taulukko 1)

D Pilarin halkaisija

e Kuorman epäkeskisyys

M_{Ed} Epäkeskisen kuorman aiheuttama taivutusmomentti

V_{Ed} Vaikuttava leikkausvoima

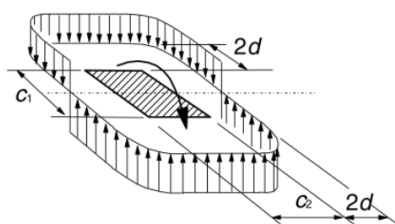
W_1 Leikkausjännityksen jakautumisesta aiheutuva termi

u_1 Perustarkistuspiirin pituus

Taulukko 1. Kertoimen k arvot suorakaiteen muotoisille kuormituspinta-aloille (10.)

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

c_1 on pilarin sivumitta kuorman epäkeskisyyden suunnassa ja c_2 toisessa suunnassa. Mittasuhteet on havainnollistettu kuvassa 11. Pyöreille pilareille $c_1/c_2=1$ eli k on aina 0,6. (7.)



Kuva 11. Pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautuma laatan ja pilarin liitoksessa (10.)

Termi W_1 ottaa huomioon pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautuman. Sen yleinen muoto saadaan yhtälöstä 10

$$W_i = \int_0^{u_1} e dl \quad (10)$$

Missä

- dl Perustarkastuspiirin pituusalkio
 e Pituusalkiota vastaava etäisyys akselista, jonka suhteen momentti vaikuttaa

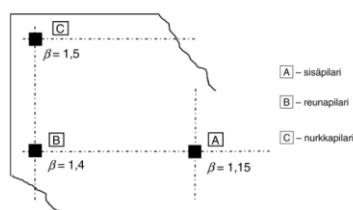
Suorakulman muotoiselle pilarille saadaan yksinkertaistettu kaava 11.

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (11)$$

Missä

- d Laatan tehollinen korkeus
 c₁ kuorman epäkeskisyyden suuntainen pilarin sivumitta
 c₂ pilarin sivumitta toisessa suunnassa

Eurokoodi antaa β -kertoimelle myös likimääräisiä suositusarvoja, joita voidaan käyttää rakenteissa, joiden stabiilius ei riipu laattojen ja pilareiden välisestä kehävaikutuksesta, ja joissa pilarit ovat miltei samalla jaolla. Laatan jänteiden pituus ei saa erota toisistaan enempää kuin 25%. Suositusarvot on kerrottu ja tilanteet havainnollistettu kuvassa 13. (10.)



Kuva 12. β - kertoimen suositusarvot (10.)

Näiden suositusarvojen käyttökelpoisuudesta kerrotaan lisää opinnäytetyön vertailulas-kelmien osuudessa, jossa on tutkittu termin vaikutusta lopulliseen mitoitusjännitykseen.

3.3.4 Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys

Ensimmäinen vaihe on tarkistaa laatan lävistyslujuus leikkausraudoittamattomana. Tarkistus tehdään perustarkistuspiirillä ja kestävyuden mitoitusarvo saadaan kaavasta 12: (10.). Mikäli kaavan 2 ehto täyttyy, eli pilarilta tuleva mitoitusjännitys v_{Ed} on pienempi kuin laatan lävistyslujuus $v_{Rd,c}$, voidaan laatta toteuttaa niin, että siinä ei ole erillistä lävistys- tai leikkausraudoitusta.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) MPa \quad (12)$$

Termi σ_{cp} huomioi laatussa vaikuttavan normaalivoiman vaikutuksen lävistyskapasiteettiin. Se lasketaan kaavan 13 mukaan y- ja z-akselien arvojen kesiarvona.

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (13)$$

Missä

σ_{sy} Betonin y- suunnan normaalijännitys kriittisessä poikkileikkauksessa
 σ_{sz} Betonin z- suunnan normaalijännitys kriittisessä poikkileikkauksessa

Betonin normaalijännitykset kriittisessä poikkileikkauksessa lasketaan pituussuuntaisen voiman ja vastaavan pinta-alan avulla kaavan 14 ja 15 mukaan. N_{Ed} lasketaan välipilarien tapauksessa koko pilarien väliseltä alueelta ja reunapilarien tapauksessa tarkistuspoikkileikkauksen alueelta. Laatan pituussuuntaiset voimat voivat aiheutua ulkoisesta kuormasta tai jännevoimasta. Laatussa oleva puristusvoima kasvattaa lävistyslujuutta, sillä puristusvoima vähentää halkeilua. Halkeilu estäminen taas on oleellinen asia lävistyskestävyydessä, sillä lävistysmurtuminen etenee tyypillisesti pilarin juureen syntyneistä taivutushalkeamista.

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad (14)$$

$$\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} \quad (15)$$

Missä

N_{sy}, N_{sz} Laatan pituussuuntaiset voimat

A_{sy}, A_{sz} Betonin pinta-ala vastaavan normaalivoiman määritelmän mukaisesti

Laatoissa on kuitenkin harvoin jännevoimia, jolloin nämä jännitykset ovat nolliä. Näin ollen yleisimmissä tapauksissa leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvon kaavaksi saadaan seuraava kaava 16, joka on supistettu versio kaavasta 12.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} \geq v_{min} \text{ MPa} \quad (16)$$

Missä

$C_{Rd,c}$ Lävistyskestävyyden määrittämisessä käytettävä suure

k Laatan paksuudesta riippuva apusuure

ρ_L Pääraudoituksen raudoitussuhde

f_{ck} Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä

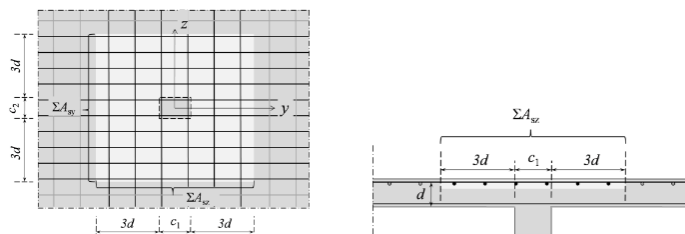
Raudoitussuhteet ρ_{Ly} ja ρ_{Lz} lasketaan erikseen y-suunnan ja z-suunnan raudoituksille. Ne liittyvät ankkuroituihin vetoteräksiin ja niihin lasketaan täysin ankkuroidut vetopuolen teräkset leveydeltä, joka on pilarin sivun mitta+3d pilarin molemmilta puolilta kuvan 13 mukaisesti. Raudoitussuhde huomioi laatan vetoterästen vaikutuksen lävistyskapasiteettiin ja se lasketaan keskiarvona laatan y- ja z-suunnissa. Laatan vetoteräksen määrä kasvattaa lävistyskapasiteettia tiettyyn rajaan asti, mutta riittävän suurilla määrillä sitä ei enää tapahdu. Tämän takia ρ_L on rajattu minimissään arvoon 0,002 kaavan 17 mukaisesti. Rakenteen lävistyskestävyys vaatii aina taivutusraudoituksen, sillä Suomen kansallisessa liitteessä lävistyskestävyyden alaraja on asetettu nollassi.

$$\rho_L = \min \left\{ \sqrt{\rho_{Ly} \rho_{Lz}}, 0,02 \right\} \quad (17)$$

Missä

ρ_{Ly} Raudoitussuhde y-suunnassa

ρ_{Lz} Raudoitussuhde z-suunnassa



Kuva 13. Raudoitussuhteiden määrittäminen (5.)

Apusuure k ottaa huomioon laatan paksuuden vaikutuksen lävistyskestävyyteen. Laatan kestävyys pienenee kaavan 18 mukaisesti laatan paksuuden kasvaessa. Apusuureen k on rajoitettu pienemmäksi, kuin 2. Rajoitus on merkitsevä silloin, kun laatan tehollinen korkeus on alle 200 mm, jolloin laatan tehollisen korkeuden pienentymisestä aiheutuva lävistyskestävyyden kasvaminen ei ole todellista.

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{200}{d}} + 1 \\ 2,0 \end{array} \right. \quad (18)$$

Missä

d Laatan tehollinen korkeus [mm]

Kertoimille $C_{Rd,c}$, v_{min} ja k_1 eurokoodi antaa suositusarvot, mutta esittää myös mahdollisuuden, että arvot voidaan esittää kunkin maan kansallisessa liitteessä. Kaavoissa 19, 20 ja 21 on esitetty eurokoodin suositusarvot.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (19)$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad (20)$$

$$k_1 = 0,1 \quad (21)$$

Kansallisen liitteen tarkoituksena on, että kukin maa voi huomioida maan paikalliset olosuhteet, kuten ilmaston tai mahdolliset luonnonvoimat. Kansallisessa liitteessä ei ole pakko antaa omia parametreja, jolloin käytetään eurokoodin suositusarvoja. Suomessa kansallisesta liitteestä vastaa Ympäristöministeriö, jonka 2016 julkaisussa ”Betonirakenteiden lujuus ja vakaus” - julkaisussa on annettu kaava termille $C_{Rd,c}$. Koetulosten perusteella rakenteen lävistyslujuus on riippuvainen laatan tehollisen korkeuden d ja pilarin koon suhteesta. Eurokoodeissa tätä riippuvuutta ei ole huomioitu. Suomessa kerroin päädyttiin säätämään kansallisessa liitteessä rakenteen geometrian funktioksi kaavan 22 mukaisesti. (22.)

$$C_{Rd,c} = \frac{0.3 \left(\frac{D}{d} + 1,5\right)}{\gamma_c \left(\frac{D}{d} + 4\right)} \quad (22)$$

Missä

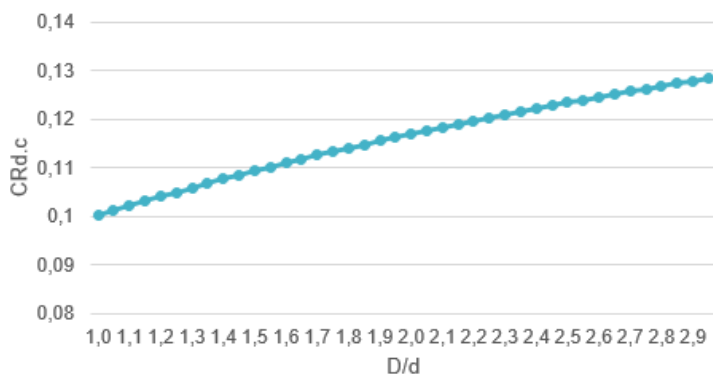
- γ_c Betonin materiaaliosavarmuusluku
 D Pyöreällä pilarilla pilarin halkaisija, suorakaidepilarilla kaava 23

$$D = \sqrt{c_1 c_2} \quad (23)$$

Missä

- c_1 Pilarin sivumitta
 c_2 Pilarin toinen sivumitta

Kuvassa 14 on esitetty termin $C_{Rd,c}$ riippuvuus laatan tehollisen korkeuden ja pilarin koon suhteesta.



Kuva 14. $C_{Rd,c}$ muutos D/d funktiona.

Suureen v_{min} arvoksi kansallinen liite antaa arvon 0. Tämä johtuu siitä, että $C_{Rd,c}$ -arvon ollessa kansallisen liitteen mukaisesti suositusarvoa pienempi, niin tulee v_{min} valita nol-laksi. Muuten olisi mahdollista, että se nousee määrääväksi lävistyskestävyyden kaa-vassa. Tästä seuraa se, että lävistyskestävyys vaatii aina taivutusraudoituksen. Suu-reelle k_1 Suomen kansallinen liite antaa arvon 0,1, kaikissa tapauksissa, joka on siis sama kuin eurokoodin suositusarvo.

3.3.5 Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys

Jos ensimmäinen mitoitusehto ei toteudu, niin laattaa tulee vahvistaa lävistysraudoituk-sella. Vahvistetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 24.

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c2} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \leq k_{max} v_{Rd,c} \quad (24)$$

Missä

$v_{Rd,c2}$	Leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyden mitoitusarvo
s_r	Leikkausraudoituskehien säteittäinen väli
A_{sw}	Pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän raudoituksen ala
$f_{ywd,ef}$	Lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus, ks. kaava 25
u_1	Perustarkastuspiirin pituus
d	Laatan tehollinen korkeus

α	Leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyyden mitoitusarvo

$$f_{ywd,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} (250 + 0,25d) \\ f_{ywd} \end{array} \right. \quad (25)$$

Missä

f_{ywd}	Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo, ks. kaava 26
-----------	---

$$f_{ywd} = \min (f_{yd}; 0,8f_{yk}) \quad (26)$$

Eurokoodien kaava lävistyskestävyydelle on johdettu säteittäiselle raudoitukselle, jossa termi s_r on raudoituskehien välinen etäisyys. Kaavan termi $1,5(d/s_r) A_{sw}$ voidaan korvata raudoituksen kokonaispinta-alalla piirin u_1 rajaamalla alueella. Mukaan lasketaan raudoitus, joka on enintään $1,5d$ etäisyydellä pilarin reunasta. Raudoituspinta-alaa laskettaessa on kuitenkin huomioitava, että raudoitus on ankkuroitu lävistyshalkeaman molemmin puolin. Jos leikkausraudoitus tehdään alastaivutetusta yläpinnan raudoituksesta, voidaan käyttää d/s_r arvoa 0,67. (21.)

Leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyden mitoitusarvo lasketaan samalla tavalla kuin leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyys, mutta käyttäen termille $C_{Rd,c}$ seuraavaa kaavaa 27. Leikkausraudoitetun ja -raudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyyden kaavoja verrattaessa huomataan, että raudoitetun kestävyys on $1/4,5$ raudoittamattoman kestävyydestä. Kerrointa $C_{Rd,c}$ pienennetään, jolloin betonin osuus kestävyydestä pienenee.

$$C_{Rdc} = \frac{0,3}{4,5\gamma_c} \frac{\left(\frac{D}{d}+1,5\right)}{\left(\frac{D}{d}+4\right)} \quad (27)$$

Kun tarvittavan leikkausraudoituksen ala on selvitetty, tulee vielä tarkastaa lävistyskestävyyden ylärajan mitoitusehdot. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden arvo on rajattu pienemmäksi, kuin k_{max} kertaa leikkausraudoittamattoman laatan

lävistyskestävyys kaavan 28 mukaan. k_{max} on eurokoodien mukaan 1,5, mutta kertomelle k_{max} on annettu suomen kansallisessa liitteessä arvo 1,6. (18, 21.)

$$V_{Rd,max} = k_{max}V_{Rd,c} = k_{max}v_{Rd,c} \frac{u_1 d}{\beta} \quad (28)$$

Missä

$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys kokonaiskuormana
β	Epäkeskisen kuorman huomioiva kerroin
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo
u_1	Perustarkastuspiiri
d	Laatan tehollinen korkeus
k_{max}	1,6 Suomen kansallisen liitteen mukaisesti

Jos lävistyskestävyyden yläraja on suurempi kuin vaikuttava leikkausvoima, niin riittävä lävistyskestävyys voidaan toteuttaa leikkausraudoituksella. Ehto tulee täyttyä kaavan 27 mukaisesti perustarkastuspiirillä sekä pilarin piirillä kaavan 29 mukaisesti. (18.)

$$V_{Rd,max} = k_{max}V_{Rd,c} \frac{u_1}{u_0} \quad (29)$$

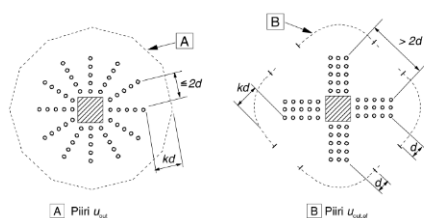
Missä

u_1	Perustarkastuspiiri
$V_{Rd,c}$	Lävistyskestävyyden mitoitusarvo
u_0	Pilarin ulkoreunan piiri
k_{max}	1,6 Suomen kansallisen liitteen mukaisesti

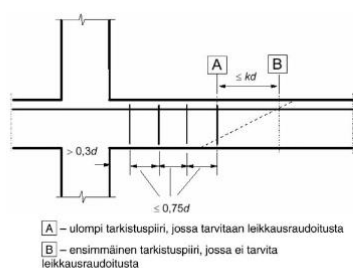
Kun mitoitusehto lävistyskestävyyden ylärajasta on tarkastettu ja tarvittava leikkausraudoitus mitoitettu, sijoitetaan se siten, että leikkausraudoituksen uloin piiri on enintään $1,5d$ verran lisätarkastuspiiriin u_{out} sisäpuolella. Lisätarkastuspiiri määritetään laskennallisesti niin, että siellä mitoitusjännitys ei enää ylitä lävistyskestävyyttä eli mitoitusehto 2 toteutuu.

Tavanomaisesti ensimmäinen lävistysraudoituksen sijainti sijoitetaan $0,5d$ mitan päähän RakMK B4 mukaan. Eurokoodissa vaatimuksena on vähintään $0,3d$ mitan päähän ja keskinäinen etäisyys saa olla enintään $0,75d$.

Mikäli leikkausraudoitus sijoitetaan pilarin suuntaisiin kaistoihin kuvan 15 kohdan B mukaisesti, on lisätarkastuspiiri laskettava kuvan mukaisesti vähennettynä. Kuvassa kohdassa A on esitetty säteittäinen leikkausraudoituksen jako. Kuvassa 16 on havainnollistettu eurokoodien mukainen lävistysraudoituksen sijoittelu.



Kuva 15. Leikkausraudoituksen sijoittelu (10.)



Kuva 16. Leikkausraudoituksen sijoittelu (10.)

Lisätarkastuspiirin u_{out} pituus määritetään kaavasta 30.

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{V_{Rd,c}d} \quad (30)$$

Missä

β	Epäkeskisen kuorman huomioiva kerroin
V_{Ed}	Vaikuttava leikkausvoima
$v_{Rd,c}$	Lävistyskestävyyden mitoitusarvo
d	Laatan tehollinen korkeus

3.4 Eurokoodien mukainen lävistysmitoitus anturoille

Pilarianturan mitoitusperiaatteet ovat hyvin samanlaiset kuin normaalin seinänturan mitoitusperiaatteet. Suurin eroavaisuus on se, että niitä ei mitoiteta leikkaukselle, vaan lävistykselle. Tämä johtuu siitä, että kuormitus on yleensä niin suuri, että ne on tehtävä lähes aina raudoitettuina.

Mittasuhteet taas ovat usein lähellä laattoja, jolloin raudoitettun pilarianturan mitoituksessa sovelletaan ristiin kantavien laattojen mitoitusääntöjä ja näin ollen ne ovat pitkälti samanlaisia kuin edellä selostetut pilarilaattojen mitoitusohjeet. (5.) Samoin myös raudoitusperiaatteet vastaavat pitkälti laattojen raudoitusperiaatteita. Pilarianturoilla lävistyskestävyys on usein taiputuskestävyyttä mitoittavampi tekijä, ja anturan paksuus määräytyy sen perusteella, jos leikkausraudoitusta ei käytetä. (4.)

Pilarianturan mitoitusehdot ovat samat kuin leikkausraudoittamattomalla pilarilaatalla. Ensiksi tarkastetaan, onko anturan lävistyskestävyys lävistyskartion piirillä suurempi kuin mitoittava leikkausjännitys. Jos ehto 31 ei toteudu, niin lävistyskestävyyttä tulee parantaa.

$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed} \quad (31)$$

Jos kaavan 32 ehto ei toteudu ja anturan lävistyskestävyyttä parannetaan leikkausraudoituksella, niin tarkistetaan sitten toinen mitoitusehto eli leikkausjännityksen tulee olla pienempi kuin leikkausraudoitetun anturan lävistyskestävyys.

$$v_{Rd,cs} \geq v_{Ed} \quad (32.)$$

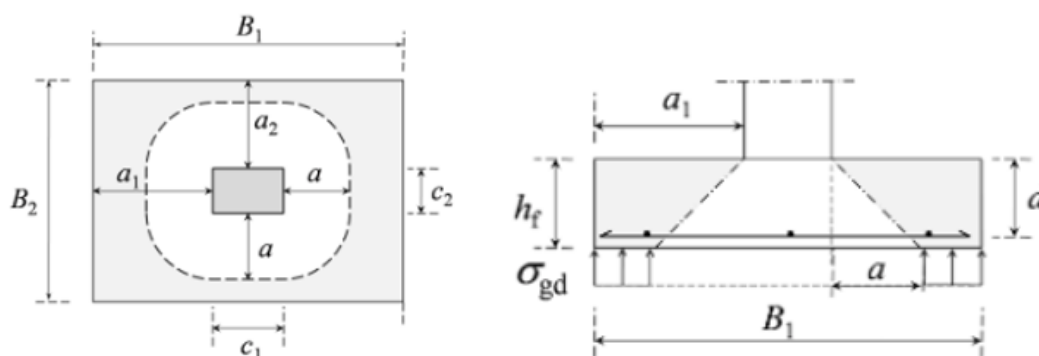
Pilarianturoiden lävistyskestävyyttä voi parantaa joko vaikuttamalla anturan raudoitukseen tai sen geometriaan kasvattamalla anturan paksuutta. Lävistyskestävyys paranee lisäämällä taivutusraudoitusta ja/tai lävistysraudoitus, tai parantamalla nykyisen raudoituksen ankkurointia. Lävistysraudoituksen lisääminen ei kuitenkaan ole anturoissa mielekäästä, joten usein suositaan muita vaihtoehtoja. Joissain tapauksissa myös betonin lujuuden kasvattaminen toimii. (5.)

Seuraavissa luvuissa käsitellään pilarianturan lävistysmitoitusta by211-kirjan mukaan, joka noudattaa lävistyskartion määrittämistä lukuun ottamatta eurokoodin kaavoja.

3.4.1 Rakennemalli

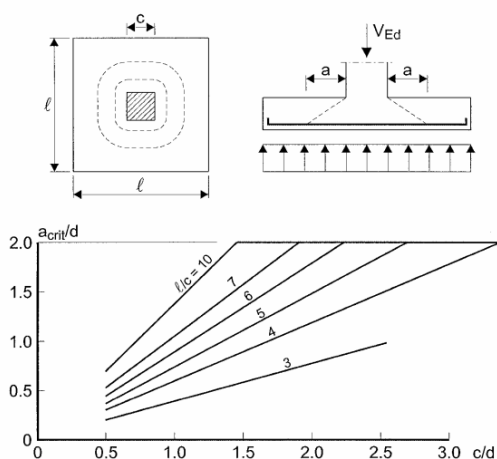
Pilarianturan lävistysmitoitus eroaa pilarilaatan mitoituksesta siten, että lävistyskuorma riippuu voimakkaasti lävistyskartion kaltevuudesta. Pilarianturan lävistyskartion kaltevuuskulma on usein selvästi pienempi kuin pilarilaatoille oletettu 26,6. Lävistyskartion kulma vaikuttaa lävistyskartion piiriin ja näin ollen pohjapaineen kuorman vaikuttavaan alaan. Mitä jyrkempi lävistyskartio on, sitä suurempi lävistyskuorma anturaan aiheutuu. Pilarianturan paksuuden takia pohjapaineen vaikuttavasta alasta vähennettäisiin liian suuri alue, jos lävistyskartion kaltevuuskulmana käytettäisiin samaa, kuin pilarilaatoilla. Tämä johtaisi liian pieniin kuormiin ja näin ollen epävarmaan mitoitukseen. Lävistyskuorman määrittämiseksi tarvitaan lävistyskartion ulkopuolelle jäävän anturan pinta-ala, sillä kuormaa aiheuttaa siihen osaan kohdistuva pohjapaine. Pinta-ala lasketaan kaavalla 33 käyttäen kuvan 17 merkintöjä. (4; 5; 7.)

$$A_{eff} = B_1 B_2 - 2a(c_1 + c_2) + c_1 c_2 + \pi a^2 \quad (33)$$



Kuva 17. Pilarianturan lävistyskartio

Eurokoodin mukaan pilarianturan lävistyskartion kaltevuuskulma tulee hakea kokeilemalla. Tällainen iteratiivinen mitoitus on kuitenkin käsinlaskennassa työläs. Eurokoodin tausta-aineistossa esitetään käyrästä kriittisen kartion määrittämiseen. Se on tarkoitettu keskisesti kuormitetuille neliön muotoisille anturoille, mutta sitä voidaan soveltaa myös suorakaiteen muotoisille anturoille, jos ero neliöön on pieni. (5.) Tavallisimmissa tapauksissa tätä käyrästä voidaan hyödyntää lävistysmitoituksessa. Apukäyrästä ja sen valintaan vaikuttavat termit on esitetty kuvassa 18. Oikea käyrä valitaan anturan ja pilarin mittasuhteiden perusteella ja kaltevuuden mittana käytetään kulman tangenttia d/a . (5; 7.)



Kuva 18. Apukäyrästä pilarianturan kaltevuuskäyrälle (7.)

Apukäyrästä x -akselilla on pilarin sivun pituuden suhde anturan paksuuteen ja käyrästä y -akselilta saadaan sitten kriittisen murtokartion mitan suhde anturan paksuuteen, josta saadaan lopulta termi a . Mitta a on siis murtokartion vaakaprojektio kuvan 18 mukaisesti. Kun lävistyskartion mitta on selvitetty, tulee vielä tarkastaa, että murtokartio pysyy anturan alapinnassa kuormitetun alueen sisäpuolella.

Jos pilari ei ole neliö, niin c/d tulee laskea molemmille suunnille samoin, kuin l/c . Käyrästä saadaan sitten eri arvot eri suunnille. Lävistyskartion mitasta riippuu lävistyskartion piiri. Piiri saadaan kaavasta 34.

$$u = 2(c_1 + c_2)2\pi a \quad (34)$$

Missä

c_1 ja c_2	Pilarin sivumitat
a	Lävistyskartion mitta

3.4.2 Mitoittava lävistyskuorma

Eurokoodin kohdan 6.4 säännöt on tehty tapauksille, joissa on tasaisesti jakautunut kuormitus. Kohdassa on maininta, että erityistapauksissa, kuten anturoissa, tarkastuspiirin sisäpuolella oleva kuorma kasvattaa rakenteen lävistyskestävyyttä ja se voidaan vähentää lävistysjännityksen mitoitusarvoa laskettaessa. Kohdassa 6.4 mainitaan myös, että perustuslaatan lävistysvoimaa V_{Ed} voidaan pienentää maanpaineen edullisen vaikutuksen vuoksi. Pilarianturoiden lävistyskestävyys tarkastetaan laattojen tavoin tarkistuspiirillä, joka ympäröi pilaria $2d$ etäisyydellä pilarin reunasta. Perustapauksissa, kun kuormat eivät aiheuta kiertymää pilarin päähän, lasketaan anturaan vaikuttava nettovoima kaavasta 35 (10).

