

Pystysuuntaisten betonielementtien työnaikainen tuenta



Ammattikorkeakoulututkinnon opinnäytetyö
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri (AMK)

Hämeenlinnan korkeakoulukeskus

Kevät 2021

Remus Kaczmarek

Tekijä	Remus Kaczmarek	Vuosi 2021
Työn nimi	Pystysuuntaisten betonielementtien työnaikainen tuenta	
Ohjaajat	Osastopäällikkö, Eero Virtanen, Sweco Rakennetekniikka Oy Lehtori Babak Hamshar, Hämeen ammattikorkeakoulu	

TIIVISTELMÄ

Tämä opinnäytetyö tehtiin Sweco Rakennetekniikan Oy:lle rakennesuunnittelijoiden käyttöön. Työn tavoitteena oli luoda helppokäyttöiset laskentapohjat, joiden avulla varmistetaan pystysuuntaisten betonielementtien turvallinen työnaikainen asennus.

Työn tekeminen aloitettiin perehtymällä nykyisiin suunnitteluohjeisiin, jotka liittyvät pystyelementtien työaikaiseen tuentaan. Opinnäytetyön lähdeaineistona käytettiin yleisesti eri eurocode-suunnittelustandardeja sekä elementtisuunnittelu.fi-sivuston oleellisia suunnitteluperiaatteita. Laskentapohjat toteutettiin seinäelementin tuentaan korkeassa rakentamisessa sekä kallioanturan päälle asennettavaan korkeaan elementtipilariin. Molempien tapauksien rakenneosille määritettiin vaikuttavien voimien mitoitusarvot soveltuvilla kuormitusyhdistelmillä. Saatuja arvoja verrattiin rakenneosien kapasiteettien mitoitusarvoihin.

Opinnäytetyön tuloksena ovat laskentapohjien taulukot, joissa esitetään soveltuvat tuotteet riippuen tuentojen kappalemäärästä. Rakennesuunnittelija hyödyntää taulukossa olevia tuloksia betonielementtien asennussuunnitteluun. Lisäksi pilarielementin laskennan tuloksien perusteella suunnittelija saa määritettyä kallioon upotetun ankkuriteräksen vaadittavan pituuden. Työssä on saavutettu sille asetetut tavoitteet ja tuloksena kehitetyt laskentapohjat otetaan yrityksen yleisen käyttöön.

Avainsanat Asennus, betonielementti, eurokoodi, laskentapohja, työnaikainen tuenta

Author Remus Kaczmarek

Year 2021

Subject Temporary Support of Vertical Precast Concrete Elements

Supervisors Eero Virtanen, Sweco Rakennetekniikka Oy

Babak Hamshar, HAMK

ABSTRACT

This thesis was done for Sweco Rakennetekniikka Oy for the use of structural designers. The aim of the work was to create easy-to-use calculation bases that ensure the safe temporary installation(work) of vertical precast concrete elements.

The work was started by learning about the current design guidelines related to the temporary support of vertical elements. Various Eurocode design standards and the essential design principles of the elementtisuunnittelu.fi website were generally used as the source material for the thesis. The calculation bases were implemented for the support of a wall element in high construction and for a high element column to be installed on top of a rock footing. The design values of the acting forces were determined for the components of both cases with suitable load combinations. The values obtained were compared with the design values of the capacities of the components.

The result of the thesis are tables of calculation bases, which show suitable products depending on the number of supports. The structural designer utilizes the results from the table for the installation planning of the concrete elements. In addition, based on the results of the calculation of the column element, the designer can determine the required length of the anchor steel embedded in the rock. The work achieved the set goals and the resulting calculation bases will be adopted for the company's general use.