Missä

V_{Ed}	Anturaan vaikuttava leikkausvoima
ΔV_{Ed}	Tarkistuspiirin sisäpuolella ylöspäin vaikuttava voima

ΔV_{Ed} saadaan käytännössä, kun maapohjasta ylöspäin vaikuttavavasta paineesta vähennetään anturan oma paino.

Redusoitu lävistyskuorma $V_{Ed,red}$ on lävistyskartion ulkopuolelle jäävälle pinta-alalle vaikuttava pohjapaine.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (35)$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \Delta A_{red} \quad (36)$$

$$\Delta A_{red} = 2a(c_1 + c_2) + c_1 c_2 + \pi a^2 \quad (37)$$

Missä

A_{eff} Lävistyskartion ulkopuolelle jäävä pinta-ala

σ_{gd} Pohjapaine

Anturaan vaikuttava pohjapaine lasketaan kokonaispystykuormana anturan kuormitettulle pinta-alalle.

$$\sigma_{gd} = \frac{V_{Ed}}{A_T} \quad (38)$$

Missä

V_{Ed} Anturaan vaikuttava kuorma

A_T Anturan kuormitettu pinta-ala

$$A_T = B_{1T} B_{2T} \quad (39)$$

$$B_{1T} = B_1 - 2e_y \quad (40)$$

$$B_{2T} = B_2 - 2e_z \quad (41)$$

Missä

e_y ja e_z Kuormituksen epäkeskeisyys y- ja z-suunnissa, $e=M_E/V_{Ed}$

B_1 ja B_2 Anturan sivumitat

Mitoitusjännitys piirillä u saadaan sitten redusoidusta leikkausvoimasta kaavan 42 mukaisesti, tai epäkeskisen kuormituksen tapauksessa kaavan 43 mukaisesti.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \quad (42)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left(1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W_1}\right) \quad (43)$$

Missä

k Kerroin, joka riippuu pilarin mittasuhteista, ks. taulukko 1

W_1 Leikkausjännityksen jakautumisesta aiheutuva termi

Suorakulman muotoiselle pilarille saadaan yksinkertaistettu kaava 44, joka on sama kuin pilarilaattojen leikkausjännityksen jakautumisesta aiheutuva termi, mutta piirin u_1 sijaan piirille u .

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 2c_2a + 4a^2 + \pi ac_1 \quad (44)$$

Missä

c_1 ja c_2 Pilarin sivumitat

a Lävistyskartion mitta

3.4.3 Lävistyskestävyys

Lävistyskestävyyden kaava on muokattu lävistyskestävyyden peruskaavasta, jota käytetään pilarilaatoille. Lisäyksenä siinä on kerroin, joka huomioi kestävyuden riippuvuuden murtokartion kaltevuudesta.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} \times 2d/a \geq v_{min} \times 2d/a \quad (45)$$

Missä

a	Etäisyys pilarin reunasta tarkastuspiiriin
$C_{Rd,c}$	Lävistyskestävyyden määrittämisessä käytettävä suure, ks. kaava 23
v_{min}	0, Suomen kansallisen liitteen mukaan
k	Laatan paksuudesta riippuva apusuure, ks. kaava 19
ρ_L	Pääraudoituksen raudoitussuhde, ks. kaava 18
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
a	Lävistyskartion mitta

Pilarianturoiden lävistysmitoituksessa on käytössä samat Suomen kansalliset valinnat kuin pilarilaatoilla. Nämä koskevat tässä kaavassa $C_{Rd,c}$, ja v_{min} termejä.

Pääraudoituksen raudoitussuhdetta on huomioitava terästen ankkurointi, joka ei aina ole yhtä itsestään selvää kuin pilarilaattojen tapauksissa. Raudoitussuhdetta laskiessa tulee tarkastaa ensin raudoituksen vaatima ankkurointipituus ja verrattava sitä sitten anturan lävistyskartion ulkopuolelle jäävään alueeseen ja sen pituuteen. Jos rauditus ei ankkuroidu täysin jommassakummassa tai molemmissa suunnissa, tulee tehollista pinta-alaa redusoida seuraavalla suhteella.

$$\frac{L_b}{L_{b,rqd}} \quad (46)$$

Missä

L_b	Toteutuva ankkurointipituus lävistyskartion ulkopuolella
$L_{b,rqd}$	Raudoituksen ankkurointipituuden mitoitusarvo täydelle vedolle

Leikkausraudoitetun pilarianturan lävistyskestävyys lasketaan kaavan 24 mukaan, kuten pilarilaatoilla. Lopuksi tarkastetaan laattojen tapaan, ettei suurin lävistyskestävyyden mitoitusarvo ylitä pilarin piirillä tai kuormituspinta-alan piirillä.

4 FEM-laskenta lävistysmitoituksessa

Tässä kappaleessa käsitellään FEM-laskentaa lävistysmitoituksessa. Käytettävä ohjelma tässä opinnäytetyössä on RFEM, joka on A-Insinööreillä pääasiallisesti käytettävä rakennesuunnittelun laskentaohjelma. Ensiksi kerrotaan lyhyesti FEM-laskennan taustaa ja teoriaa, jotta ohjelman käyttämät laskentaperiaatteet tulevat lukijalle tutuksi. Sitten käsitellään RFEM-ohjelmaa ja sen lävistysmitoitukseen tarkoitettua lisäosaa PUNCH Pro:ta. Lopuksi vertaillaan RFEM:n käyttämiä mitoituseriaatteita ja -kaavoja eurokoodin ja Suomen kansallisen liitteen mukaisiin.

4.1 FEM-laskenta yleisesti

FEM on lyhenne sanoista Finite Element Method, jonka toinen yleisesti käytössä oleva nimitys on FEA eli Finite Element Analysis. Molemmilla tarkoitetaan elementtimenetelmää, joka on yleisnimitystä laskentamenetelmille, jotka perustuvat rakenteen jakamiseen pieniin osiin ja niiden ratkaisemiseen. Elementtimenetelmää käytetään silloin kun rakennetta on vaikea tai mahdotonta tarkastella yhtenä rakenneyksikkönä. Pieniä osia kutsutaan elementeiksi ja kokonaisuutta elementtiverkoksi. Elementit määritellään solmujen avulla ja niillä on jokin jäykkyys. Kuormat määritellään sitten elementeille kuorma-vektorien avulla. Elementtien jäykkymatriisit ja vastaavasti kuormien vektorit kootaan globaaliksi koko rakennetta kuvaavaksi jäykkymatriisiksi ja kuormitusvektoriksi. Näistä ratkaistaan rakenteen siirtymätila solmupisteessä ja siirtymätilasta voidaan johtaa rakenteen rasitukset ja voimasuureet. (23.)

Mitä enemmän rakenteen elementtiverkossa on elementtejä, sitä tarkempia tuloksia laskennassa saadaan ja samalla laskennasta tulee raskaampi suorittaa. Laskelmissa sovelletaan lähes aina tietokoneohjelmia, tässä työssä käytössä on RFEM. Tietokoneohjelma käyttää osien ratkaisuun matemaattista ratkaisutekniikkaa ja ratkaistuaan osat erikseen se kokoaa ja yhteen ja muodostaa likimääräisen ratkaisun. Tämän päivän FEM-ohjelmat ovat tehokkaita ja tekevät paljon asioita ilman käyttäjän manuaalista työtä. Käytännössä käyttäjä määrittää rakenteen geometrian, materiaalit, tuennat, vapautukset ja kuormat. Sitten käyttäjälle jää lähinnä tulosten tulkinta. Laskentamalli on kuitenkin aina

yksinkertaistus todellisesta rakenteesta ja sen toiminnasta. FEM-ohjelmia käytettäessä on kiinnitettävä huomiota, että mitoitus pysyy varmalla puolella. (23.)

Betonirakenteiden FEM-laskennassa on huomioitava, että betoni on todellisuudessa voimakkaasti epälineaarinen materiaali. Käytännössä rakenteen sisäiset voimasuureet lasketaan kuitenkin lineaari-elastisella materiaalimallilla, joka on nopea ja tehokas tapa. Siinä ei huomioida rakenteen geometrian muutoksia kuormituksen alla, eikä tämän kerännaisvaikutuksia. Epälineaarinen analyysi taas on työläs ja se vaatii käyttäjältä enemmän ymmärrystä ja näin ollen lineaarinen analyysi on yleensä oletuksena. (23.)

Lävistysmitoitus on FEM-laskennassa hankala asia monista syistä. Teoria on hankala FEM-laskennalle, sillä se ei noudata RFEM:n tavoin lineaarista kimmoteoriaa. Kun lähdetään laskemaan pilarilaattoja elementtimenetelmällä, on huomioitava tietyt perusasiat. Näitä ovat esimerkiksi materiaaliominaisuudet, rakennemalli sekä elementtiverkko. Yleisimmissä tapauksissa elementtiverkon asetuksiin ei tarvitse RFEM-ohjelmassa puuttua, vaan ohjelma osaa määrittää ne automaattisesti. Rakenteen mallinnus on kuitenkin oleellista ja siinä käyttäjän ohjelman tuntemus ja osaaminen voi vaikuttaa paljonkin lopputulokseen (23).

4.2 RFEM-ohjelma

RFEM on Saksalais-Tšekkiläisen ohjelmistoyrityksen Dlubal Softwares GmbH:n rakennesuunnittelun ohjelma. Se on 3D-pohjainen FEA-ohjelmisto erilaisten elementtimallien laskentaa ja analysointia varten. RFEM:ssä käytetään erilaisia elementtejä riippuen rakenteen tyypistä. Viivamaiset rakenteet, kuten palkit ja pilarit tehdään yleensä sauvaelementtinä. Perusgeometria luodaan RFEM:ssä solmujen ja viivojen avulla. Viivojen avulla määritellään sitten sauvat, joiden ominaisuudet voi määritellä monipuolisesti. Laskennan reunaehdot määritellään tukiehtojen avulla. Laattamaisia rakenteita kuvataan ohjelmassa kuorilla. Kuoret muodostetaan viivoilla, jotka toimivat kuorirakenteen reunaviivoina. Kuoren luomisen jälkeen voidaan muokata sen materiaali, paksuutta ja jäykkyysominaisuuksia. (23.)

RFEM on modulaarinen ohjelmisto, joka perustuu pääohjelmaan ja siihen liitettäviin lisämoduuleihin, jotka mahdollistavat ohjelman kustomoinnin tarpeen mukaan. Moduulisuuden ansiosta ohjelmaa voi myös aina päivittää tarpeiden muuttuessa. RFEM:n pääohjelmassa määritetään ensin rakenteen geometria ja sitten annetaan kuormat ja materiaaliominaisuudet. Pääohjelmassa suoritettavat laskennat antavat jo paljon tuloksia, mm. rakenteeseen aiheutuvat kuormat eri kuormitusyhdistelmissä, sisäiset voimasuureet, rasitukset ja taipumat ja siirtymät. Kun perusohjelmaan on syötetty tarvittavat tiedot, voidaan siirtä lisäosaan tekemään tarkempi mitoitus. Käytettävä lisäosa valitaan tarkasteltavan materiaalin mukaan. Näissä materiaalien mitoitusmoduuleissa on käytössä eri mitoitusstandardeja, kuten eurokoodit. (23.)

Seuraavassa osiossa käsitellään yhtä RFEM lisäosaa, PUNCH Pro:ta, joka on tarkoitettu betonirakenteiden lävistysmitoitukseen.

4.3 RF-PUNCH Pro

RF-PUNCH Pro on yksi RFEM:n lisämoduuleista. Se suorittaa betonirakenteisten kuorien lävistysmitoituksen valitun standardin mukaan. PUNCH Pro analysoi betonilaattojen ja anturoiden lävistyskestävyyttä pistemäisille tai viivamaisille kuormille. Käytännössä nämä kuormat ovat joko pilarien tai seinien aiheuttamia tukireaktioita tai pistekuorma, aksiaalinen voima tai seinän pää tai nurkka.

Ensimmäinen versio lisämoduulista oli RF-PUNCH, joka ilmestyi vuonna 2013. Uudessa vuonna 2016 julkaistussa Pro-versiossa on pistetukien ja pistekuormien lisäksi mahdollista mitoittaa seinien päitä ja nurkkia lävistykselle.

4.3.1 Laskenta

Kun RFEM pääohjelman puolella on tehty rakennemalli ja syötetty kuormat, voidaan aloittaa rakenteen mitoitus PUNCH Pro:lla. Lisämoduuli koostuu viidestä ikkunasta, joissa voidaan tehdä lisäasetuksia mitoitukselle. Kuvassa 19 on RFEM PUNCH Pro näkymä.

erikseen. Tässä valitaan pilarin geometria, sijainti suhteessa laattaan tai anturaan ja mahdolliset vahvistukset kuten vahvistussienet. Voidaan myös valita termin β laskentamenetelmä joko eurokoodin antaman kaavan mukaan, joka huomioi myös epäkeskisyydet, tai sitten eurokoodin suositusarvojen mukaan tehtäväksi. Raudoitusten osalta voidaan joko antaa laatassa olevan vaakaraudoituksen määrä tai antaa ohjelman valita se. Lisäksi ohjelma antaa valita manuaalisesti tarkastuspiirit, lävistysvoiman, aksiaalivoiman ja pintakuorman vähennyksen. Tämän opinnäytetyön vertailulaskelmissa pyrittiin tekemään mahdollisimman yksinkertaisesti ja annettiin ohjelman itse määrittää suurin osa asioista. (24.)

Kun kaikki ikkunat on käyty läpi, voidaan suorittaa laskenta. PUNCH Pro tarkistaa seuraavat mitoitus ehdot. Ensiksi ohjelma tarkistaa leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden ja tarkistaa, onko mitoittava leikkausvoima suurempi kuin laatan kestävyys.

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (47)$$

Jos yllä oleva ehto ei toteudu ja leikkausraudoitusta tarvitaan, ohjelma tarkastaa seuraavat kolme mitoitus ehtoa.

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (48)$$

Laatan suurimman leikkauskestävyyden tulee olla suurempi kuin vaikuttava leikkausvoima.

$$V_{Ed} < V_{Rd,cs} \quad (49)$$

Lävistysraudoituksen leikkauskestävyyden tulee olla suurempi kuin vaikuttava leikkausvoima.

$$V_{Rd,c} > V_{Ed,out} \quad (50)$$

Laatan lävistyskestävyyden ilman leikkausraudoitusta tulee olla suurempi kuin vaikuttava leikkausvoima tarkastuspiirin u_{out} ulkopuolella. (24.)

4.3.2 Tulokset

Onnistuneen laskennan jälkeen avautuu uusi ikkuna, jossa voidaan tutkia saatuja tuloksia. Tuloksista saadaan yleiskatsaus käyttöasteina sekä yksityiskohtaisempi esitys, josta voidaan tutkia välituloksia. Yksi ohjelman parhaista puolista onkin tulosten esittely, joka on täysin jäljitettävissä. Tiedoista on mahdollista selvittää kaikki mitoitusarvot, oletukset ja tulokset, jokaisessa mitoitusasteessa ja -tapauksessa. Tulosten kautta voidaan sitten ymmärtää laskennan taustalla olevat normit ja sen, mitä ohjelma tekee mitoituksessa. Näin ollen voidaan myös tulkita mahdollisesti epäselviä tuloksia. (24.)

Jos vaakaraudoitusta ei ole annettu lähtötietona, tarjoaa ohjelma vaaditun raudoituksen aina sallittuun maksimiin asti. Mikäli tämä ei riitä tarvittavaan lävistyskestävyyteen, tarvitaan lävistysraudoitusta. Näin ollen ohjelma määrittää lävistysraudoituksen määrän ja esittää sen tarkastelupiireittäin. Mikäli käyttäjä ei ole itse määrittänyt tarkastelupiirejä, ohjelma laskee niiden määrän ja etäisyydet automaattisesti ja iteratiivisesti. (24.)

Seuraavassa luvussa käsitellään ohjelman tuloksia vertailemalla niitä käsin laskettuihin tuloksiin.

5 Vertailu käsinlaskennan ja RFEM-laskennan välillä

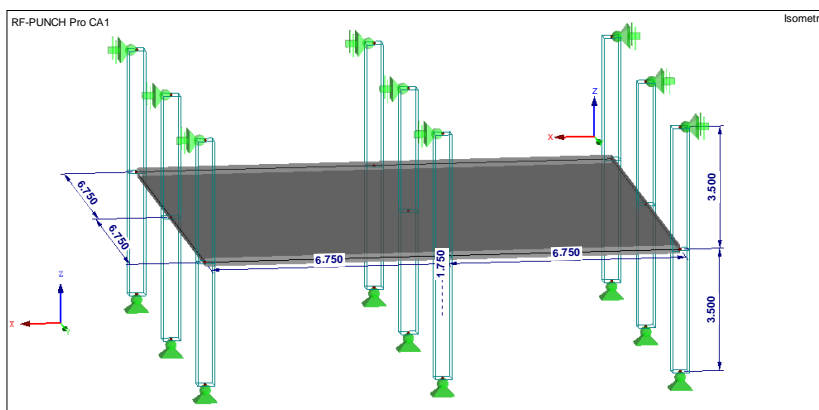
Tässä luvussa on esitetty vertailulaskelmia lävistyskapasiteettia laskettaessa eri mitoitustavoilla, ensin pilarilaatoille ja sitten pilarianturoille. Vertailtavana oli PUNCH Pro sekä käsinlaskenta. Eri tapausten käsinlaskennan helpottamiseksi tehtiin Mathcad-pohja, johon voitiin pohjan luomisen jälkeen vain syöttää uudet lähtöarvot ja näin saada helposti ja nopeasti tuloksia.

Yhtenä päätarkoituksena opinnäytetyössä oli tarkastella betonirakenteisia laattoja ja anturoita elementtimenetelmään perustuvalla laskentaohjelmalla ja sen perusteella tarkastella rakenteiden lävistyskestävyyttä ja vaadittua raudoitusta. Tässä osiossa verrataan RFEM-laskelmia käsin laskettuihin ja vertaillaan niiden antamia tuloksia. Kaikki RFEM laskennat suoritettiin ohjelman versiolla 5.17.01. RFEM laskelmat tehtiin mahdollisimmat yksinkertaisesti. PUNCH Pro:ssa on mahdollisuus antaa ohjelman laskea itse paljon asioita, tai käyttäjä voi antaa arvot. Tässä tapauksessa annettiin valmiiksi ainoastaan laatan tai anturan taivutusrauditus, loput annettiin ohjelman määriteltäväksi.

Käytännössä vertailulaskelmat suoritettiin tekemällä ensin rakenneanalyysi RFEM-ohjelmalla. Ohjelma antaa solmulle vaikuttavan mitoittavan leikkausvoiman V_{Ed} , jolla laskeaan sitten käsin pilarin tai anturan Suomessa käytettävien standardien mukaan. Näin ollen käsinlaskentaan valittu analyysimalli ei vaikuta saatuun mitoittavaan leikkausvoimaan, vaan voimasuuret saadaan luotettavasti elementtimenetelmällä ohjelman kautta. Käsinlaskenta suoritettiin Mathcad-pohjalla, joka toimii tässä tapauksessa hyvin, sillä se näyttää kaikki kaavat ja tulokset ja mahdolliset virheet on helppo löytää. Lisäksi näin on helppo vertailla myös välituloksia RFEM ja käsinlaskennan välillä.

5.1 Pilarilaatat

Pilarilaattojen tapauksessa vertailtavat mitoitusastavat ovat eurokoodien mukainen mitoitus, Suomen kansallinen liite sekä RFEM mitoitus. Laskentaa varten luotiin ensin kuvan 20 mukainen rakennemalli.



Kuva 20. RFEM laskentamalli

Kaikki laskelmat tehtiin taulukossa 2 esitetyillä lähtöoletuksilla. Ainoa muuttuva asia oli laatan paksuus h_l , jotta saatiin selville laatan paksuuden ja pilarin halkaisijan suhteen vaikutus lävistysmitoituksessa. Vaikka kuormat ovat kaikille tapauksille samat, niin pilariin vaikuttava lävistyskuorma on kuitenkin hieman eri, mikä johtuu laatan paksuuden ja näin ollen sen omapainon vaihtelusta. Pilarit lasketaan päistään nivelellisinä, jolloin voidaan käyttää eurokoodien suositusarvoja (keskipilarille $\beta=1,15$). Pilarin kooksi valittiin toimistorakennuksissa yleisesti käytetty neliöpilari 480x480 mm. Laatan paksuudet ovat 200 mm, 240 mm ja 360 mm.

Taulukko 2. Laskennassa käytetyt lähtöarvot

Rakennuksen käyttötarkoitus	Toimistorakennus
Kuormat	Luokka B: toimistotilat $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$ $g_k=2,0 \text{ kN/m}^2$
Pilarin sivumitat	$c_1=480\text{mm}$ $c_2=480\text{mm}$
Seuraamusluokka	CC2
Suunniteltu käyttöikä	50 vuotta
Rasitusluokka	XC1 $c_{nom}=20 \text{ mm}$

Betoni	C35/45 $f_{ck}=35$ MPa
Harjateräs	B500B $f_{yk}=500$ MPa
Laatan raudoitus	T20 K150 molempiin suuntiin

Seuraavissa taulukoissa on esitetty Suomessa käytössä olevan standardin mukaan käsin laskettujen ja RFEM:llä laskettujen rakenteiden lävistysmitoituksen tuloksia. Opinäytetyössä tehtiin kolme vertailulaskelmaa RFEM-ohjelmalla, jotka laskettiin sitten samoilla parametreilla Mathcad -pohjalla.

Eri tapauksessa oletetaan tulevan eroja, sillä PUNCH Pro:ta tutkiessa huomattiin, että se ei ota huomioon uusinta Suomen kansallista liitettä. Näin ollen varsinkin lävistyskestävyyden arvon oletetaan eroavan käsin lasketusta arvosta. Ensimmäisen tapauksen laatan korkeus on valittu niin, että pilarin ja laatan mittasuhteet tuottavat likimain saman $C_{Rd,c}$ -arvon kuin eurokoodin mukainen kaava. Tällöin tulosten oletetaan olevan lähes samansuuruiset. Kaksi muuta tapausta on tehty niin, että $C_{Rd,c}$ -arvosta tulee ensin suurempi ja sitten pienempi kuin eurokoodin mukainen. Vertaillaan sitten laskelmien tuloksia keskenään. Vertailtavia asioita ovat rakenteeseen vaikuttava mitoitusjännitys v_{Ed} , lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys $v_{Rd,c}$, sekä vaadittavan lävistysraudoituksen määrä A_{sw} .

Taulukko 3. Tapaus A: Laatta hl: 240 mm

Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN.)	v_{Ed} (kN/m ² .)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	A_{sw} (cm ²)
RFEM	766	993	797	10,17
Mathcad	766	1009	815	12,9

Taulukko 4. Tapaus B: Laatta hl: 200 mm

Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN.)	V_{Ed} (kN/m ² .)	$V_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	A_{sw} (cm ²)
RFEM	688	1259	859	21,6
Mathcad	688	1282	928	12,2

Taulukko 5. Tapaus C: Laatta hl: 360 mm

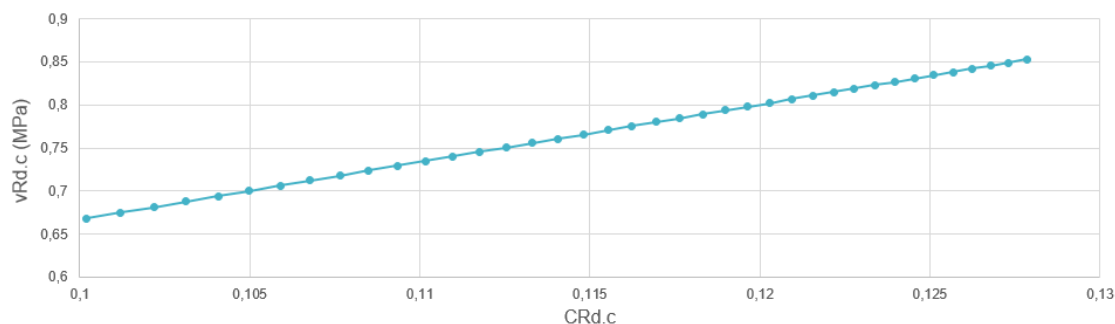
Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN.)	V_{Ed} (kN/m ² .)	$V_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	A_{sw} (cm ²)
RFEM	1002	606	610	0
Mathcad	1002	612	558	14,9

Laskelmatuloksia vertailtaessa voidaan havaita, että tulokset eroavat toisistaan huomattavan paljon. Tulokset ovat oletetun kaltaisia, sillä tapaus A tuottaa likimain samanlaisia tuloksia RFEM-ohjelmalla ja käsin laskettaessa. Välituloksia tarkasteltaessa huomataan, että pieni ero mitoittavassa lävistysvoimassa johtuu hieman eri tarkastuspiirin pituudesta sekä tehollisesta korkeudesta. Nämä kuitenkin aiheuttavat kaikissa tapauksissa vain 1-2% eroja käsin laskettuihin tuloksiin

Kaikissa tapauksissa ero on huomattavasti suurempi lävistyskestävyyden kohdalla, johon termi $C_{Rd,c}$ vaikuttaa. Edellisistä taulukoista nähdään, että tapaus B ja C tuottavat hyvin erilaisia tuloksia riippuen laskentatavasta. Nämä johtuvat lävistysvoiman kohdalla samoista asioista, kuin tapauksessa A, mutta laatan ja pilarin mittasuhteista johtuen termillä $C_{Rd,c}$ on suurempi vaikutus lävistyskestävyyden laskennassa.

Seuraava kuvaaja esittää laatan lävistyskestävyyden kehitystä $C_{Rd,c}$ -termin suhteessa, silloin kun kaavassa ainoa muuttuva asia on $C_{Rd,c}$ ja muut termit pysyvät muuttumattomina. Kuvaajassa on käytetty samoja mittasuhteita kuin tapaus A. Ainoastaan laatan mittasuhteita on muutettu, jolloin $C_{Rd,c}$ arvo muuttuu samalla. Kuvaajassa on esitetty

miten sen arvo vaikuttaa Suomen kansallisen liitteen mukaan lävistyskestävyyden arvoon riippuen pilarin ja laatan mittasuhteiden suhteesta.



Kuva 21. $C_{Rd,c}$ -termin vaikutus lävistyskestävyyteen

Suurimmat ristiriidat pilarilaattojen lävistyksen FEM- laskennan ja käsinlaskennan välillä johtuvat siis $C_{Rd,c}$ kerotoimesta, joka vaikuttaa laatan lävistyskestävyyden laskemisessa. Eurokoodissa annettu kaavaan vaikuttaa ainoastaan osavarmuuskerroin γ_c , kun taas Suomen kansallisessa liitteessä $C_{Rd,c}$ on riippuvainen laatan paksuudesta sekä pilarin mittasuhteista.

Vertailulaskelmien tarkoituksena oli tutkia, millaisilla laatan ja pilarin mittasuhteilla saadaan RFEM:n mukaan tarpeeksi luotettavia tuloksia. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, millaisilla mittasuhteilla $C_{Rd,c}$ arvo vastaa eurokoodin arvoa tai on sitä pienempi, jolloin tulokset ovat varmalla puolella.

Suomen kansallisen liitteen $C_{Rd,c}$ -kaavasta saadaan laskettua, että $C_{Rd,c}$ saa saman arvon 0,12 silloin kun pilarin halkaisijan tai neliöpilarin sivumitan D :n ja laatan tehollisen korkeuden d suhde on 2,25. Käytännössä siis PUNCH Pro:lla ei kannata laskea pilari-laattoja, joissa pilarin halkaisija on pieni suhteessa laatan paksuuteen, koska silloin ohjelma antaa lävistyskestävyydelle liian positiivia arvoja.

5.2 Pilarianturat

Pilarianturoiden tapauksessa vertailtavat mitoitustavat ovat aikaisemmin esitelty by211-kirjan mukainen lävistysmitoitus, joka on eurokoodin mukainen lävistyskartion määrittämistä lukuun ottamatta, sekä RFEM mitoitus. Pilarianturoiden tapauksessa laskentapohjassa tehtiin ainoastaan rakennetekninen mitoitus ja anturan mitat on jo valittu geoteknisen mitoituksen perusteella.

Pilarianturoiden vertailulaskelmat tehtiin käyttäen samaa RFEM laskentamallia kuin laatoilla, pienin muutoksin, sillä myös itse anturat tuli mallintaa. Taulukossa 6 on esitetty laskennassa käytetyt lähtöoletukset ja -arvot. Muuttuva tekijä eri tapauksissa on anturan paksuus, joka vaihtelee välillä 450-700 mm

Taulukko 6. Laskennassa käytetyt lähtöarvot

Rakennuksen käyttötarkoitus	Toimistorakennus
Kuormat	$V_{Ed}=1620$ kN $M_{Ed}=212$ kN/m
Anturan mitat	$B=2600$ mm $L=2600$ mm
Pilarin sivumitat	$c_1=480$ mm $c_2=480$ mm
Seuraamusluokka	CC2
Suunniteltu käyttöikä	50 vuotta
Rasitusluokka	XC1 $c_{nom}=60$ mm
Betoni	C35/45 $f_{ck}=35$ MPa
Harjateräs	B500B $f_{yk}=500$ MPa
Anturan raudoitus	T25 K150 molempiin suuntiin

Pilarianturaan vaikuttaa normaalivoiman lisäksi momenttia, joka tulee huomioida laskennassa. Näin ollen ei käytetty eurokoodin suositusarvoja termille β , vaan se laskettiin kaavan 8 mukaan ottaen huomioon voiman epäkeskisyys.

Seuraavissa taulukoissa on esitetty pilarianturoiden lävistysmitoituksen tuloksia RFEM PUNCH Pro:lla ja Mathcad pohjalla laskettaessa. Eri tapauksessa oletetaan tulevan enemmän eroja kuin pilarilaattojen tapauksessa. Lävistyskestävyyden laskennassa vaikuttaa samat standardien välisistä eroavaisuuksista johtuvat ongelmat, mutta pilarianturoiden tapauksessa oletetaan tulevan eroavaisuuksia myös mitoittavan lävistysvoiman laskennassa lävistyskartion määrittämisen vuoksi.

Vertaillaan sitten laskelmien tuloksia keskenään. Vertailtavia asioita ovat rakenteeseen vaikuttava mitoitusjännitys v_{Ed} , lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys $v_{Rd,c}$, sekä näiden suhde eli lävistyskestävyyden käyttöaste. Lisäksi taulukossa on annettu a-mitta, joka on lävistyskartion vaakaprojektio. RFEM laskee a mitan aina luvulla 2d, joten annetaan a-mitta aina d:n suhteena.

Taulukko 7. Tapaus A: Antura hl: 700 mm

Laskenta- menetelmä	v_{Ed} (kN/m ² .)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	Käyttö- aste %	a-mitta
RFEM	1199	472	254	2d
Mathcad	630	1360	43.6	0,55d

Taulukko 8. Tapaus B: Antura hl: 650 mm

Laskenta- menetelmä	v_{Ed} (kN/m ² .)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	Käyttö- aste %	a-mitta
RFEM	881	489	180	2d
Mathcad	638	1322	51.7	0,6d

Taulukko 9. Tapaus C: Antura hl: 600 mm

Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN/m ² .)	$V_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	Käyttö- aste %	a-mitta
RFEM	388	513	76	2d
Mathcad	756	1302	58.1	0,65d

Taulukko 10. Tapaus D: Antura hl: 550 mm

Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN/m ² .)	$V_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	Käyttö- aste %	a-mitta
RFEM	466	540	86	2d
Mathcad	806	1214	66.4	0,75d

Taulukko 11. Tapaus E: Antura hl: 500 mm

Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN/m ² .)	$V_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	Käyttö- aste %	a-mitta
RFEM	569	579	99	2d
Mathcad	890	1164	76.5	0,85d

Taulukko 12. Tapaus F: Antura hl: 450 mm

Laskenta- menetelmä	V_{Ed} (kN/m ² .)	$V_{Rd,c}$ (kN/m ² .)	Käyttö- aste %	a-mitta
RFEM	736	619	119	2d
Mathcad	976	1088	89.8	1d

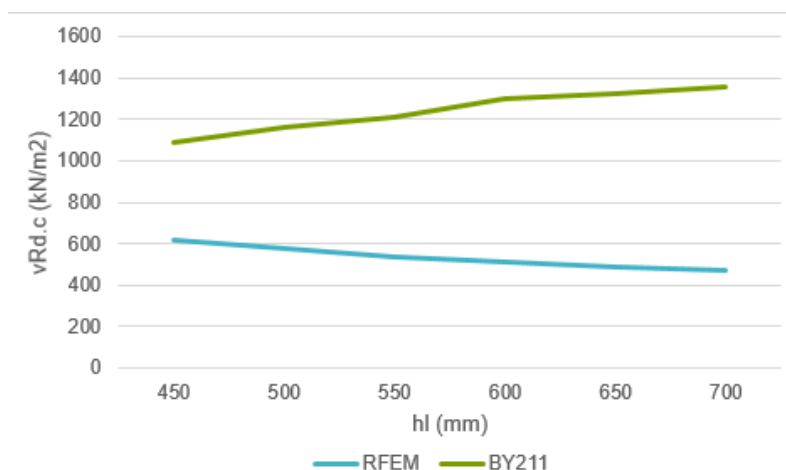
Laskentamenetelmiä vertailtaessa huomataan oletetusti, että by211 mukainen mitoitus-tapa antaa hyvin erilaisia tuloksia pilarianturan lävistyskestävyydelle kuin RFEM PUNCH

Pro. Nämä erot johtunevat samoista syistä kuin pilarilaattojen kohdalla, mutta lisäksi ainakin osittain lävistyskulmasta. PUNCH Pro mitoittaa lävistystä 2d:n etäisyydellä lävistyvän osan reunasta, joka on standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisen mitoituksen suositus perustarkastelupiirin arvoksi, mutta ei hae lävistyskulmaa. By211 mukaan taas haetaan lävistyskulma apukäyrästä.

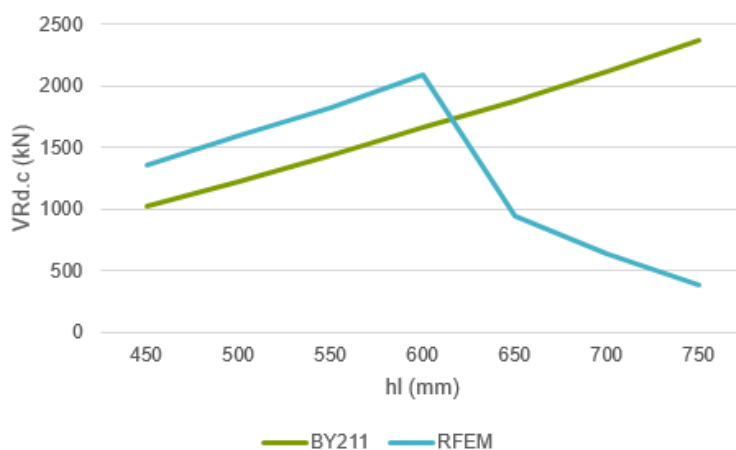
Tuloksia tutkittaessa huomataan, että RFEM laskema anturan lävistyskapasiteetti laskee anturan korkeuden kasvaessa. By211 mukaisesti laskettaessa lävistyskapasiteetti päinvastoin nousee anturan korkeuden kasvaessa. Seuraavassa kuvassa 22 on esitetty anturan lävistyskapasiteetin riippuvuus anturan paksuudesta molemmilla mitoitusavoilla.

Kuvassa 23 on esitetty eri mitoitusavoilla lasketut lävistyskestävyydet kokonaiskuormana. Kuvaajasta näkee, että molemmissa laskentatavoissa lävistyskapasiteetti nousee ensin, mutta RFEM mukaan sen kääntyy laskuun, kun anturan korkeus on yli 600mm. Tämä johtuu siitä, että siinä vaiheessa RFEM mukaan laskettu perustarkastuspiiri (2d etäisyydellä pilarin reunasta) ei enää mahdu kokonaan anturan sisälle. Tällöin perustarkastuspiiri on siis hyvin lyhyt ja kun kestävyys kokonaiskuormana lasketaan $u \cdot d$ alueelle, niin kuorma on pieni. Tämä johtaa siihen, että jossain vaiheessa, kun pilarin korkeutta nostetaan tarpeeksi niin RFEM mukaan kestävyys kokonaiskuormana pienenee edelleen ja se ei näin ollen vastaa todellisuutta. By211 mukaan anturan korkeuden kasvaessa lävistyskartion vaakaprojektion mitta pienenee eli kulma pienenee, ja näin kartio pysyy anturan sisällä myös korkeuden kasvaessa.

Yleisesti ottaen by211 mukaan laskiessa saadaan huomattavasti positiivisempia lopputuloksia. Toisaalta myöskään RFEM tulokset eivät välttämättä ole luotettavia, sillä se jättää huomioimatta lävistyskulman, joka kuitenkin vaikuttaa merkittävästi rakenteen lävistyskapasiteettiin. Se jättää myös huomioimatta kulman muutoksen anturan korkeuden muuttuessa.



Kuva 22. Lävistyskapasiteetin kehitys anturan korkeuden mukaan



Kuva 23. Lävistyskapasiteetin kehitys anturan korkeuden mukaan kokonaiskuormana

6 Yhteenveto

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli yrityksen kannalta laatia betonirakenteiden lävistysmitoituksen laskenta- ja mitoitusohje Dlubalin RFEM:n lisämoduulille PUNCH Pro. Ohje tehtiin perustuen tämän työn tuloksiin. Työssä käytiin läpi lävistysmitoituksen käsinlaskennan mitoitusperiaatteet ja RFEM ohjelman hyödyntämistä ja käyttökelpoisuutta lävistysmitoituksessa. Lopuksi tehtiin vertailulaskelmia näiden laskentamenetelmien

välillä ja selvitettiin, millaisia poikkeavuuksia ne antavat. Samalla selvitettiin, mistä nämä poikkeamat johtuvat.

Työssä huomattiin merkittäviä eroja käsinlaskettujen ja RFEM:llä laskettujen tulosten välillä. Näiden erojen todettiin johtuvan pääasiassa siitä, että RFEM lisäosa PUNCH-Pro ei ota huomioon Suomen uusinta kansallista liitettä. Se huomioi vuoden 2007 kansallisen liitteen, mutta ei RakMK osaa B4, johon tässä kansallisessa liitteessä viitataan.

Suurimmat ristiriidat FEM- laskennan ja käsinlaskennan välillä johtuvat siis $C_{Rd,c}$ kertoimesta, joka vaikuttaa laatan lävistyskestävyyden laskemisessa. Eurokoodissa annettu kaava on vakio, kun taas Suomen kansallisessa liitteessä $C_{Rd,c}$ on riippuvainen laatan paksuudesta sekä pilarin mittasuhteista. Näin ollen tietyillä mittasuhteilla RFEM tulokset vastaavat eurokoodin ja Suomen kansallisen liitteen mukaan laskettuja, mutta joillain mittasuhteilla tulokset ovat hyvinkin epävarmoja. Pilarianturoiden tapauksessa myös lävistyskartion määrittäminen eroaa käsinlaskennassa käytetystä menetelmästä, joka aiheuttaa lisää eroavaisuuksia lopputuloksiin.

Työssä havaittiin, että eurokoodien mukainen lävistysmitoitus ei ole kovin yksiselitteistä. Eurokoodit antavat paljon vaihtoehtoisia menetelmiä ja ne ovat usein työläitä käsinlaskennassa, kuten lävistyskartion iteratiivinen määrittäminen. Myöskään vaihtoehtoinen tapa selvittää lävistyskartio apukäyrästä ei ole optimaalinen, vaan ne olisivat parempia kaavamuotoisina, jolloin laskenta olisi helpompaa ja varmempaa. Yleisesti ottaen eurokoodin lävistysmitoitus sisältää paljon päällekkäisyyksiä, jotka tuottavat ristiriitaisuuksia lopputuloksissa.

Yksi työn tarkoitus oli selvittää PUNCH Pro:n luotettavuutta. Vertailulaskelmien perusteella voidaan havaita, että se soveltuu pilarilaatoille silloin, kun pilarin halkaisija on tarpeeksi suuri suhteessa laattaan. Muissa tapauksissa ohjelma antaa liian positiivisia tuloksia, eikä näin ollen sen käyttöä suositella. Pilarianturoille ohjelman antamat tulokset ovat yleisesti ottaen varmalla puolella, mutta se jättää silti huomioimatta monia oleellisia asioita.

Muita syitä tulosten eroavaisuuksille sekä pilarilaattojen että pilarianturoiden tapauksessa voi olla monia. RFEM rakennemalli on yksinkertainen eikä se huomioi tarkemmin mm. anturan ja laatan liitoksia. Käyttäjän kokemattomuus voi myös vaikuttaa tuloksiin, samoin kuin se, että vertailulaskelmat tehtiin vain yhdellä FEM-ohjelmalla. Erilaisia kuormitustapauksia erilaisilla mittasuhteilla ja raudoituksilla oli liian vähän isompien johtopäätösten tekemiseen. Tämä opinnäytetyö käsitteli vain hyvin yksinkertaista perusmallia eikä tämän tutkimuksen puitteissa pystytty tutkimaan RFEM-rakennemallin vaikutuksia tarkemmin. Työssä ei myöskään tehty kuormituskokeita, jolla olisi mahdollista tarkistaa tulosten todellisuus.

Tutkimusta voisi tulevaisuudessa jatkaa vertailemalla tuloksia myös momentin kuormittamien pilarien tapauksessa, jolloin ei voida käyttää termille β eurokoodin antamia suositusarvoja. Lisäksi vertailua voisi tehdä myös muiden kuin neliöpilareiden tapauksissa, esimerkiksi pyöreillä tai suorakaiteen muotoisilla pilareilla.

RFEM:n osalta jatkotutkimusta voisi tehdä ainakin pilarianturoille toisella lisäosalla FOUNDATION Pro:lla ja tutkia, toimisiko se PUNCH Pro:ta paremmin pilarianturoille. PUNCH Pro:n suurimmat ongelmat korjautunevat, kun ohjelmaan päivitetään uusi Suomen kansallinen liite.

Lähteet

- [1] RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje by61, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Suomen betoniyhdistys ry, 2011
- [2] SFS-EN 1992-1-1. 2007.Kansallinen liite 7: Betonirakenteiden suunnittelu. Helsinki: Ympäristöministeriön asetus.
- [3] Pilarilaatta rakenteena, mitoitus ja raudoitusohjeita. Kestävä kivitalo. <https://www.kivitalo.fi/betonirakenteet/pilarilaatta-rakenteena-mitoitus-raudoitusohjeita/>
- [4] Leskelä, Matti V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus: by 210.
- [5] Nykyri, Pekka 2015. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja–osa 2: by 211. Helsinki: BY -koulutus Oy.
- [6] Pilarilaattaohje. Mänttä, 1989, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö Ry. 119 s.
- [7] Commentary Eurocode 2. 2008. European Concrete Platform ASBL.
- [8] Betonilattiat 2014. BY 45. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry
- [9] Liikennevirasto 2014. Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu
- [10] SFS-EN 1992-1-1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2005, Suomen standardoimisliitto SFS. 218 s
- [11] Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet 1988, 3. Paikallavalu, By30-3. Jyväskylä, 1988, Suomen betoniyhdistys Ry.
- [12] Technical Manual, PSB Reinforcement against punching failure of slabs, Version 5/2012. 2012, Peikko Group. 12 s

- [13] Betoninormit 2012, By50. Helsinki, 2012, Suomen betoniyhdistys Ry.
- [14] Suunnittelun sovellusohjeet ja Betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2, By 16. Jyväskylä, 1984, Su19en betoniyhdistys Ry. 384 s
- [15] Paikallavalurakentaminen Osa 3. Paikallavalurakenteiden suunnittelu. Lahti, 1995, RTT Rakennustuoteteollisuus Ry. 130 s.
- [16] Betoninormikortti N:o 3. Pilarilaatan lävistyskapasiteetin kasvattaminen käyttämällä korkeampilujuuksista betonia. 1990, Suomen betoniyhdistys Ry. 10 s.
- [17] Kähkönen, L., Saarinen, E. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2. By202. Vaajakoski, 2005, Suomen betoniyhdistys Ry. s. 243-468.
- [18] SFS-EN 1992-1-1. 2014. NA-FI. Kansallinen liite. Luonnos.
- [19] Eurocodes, European Committee for Standardization (CEN.). <http://www.cen.eu/cen/Sectors/Sectors/Construction/Eurocodes/Pages/default.aspx>
- [20] EC2 Lävistysmitoitus ja raudoittamattoman seinän. kestävyys. Eurokoodi 2014 seminaari. Rakennusteollisuus RT ry. Timo Tikanoja. 9.12.
- [21] Ympäristöministeriö. Betonirakenteiden lujuus ja vakaus, 2016
- [22] EN 1992-1-1: Uusi Eurocode 2 standardi betonirakenteiden suunnittelua varten. Matti Leskelä.
- [23] A-Insinöörit. 2019. R-FEM koulutusaineisto. A-Insinöörien sisäinen verkko.
- [24] Dlubal. 2015. RFEM Add-on Module RF-Punch. Program description.

Esimerkki pilarilaatan lävistysmitoituksesta RFEM PUNCH Pro

Project: Lävistysmitoitus Model: Pilarilaatta A Date: 16.9.2019

1.1 GENERAL DATA

Calculation according to Standard:	SFS EN 1992-1-1/NA:2007-10	
Node	11	
Result combinations to design:	LC1	Pysyvä kuorma Persistent and Transient
	LC2	Muuttuva kuorma Persistent and Transient
Result combinations to design:	CO1	1.35G Persistent and Transient
	CO2	1.15G + 1.5QIA Persistent and Transient

1.2.1 MATERIALS

Material No.	Material Description		Comment
	Concrete Strength Class	Reinforcement Steel	
1	Concrete C35/45	B 500 S (A)	

1.2.1.1 MATERIAL PARAMETERS

Material No.	Description	Name	Size	Unit
1	Concrete Strength Class: Concrete C35/45			
	Characteristic Cylinder Compressive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
	Mean Axial Tensile Strength	f_{ctm}	3.20	N/mm ²
	Parabola Exponent	n	2.000	-
	Ultimate Strain for Pure Compression	ϵ_{c2}	-2.000	‰
	Ultimate Strain at Failure	ϵ_{c2s}	-3.500	‰
1	Reinforcing Steel: B 500 S (A)			
	Modulus of Elasticity	E_s	200000.00	N/mm ²
	Characteristic Yield Stress	f_{yk}	500.00	N/mm ²
	Characteristic Tensile Strength	f_{tk}	525.00	N/mm ²
	Limiting Strain	ϵ_{sk}	25.000	‰

1.2.2 SURFACES

Surface No.	Material No.	Thickness Type	Thickness [mm]	Comment
1	1	Constant	240.0	

1.4 LONGITUDINAL REINFORCEMENT

Surface No.	Location	Number Layers	Reference Concrete Cover	Concrete Cover [cm]			Direction of Layers [°]			Comment
				d_1	d_2	d_3	φ_1	φ_2	φ_3	
1	Top	2	Axis	3.00	5.00		0.00	90.00		
	Bottom	2	Axis	3.00	5.00		0.00	90.00		

1.5 CHARACTERISTICS OF PUNCHING NODES

Node of Punching Shear No. 11		Shape	Rectangular
Width in Direction x	a	0.45	m
Width in Direction y	b	0.45	m
Rotation	γ	0.00	°
Enlarged Column Head		<input type="checkbox"/>	
Position		In the middle of Slab	
Structure Element		Single Force from Column / Load / Nodal Support	
Used Punching Load		Determine	
Direction of Punching Force		6.4.3(6) - Constant	
Load Increasing Factor β		Factors acc. to Fig. 6.21N	
Shear Reinforcement		Vertical	
Perimeters		<input type="checkbox"/>	
Minimum Spacing of Reinforcement Perimeters		min s_r	0.05 m
Longitudinal Reinforcement		<input checked="" type="checkbox"/>	
Cross-Section		Define	
Top Layers		Number	
1st Layer	prov $A_{1,s,top}$	20.93	cm ² /m
2nd Layer	prov $A_{2,s,top}$	20.93	cm ² /m
Bottom Layers		Number	
1st Layer	prov $A_{1,s,bottom}$	20.93	cm ² /m
2nd Layer	prov $A_{2,s,bottom}$	20.93	cm ² /m
Width of Reinforcement		<input type="checkbox"/>	
Axial Force		Determine	
Deductible Surface Load		Define	
Value	q	0	kN/m ²
Deductible Portion	Portion	100.00	‰
Max. Deductible Surface	Distance	1.0 d	

Project: Lävistysmittotus Model: Pilarilaatta A Date: 16.9.2019

2.2 REQUIRED REINFORCEMENT

Node No.	LC	Type of Reinforcement	Reinforcement Surface	Unit	Comment
11	CO2	Top Surface in Direction of φ_1	20.93	cm ² /m	
		Top Surface in Direction of φ_2	20.93	cm ² /m	
		Bottom Surface in Direction of φ_1	20.93	cm ² /m	
		Bottom Surface in Direction of φ_2	20.93	cm ² /m	
		1. Perimeter	3.39	cm ²	
		2. Perimeter	3.39	cm ²	
		3. Perimeter	3.39	cm ²	

REQUIRED REINFORCEMENT - DETAILS

Node of Punching Shear No. 11

CO2

For Design Shear Resistance

Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ	0.010	
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	β_{max}	0.020	
Req. Reinforcement	req a_s	20.93	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	1.625	m
Req. Width of Reinforcement	l_r	1.650	m

Defined Longitudinal Reinforcement

Width of Reinforcement	$b_{1,1}$	1.65	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1,1}$	20.93	cm ² /m

For Design Shear Resistance

Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ	0.010	
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	β_{max}	0.020	
Req. Reinforcement	req a_s	20.93	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	1.625	m
Req. Width of Reinforcement	l_r	1.650	m

Defined Longitudinal Reinforcement

Width of Reinforcement	$b_{2,1}$	1.65	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2,1}$	20.93	cm ² /m

For Design Shear Resistance

Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ	0.010	
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	β_{max}	0.020	
Req. Reinforcement	req a_s	20.93	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	1.625	m
Req. Width of Reinforcement	l_r	1.650	m

Defined Longitudinal Reinforcement

Width of Reinforcement	$b_{1,2}$	1.65	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1,2}$	20.93	cm ² /m

For Design Shear Resistance

Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ	0.010	
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	β_{max}	0.020	
Req. Reinforcement	req a_s	20.93	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	1.625	m
Req. Width of Reinforcement	l_r	1.650	m

Defined Longitudinal Reinforcement

Width of Reinforcement	$b_{2,2}$	1.65	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2,2}$	20.93	cm ² /m

Calculation of Number of Inner Perimeters

Distance Between First and Last Inner Perimeter	x_{in}	0.17	m
Max. Allowed Radial Spacing of Inner Perimeters	max s_r	0.15	m
Calc. Req. Number of Spacings	$n_{da,calc}$	1.16	
Designed Number of Spacings	n_{da}	2	
Designed Number of Perimeters	n_n	3	

Project: Lävistysmittoitus

Model: Pilarilaatta A

Date: 16.9.2019

REQUIRED REINFORCEMENT - DETAILS

Location of 1. Control Perimeter			
Length of Control Perimeter	u	2.55	m
Distance to Loaded Area	l_w	0.10	m
Applied Maximum Shear Stress			
Factor	V_{Ed}	993	kN/m ²
Factor β is simplified acc. to Figure 6.21N	β	1.15	
Applied Shear Force	V_{Ed}	765.55	kN
Load Case	LC	CO2	
Unloaded Surface		Upper Surface	
Basic Control Perimeter	u_1	4.433	m
Distance from Loaded Area	$l_{w,1}$	0.400	m
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Punching Shear Resistance without Shear Reinforcement			
Basic Shear Resistance acc. to (6.47)	$V_{Rd,c,calc,1}$	797	kN/m ²
Value of National Annex	$C_{Rd,c}$	0.12	
Factor (Influenced by Thickness)	k	2.00	
Mean Static Depth			
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Mean Longitudinal Reinforcement Ratio			
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Provided Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Provided Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Mean Longitudinal Reinforcement Ratio	ρ	0.010	
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}	0.020	
Characteristic Concrete Comprehensive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Value of National Annex	k_1	0.10	
Stress in the Concrete	σ_{cp}	0	kN/m ²
Membrane Force	N_{cp}	0.00	kN/m
Minimum Shear Resistance acc. to (6.47)	$V_{Rd,c,calc,2}$	556	kN/m ²
Value of National Annex	V_{min}	556	kN/m ²
Value of National Annex	k_1	0.10	
Stress in the Concrete	σ_{cp}	0	kN/m ²
Membrane Force	N_{cp}	0.00	kN/m
Governing Shear Resistance	$V_{Rd,c}$	797	kN/m ²
Statically Required Shear Reinforcement			
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Radial Spacing of Reinforcement Perimeters	s_r	0.09	m
Effective Strength of Reinforcement	$f_{ywd,ef}$	300.00	N/mm ²
Basic Control Perimeter	u_1	4.433	m
Distance from Loaded Area	$l_{w,1}$	0.400	m
Statically Required Punching Reinforcement	$A_{sw,stat}$	3.39	cm ²
Minimum Shear Reinforcement			
Minimum Cross-Sectional Area of One Link Leg	$A_{sw,min,link}$	0.16	cm ²
Characteristic Concrete Comprehensive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Characteristic Reinforcement Strength	f_{yk}	500.00	N/mm ²
Inclination of Shear Reinforcement	α	90.00	°
Radial Spacing of Reinforcement Perimeters	s_r	0.09	m
Tangential Spacing of Shear Links	s_t	0.253	m
Length of Control Perimeter	u_1	2.55	m
Determined Minimum Number	n	9	
Minimum Number of Link Legs in Perimeter			
Calc. Req. Minimum Number	n_{calc}	5.49	
Length of Control Perimeter	u_1	2.55	m
Max. Tangential Spacing of Shear Reinforcement	max s	0.300	m
Inner Perimeter Inside Basic Control Perimeter			
Determined Minimum Number	n	9	
Minimum Shear Reinforcement	$A_{sw,min}$	1.40	cm ²
Determined Minimum Number	n	9	
Minimum Cross-Sectional Area of One Link Leg	$A_{sw,min,link}$	0.16	cm ²
Governing Punching Reinforcement			
Statically Required Punching Reinforcement	$A_{sw,stat}$	3.39	cm ²
Minimum Shear Reinforcement	$A_{sw,min}$	1.40	cm ²
Governing Punching Reinforcement	A_{sw}	3.39	cm ²
Calculation of Number of Inner Perimeters			
Distance Between First and Last Inner Perimeter	x_n	0.17	m
Max. Allowed Radial Spacing of Inner Perimeters	max s_r	0.15	m
Calc. Req. Number of Spacings	n_{calc}	1.16	
Designed Number of Spacings	n_{des}	2	
Designed Number of Perimeters	n_n	3	
Location of 2. Control Perimeter			
Length of Control Perimeter	u	3.09	m
Distance to Loaded Area	l_w	0.19	m
Applied Maximum Shear Stress			
Factor	V_{Ed}	993	kN/m ²
Factor β is simplified acc. to Figure 6.21N	β	1.15	
Applied Shear Force	V_{Ed}	765.55	kN
Load Case	LC	CO2	
Unloaded Surface		Upper Surface	
Basic Control Perimeter	u_1	4.433	m
Distance from Loaded Area	$l_{w,1}$	0.400	m
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm

Project: Lävistysmittoitus Model: Pilarilaatta A Date: 16.9.2019

REQUIRED REINFORCEMENT - DETAILS

Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Punching Shear Resistance without Shear Reinforcement			
Basic Shear Resistance acc. to (6.47)	$V_{Rd,c,calc,1}$	797	kN/m ²
Value of National Annex	$C_{Rd,c}$	0.12	
Factor (Influenced by Thickness)	k	2.00	
Mean Static Depth			
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Mean Longitudinal Reinforcement Ratio			
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Provided Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Provided Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Mean Longitudinal Reinforcement Ratio	ρ	0.010	
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}	0.020	
Characteristic Concrete Comprehensive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Value of National Annex	k_1	0.10	
Stress in the Concrete	σ_{cp}	0	kN/m ²
Membrane Force	N_{cp}	0.00	kN/m
Minimum Shear Resistance acc. to (6.47)	$V_{Rd,c,calc,2}$	506	kN/m ²
Value of National Annex	V_{min}	506	kN/m ²
Value of National Annex	k_1	0.10	
Stress in the Concrete	σ_{cp}	0	kN/m ²
Membrane Force	N_{cp}	0.00	kN/m
Governing Shear Resistance	$V_{Rd,c}$	797	kN/m ²
Statically Required Shear Reinforcement			
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Radial Spacing of Reinforcement Perimeters	s_r	0.09	m
Effective Strength of Reinforcement	$f_{ywd,ef}$	300.00	N/mm ²
Basic Control Perimeter	u_1	4.433	m
Distance from Loaded Area	$l_{w,1}$	0.400	m
Statically Required Punching Reinforcement	$A_{sw,stat}$	3.39	cm ²
Minimum Shear Reinforcement			
Minimum Cross-Sectional Area of One Link Leg	$A_{sw,min,link}$	0.15	cm ²
Characteristic Concrete Comprehensive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Characteristic Reinforcement Strength	f_{yk}	500.00	N/mm ²
Inclination of Shear Reinforcement	α	90.00	°
Radial Spacing of Reinforcement Perimeters	s_r	0.09	m
Tangential Spacing of Shear Links	s_t	0.251	m
Length of Control Perimeter	u_2	3.09	m
Determined Minimum Number	n	11	
Minimum Number of Link Legs in Perimeter			
Calc. Req. Minimum Number	n_{calc}	10.32	
Length of Control Perimeter	u_2	3.09	m
Max. Tangential Spacing of Shear Reinforcement	max s	0.300	m
Inner Perimeter Inside Basic Control Perimeter			
Determined Minimum Number	n	11	
Minimum Shear Reinforcement	$A_{sw,min}$	1.70	cm ²
Determined Minimum Number	n	11	
Minimum Cross-Sectional Area of One Link Leg	$A_{sw,min,link}$	0.15	cm ²
Governing Punching Reinforcement			
Statically Required Punching Reinforcement	$A_{sw,stat}$	3.39	cm ²
Minimum Shear Reinforcement	$A_{sw,min}$	1.70	cm ²
Governing Punching Reinforcement	A_{sw}	3.39	cm ²
Calculation of Number of Inner Perimeters			
Distance Between First and Last Inner Perimeter	x_0	0.17	m
Max. Allowed Radial Spacing of Inner Perimeters	max s_r	0.15	m
Calc. Req. Number of Spacings	$n_{req,calc}$	1.16	
Designed Number of Spacings	n_{des}	2	
Designed Number of Perimeters	n_1	3	
Location of 3. Control Perimeter			
Length of Control Perimeter	u	3.64	m
Distance to Loaded Area	l_w	0.27	m
Applied Maximum Shear Stress			
Factor	β	1.15	
Factor β is simplified acc. to Figure 6.21N			
Applied Shear Force	V_{Ed}	765.55	kN
Load Case	LC	CO2	
Unloaded Surface		Upper Surface	
Basic Control Perimeter	u_1	4.433	m
Distance from Loaded Area	$l_{w,1}$	0.400	m
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Punching Shear Resistance without Shear Reinforcement			
Basic Shear Resistance acc. to (6.47)	$V_{Rd,c,calc,1}$	797	kN/m ²
Value of National Annex	$C_{Rd,c}$	0.12	
Factor (Influenced by Thickness)	k	2.00	
Mean Static Depth			
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Mean Longitudinal Reinforcement Ratio			
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1	0.010	
Provided Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	21.00	cm

Project: Lävistysmittolitus

Model: Pilarilaatta A

Date: 16.9.2019

REQUIRED REINFORCEMENT - DETAILS

Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2	0.011	
Provided Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2}$	20.93	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	19.00	cm
Mean Longitudinal Reinforcement Ratio	ρ	0.010	
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}	0.020	
Characteristic Concrete Comprehensive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Value of National Annex	k_1	0.10	
Stress in the Concrete	σ_{cp}	0	kN/m ²
Membrane Force	N_{cp}	0.00	kN/m
Minimum Shear Resistance acc. to (6.47)	$V_{Rd,c,calc,2}$	556	kN/m ²
Value of National Annex	V_{min}	556	kN/m ²
Value of National Annex	k_1	0.10	
Stress in the Concrete	σ_{cp}	0	kN/m ²
Membrane Force	N_{cp}	0.00	kN/m
Governing Shear Resistance	$V_{Rd,c}$	797	kN/m ²
Statically Required Shear Reinforcement			
Mean Static Depth	d	20.00	cm
Radial Spacing of Reinforcement Perimeters	s_r	0.09	m
Effective Strength of Reinforcement	$f_{yEd,ef}$	300.00	N/mm ²
Basic Control Perimeter	u_1	4.433	m
Distance from Loaded Area	$l_{a,1}$	0.400	m
Statically Required Punching Reinforcement	$A_{sw,stat}$	3.39	cm ²
Minimum Shear Reinforcement			
Minimum Cross-Sectional Area of One Link Leg	$A_{sw,min,link}$	0.15	cm ²
Characteristic Concrete Comprehensive Strength	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Characteristic Reinforcement Strength	f_{yk}	500.00	N/mm ²
Inclination of Shear Reinforcement	α	90.00	°
Radial Spacing of Reinforcement Perimeters	s_r	0.09	m
Tangential Spacing of Shear Links	s_t	0.250	m
Length of Control Perimeter	u_3	3.64	m
Determined Minimum Number	n	13	
Minimum Number of Link Legs in Perimeter			
Calc. Req. Minimum Number	n_{calc}	12.14	
Length of Control Perimeter	u_3	3.64	m
Max. Tangential Spacing of Shear Reinforcement	max s	0.300	m
Inner Perimeter Inside Basic Control Perimeter			
Determined Minimum Number	n	13	
Minimum Shear Reinforcement	$A_{sw,min}$	2.00	cm ²
Determined Minimum Number	n	13	
Minimum Cross-Sectional Area of One Link Leg	$A_{sw,min,link}$	0.15	cm ²
Governing Punching Reinforcement	A_{sw}		
Statically Required Punching Reinforcement	$A_{sw,stat}$	3.39	cm ²
Minimum Shear Reinforcement	$A_{sw,min}$	2.00	cm ²
Governing Punching Reinforcement	A_{sw}	3.39	cm ²

Esimerkki pilarilaatan lävistysmitoituksesta SFS-EN 1992-1-1 + NA 2016

Pilarilaatan lävistysmitoitus	
Lähtötiedot:	
$h_t := 240 \text{ mm}$	
$c_1 := 480 \text{ mm}$	
$c_2 := 480 \text{ mm}$	
Materiaaliominaisuudet:	
Teräs	Betoni
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ Teräs B500B	$\gamma_c := 1.5$
	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$ Betoni C35/45
$\gamma_s := 1.15$	Laatan rauditus:
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	$\phi_y := 20 \text{ mm}$
$f_{ywd} := \min(f_{yd}, 0.8 \cdot f_{yk}) = 400 \text{ MPa}$	$k_y := 150 \text{ mm}$
$c_{nom} := 20 \text{ mm}$	$\phi_z := 20 \text{ mm}$
	$k_z := 150 \text{ mm}$
Kuormat:	
$N_{Ed} := 766 \text{ kN}$	
$V_{Ed} := N_{Ed}$	
Poikkileikkaussuureita:	
$d_y := h_t - c_{nom} - \frac{1.1 \cdot \phi_y}{2} = 0.209 \text{ m}$	
$d_z := h_t - c_{nom} - 1.1 \cdot \phi_y - \frac{1.1 \cdot \phi_z}{2} = 0.187 \text{ m}$	
$d := \frac{d_y + d_z}{2} = 198 \text{ mm}$	
$A_{sy} := \frac{\pi \cdot \phi_y^2}{4} = 314.2 \text{ mm}^2$ $A_{sz} := \frac{\pi \cdot \phi_z^2}{4} = 314.2 \text{ mm}^2$	
$\rho_{ly} := \frac{A_{sy}}{k_y \cdot d_y} = 0.010021$ $\rho_{lz} := \frac{A_{sz}}{k_z \cdot d_z} = 0.0112$	
$\rho_l := \min(\sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}}, 0.02) = 0.0106$	
Mitoitusjännitys:	
$\beta := 1.15$	Epäkeskisyyden huomioiva kerroin, eurokoodin suositusarvo keskipilarille
$u_1 := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + \pi \cdot (4 \cdot d) = 4408 \text{ mm}$	
$v_{Ed.1} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1.009 \text{ MPa}$	

Lävistyskestävyys:

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.48 \text{ m} \quad C_{Rd.c} := \frac{0.3 \cdot \left(\frac{D}{d} + 1.5\right)}{\gamma_c \cdot \left(\frac{D}{d} + 4\right)} = 0.122$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2\right) = 2$$

$$v_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.815 \text{ MPa} \quad \blacksquare < \blacksquare \quad v_{Ed.1} = 1.009 \text{ MPa}$$

Laatan lävistyskestävyys ei riitä

Käyttöaste:

$$\left(\frac{v_{Ed.1}}{v_{Rd.c}} \cdot 100\right) = 123.87 \text{ (\%)}$$

Lävistyskestävyyden yläraja:

$$V_{Rd.c} := v_{Rd.c} \cdot \frac{u_1 \cdot d}{\beta} = 618 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} := 1.6 \cdot V_{Rd.c} = 989 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} = 989 \text{ kN} \quad \blacksquare > \blacksquare \quad V_{Ed} = 766 \text{ kN}$$

-> mitoitetaan leikkausraudoitus

Leikkausraudoituksen mitoitus:

$$f_{ywd.ef} := \min\left(\left(250 + 0.25 \cdot \frac{d}{\text{mm}}\right) \cdot \text{MPa}, f_{ywd}\right) = 300 \text{ MPa}$$

$$s_r := \text{Round}((0.75 \cdot d), 10 \text{ mm}) = 150 \text{ mm} \quad \text{Raudoituskehien väli}$$

$$C_{Rd.c2} := \frac{0.3 \cdot \left(\frac{D}{d} + 1.5\right)}{4.5 \cdot \gamma_c \cdot \left(\frac{D}{d} + 4\right)} = 0.027$$

$$v_{Rd.c2} := C_{Rd.c2} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.181 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} := (v_{Ed.1} - 0.75 \cdot v_{Rd.c2}) \cdot u_1 \cdot \frac{d}{\left(1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot f_{ywd.ef}\right)} = 12.9 \text{ cm}^2$$

Esimerkki pilarianturan lävistysmitoituksesta RFEM PUNCH Pro

1.1 GENERAL DATA

Calculation according to Standard:	SFS EN 1992-1-1/NA:2007-10	
Node	52	
Result combinations to design:	LC1	Pysyvä kuorma
	LC2	Persistent and Transient Muuttuva kuorma Persistent and Transient
Result combinations to design:	CO1	1.35G Persistent and Transient
	CO2	1.15G + 1.5QIA Persistent and Transient

1.2.1 MATERIALS

Material No.	Concrete Strength Class	Reinforcement Steel	Material Description	Comment
2	Concrete C30/37	B 500 S (A)		

1.2.1.1 MATERIAL PARAMETERS

Material No.	Description	Name	Size	Unit
2	Concrete Strength Class: Concrete C30/37			
	Characteristic Cylinder Compressive Strength	f_{ck}	30.00	N/mm ²
	Mean Axial Tensile Strength	f_{ctm}	2.90	N/mm ²
	Parabola Exponent	n	2.000	-
	Ultimate Strain for Pure Compression	ϵ_{c2}	-2.000	‰
2	Reinforcing Steel: B 500 S (A)			
	Ultimate Strain at Failure	ϵ_{c2s}	-3.500	‰
2	Reinforcing Steel: B 500 S (A)			
	Modulus of Elasticity	E_s	200000.00	N/mm ²
	Characteristic Yield Stress	f_{yk}	500.00	N/mm ²
	Characteristic Tensile Strength	f_{tk}	525.00	N/mm ²
2	Limiting Strain	ϵ_{sk}	25.000	‰

1.2.2 SURFACES

Surface No.	Material No.	Thickness Type	Thickness [mm]	Comment
5	2	Constant	600.0	

1.4 LONGITUDINAL REINFORCEMENT

Surface No.	Location	Number Layers	Reference Concrete Cover	Concrete Cover [cm]			Direction of Layers [°]			Comment
				d_1	d_2	d_3	φ_1	φ_2	φ_3	
5	Top	2	Axis	6.50	9.00		0.00	90.00		
	Bottom	2	Axis	6.50	9.00		0.00	90.00		

1.5 CHARACTERISTICS OF PUNCHING NODES

Node of Punching Shear No. 82		
Shape	Shape	Rectangular
Width in Direction x	a	0.45 m
Width in Direction y	b	0.45 m
Rotation	γ	0.00 °
Enlarged Column Head		<input type="checkbox"/>
Position	Position	In the middle of Foundation
Structure Element	Structure Element	Foundation
Used Punching Load		Single Force from Column / Load / Nodal Support
Direction of Punching Force		Determine
Load Increasing Factor β		6.4.3(3) - Full Plastic Shear Distribution
Shear Reinforcement	Reinf. Define	Vertical <input type="checkbox"/>
Perimeters	min s_r	0.05 m
Minimum Spacing of Reinforcement Perimeters		
Longitudinal Reinforcement	Define	<input checked="" type="checkbox"/>
Cross-Section	Number	2
Top Layers	prov $a_{1,top}$	32.73 cm ² /m
1st Layer	prov $a_{2,top}$	32.73 cm ² /m
2nd Layer	Number	2
Bottom Layers	prov $a_{1,bottom}$	32.73 cm ² /m
1st Layer	prov $a_{2,bottom}$	32.73 cm ² /m
2nd Layer	Define	<input type="checkbox"/>
Width of Reinforcement	N_{cp}	Determine
Axial Force		
Deductible Surface Load	Value	0 kN/m ²
Deductible Portion	Portion	100.00 %
Max. Deductible Surface	Distance	1.0 d

2.2 REQUIRED REINFORCEMENT

Node No.	LC	Type of Reinforcement	Reinforcement Surface	Unit	Comment
82	CO2	Top Surface In Direction of ϕ_1	32.73	cm ² /m	
		Top Surface In Direction of ϕ_2	32.73	cm ² /m	
		Bottom Surface In Direction of ϕ_1	32.73	cm ² /m	
		Bottom Surface In Direction of ϕ_2	32.73	cm ² /m	

REQUIRED REINFORCEMENT - DETAILS

Node of Punching Shear No. 82			
CO2			
For Design Shear Resistance			
Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ		0.006
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	53.50	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	51.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}		0.020
Req. Reinforcement	req a_s	32.73	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	2.570	m
Req. Width of Reinforcement	l_f	3.615	m
Defined Longitudinal Reinforcement			
Width of Reinforcement	$b_{1,1}$	3.62	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1,1}$	32.73	cm ² /m
For Design Shear Resistance			
Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ		0.006
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	53.50	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	51.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}		0.020
Req. Reinforcement	req a_s	32.73	cm ² /m

REQUIRED REINFORCEMENT - DETAILS

Req. Length of Reinforcement	l_r	2.570	m
Req. Width of Reinforcement	l_f	3.615	m
Defined Longitudinal Reinforcement			
Width of Reinforcement	$b_{2,1}$	3.62	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2,1}$	32.73	cm ² /m
For Design Shear Resistance			
Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ		0.006
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	53.50	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	51.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}		0.020
Req. Reinforcement	req a_s	32.73	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	2.570	m
Req. Width of Reinforcement	l_f	3.615	m
Defined Longitudinal Reinforcement			
Width of Reinforcement	$b_{1,2}$	3.62	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,1,2}$	32.73	cm ² /m
For Design Shear Resistance			
Required Ratio of Longitudinal Reinforcement	ρ		0.006
Reinf. Ratio of 1st Layer	ρ_1		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,1}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 1st Layer	d_1	53.50	cm
Reinf. Ratio of 2nd Layer	ρ_2		0.006
Required Longitudinal Reinforcement	req $a_{s,2}$	32.73	cm ² /m
Effective Depth 2nd Layer	d_2	51.00	cm
Maximum Allowed Ratio of Reinforcement	ρ_{max}		0.020
Req. Reinforcement	req a_s	32.73	cm ² /m
Req. Length of Reinforcement	l_r	2.570	m
Req. Width of Reinforcement	l_f	3.615	m
Defined Longitudinal Reinforcement			
Width of Reinforcement	$b_{2,2}$	3.62	m
Defined Longitudinal Reinforcement	prov $a_{s,2,2}$	32.73	cm ² /m

Esimerkki pilarianturan lävistysmitoituksesta by211 mukaisesti

Pilarianturan lävistysmitoitus	
Mitat valittu geoteknisen mitoituksen perusteella	
Lähtötiedot:	
$B_1 := 2600 \text{ mm}$	Kuormat:
$B_2 := 2600 \text{ mm}$	$N_{Ed} := 1620 \text{ kN}$
$h_t := 600 \text{ mm}$	$V_{Ed} := N_{Ed}$
	$M_{Edz} := 212 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	$M_{Edy} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
$c_1 := 480 \text{ mm}$	
$c_2 := 480 \text{ mm}$	$c_{nom} := 50 \text{ mm}$
$a_1 := \frac{B_1 - c_1}{2} = 1060 \text{ mm}$	$a_2 := \frac{B_2 - c_2}{2} = 1060 \text{ mm}$
Materiaaliominaisuudet:	
Betoni	
$\gamma_c := 1.5$	Teräs
$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$ Betoni C30/37	$\gamma_s := 1.15$
	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ Teräs B500B
$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$
Anturan raudoitus:	
$\phi_y := 25 \text{ mm}$ $\phi_z := 25 \text{ mm}$	
$k_y := 150 \text{ mm}$ $k_z := 150 \text{ mm}$	
$A_{sy} := \frac{\pi \cdot \phi_y^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$	$A_{sz} := \frac{\pi \cdot \phi_z^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$
$A_{s,tot,y} := \frac{A_{sy}}{k_y} = 3272.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$	$A_{s,tot,z} := \frac{A_{sz}}{k_z} = 3272.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$
Poikkileikkaussuureita:	
$d_y := h_t - c_{nom} - \frac{1.1 \cdot \phi_y}{2} = 0.536 \text{ m}$	$d_z := h_t - c_{nom} - 1.1 \cdot \phi_y - \frac{1.1 \cdot \phi_z}{2} = 0.509 \text{ m}$
$d := \frac{d_y + d_z}{2} = 523 \text{ mm}$	
$\rho_{ly} := \frac{A_{s,tot,y}}{d_y} = 0.006103$	$\rho_{lz} := \frac{A_{s,tot,z}}{d_z} = 0.00643$
Raudoitus ankkuroiduu täydelle voimalle	
$\rho_l := \min(\sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}}, 0.02) = 0.0063$	
$e_y := \frac{M_{Edz}}{V_{Ed}} = 131 \text{ mm}$	$e_z := \frac{M_{Edy}}{V_{Ed}} = 0 \text{ m}$
$B_{1T} := B_1 - 2 \cdot e_y = 2.338 \text{ m}$ $B_{2T} := B_2 - 2 \cdot e_z = 2.6 \text{ m}$	

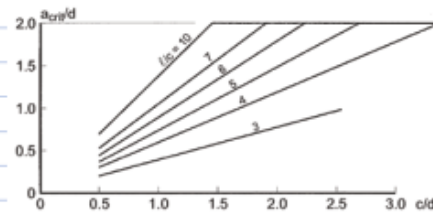
$$A_T := B_{1T} \cdot B_{2T} = 6.08 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{gd} := \frac{V_{Ed}}{A_T} = 266 \text{ kPa}$$

Redusoitu lävistyskuorma:

$$\frac{c_1}{d} = 0.919 \quad \frac{B_1}{c_1} = 5.417$$

$$a := 0.65 \cdot d = 340 \text{ mm}$$



OK, murtokartion pysyy anturan sisällä

$$\Delta A_{red} := 2 \cdot a \cdot (c_1 + c_2) + c_1 \cdot c_2 + \pi \cdot a^2 = 1.245 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot \Delta A_{red} = 332 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} := V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1288 \text{ kN}$$

Mitoitusjännitys:

$$W_1 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot c_2 \cdot a + 4 \cdot a^2 + \pi \cdot a \cdot c_1 = 1.645 \text{ m}^2$$

$$u := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + \pi \cdot 2 \cdot a = 4.05 \text{ m}$$

$$k := 0.6$$

$$v_{Ed} := \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{M_{Edz}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W_1} \right) = 0.756 \text{ MPa}$$

Lävistyskestävyys:

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.48 \text{ m}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.3 \cdot \left(\frac{D}{d} + 1.5 \right)}{\gamma_c \cdot \left(\frac{D}{d} + 4 \right)} = 0.098$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2 \right) = 1.619$$

$$v_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_t \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \cdot \text{MPa} = 1.302 \text{ MPa} \quad \gg \quad v_{Ed} = 0.756 \text{ MPa}$$

Laatan lävistyskestävyys on riittävä

$$\text{Käyttöaste: } \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} \cdot 100 = 58.1 (\%)$$