Keywords Installation, precast concrete, Eurocode, calculation basis, temporary support

Pages 62 pages and appendices 4 pages

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Betonelementtirakentaminen	2
2.1	Betonirakentamisen historiaa	2
2.2	BES-järjestelmä	4
2.3	Vaakaelementit	6
2.3.1	Palkit	6
2.3.2	Laattaelementit	7
2.3.3	Porraselementit	7
2.4	Pystyelementit	8
2.4.1	Pilarit	8
2.4.2	Seinäelementit	8
3	Työturvallisuus	9
3.1	Lainsäädäntö	10
3.2	Rakennesuunnittelijan työturvallisuustehtävät	10
3.3	Työmaan työturvallisuus	11
3.3.1	Elementtien asennussuunnitelma	11
3.3.2	Elementin nosto ja asennustyöt	11
3.3.3	Elementin tuenta ja kiinnitys	12
3.4	Elementtien työnaikaisen tuennan nykyinen ohjeistus	13
4	Mitoitusperusteet laskentapohjien varten	15
4.1	Suunnitteluperusteet	15
4.1.1	Seuraamus- ja luotettavuusluokka	15
4.1.2	Suunnittelukäyttöikä	16
4.1.3	Rajatilamitoitus- ja osavarmuuslukumenetelmä	17
4.1.4	Kuormitusyhdistelmät	18
4.2	Kuormitukset	19
4.2.1	Rakenteiden oma paino	19
4.2.2	Tuulikuorma	20
4.2.3	Tuulikuorman määrittely seinäelementille	24
4.2.4	Tuulikuorman määrittely pilarelementille	27
4.2.5	Onnettomuuskuorma	32
4.3	Tuennassa käytettävien tuotteiden kapasiteetit	33
4.3.1	Valuankkurit	33

4.3.2	Elementtituet	34
4.3.3	Elementtituennan kiinnitykset	35
4.4	Kaatumisvarmuus.....	35
4.4.1	Kaatavien momenttien mitoitusarvo	37
4.4.2	Stabiloivan momentin mitoitusarvo	38
4.4.3	Kallioankkurointi	39
5	Pystyelementtien työnaikaisen tuennan laskelmat	43
5.1	Seinäelementti	43
5.1.1	Lähtöarvot	43
5.1.2	Tuulikuorman määrittäminen	44
5.1.3	Kuormitusyhdistelmä	45
5.1.4	Tuulikuorman jakautuminen elementin tukipisteille.....	45
5.1.5	Kitkavoiman mitoitustarkastelu seinäelementin alapäässä	47
5.1.6	Voimien määrittäminen elementtituennalle ja valuankkurille.....	48
5.1.7	R-Steel valuankkurin mitoitustarkastelu.....	49
5.1.8	Elementtituennan mitoitustarkastelu.....	51
5.1.9	Elementtituennan kiinnityksien mitoitustarkastelu.	52
5.1.10	Laskentapohjan tulokset	53
5.2	Pilari-elementti.....	53
5.2.1	Lähtöarvot	54
5.2.2	Tuulikuorman määrittäminen	55
5.2.3	Sivusuunnassa tuetun pilarin mitoitustarkastelu	56
5.2.4	Peruspulttien varassa olevan mitoitustarkastelu	57
5.2.5	Laskentapohjan tulokset	59
6	Johtopäätökset ja pohdinta.....	60
	Lähteet.....	63

Kuvat, taulukot ja kaavat

Kuva 1. Stockmann-rakennus. (Tekniikka & talous, 2020)	3
Kuva 2. Pilari-palkkirunko-järjestelmä toimistorakennuksessa. (RT 82-10821, 2004, s. 7).....	6
Kuva 3. Palkkityypit muodon perusteella. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 38).....	7
Kuva 4. Elementtilaattatypit. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 50)	7
Kuva 5. Sandwich elementti. (Suikka, 2010, s. 3)	9

Kuva 6. Betonisten seinäelementin asennusaikainen tuenta. (Finnmap Consulting, 2010)	14
Kuva 7. Betonisten suorakaidepilari elementin asennusaikainen tuenta. (Finnmap Consulting, 2010)	14
Kuva 8. Kulkukaavio tuulivoiman laskentaa varten. (RIL 201-1-2017, s. 128)	21
Kuva 9. Erillisten seinämien vyöhykekaavio. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 106)	26
Kuva 10. Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 114)	28
Kuva 11. Päätevaikutuskertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 140)	29
Kuva 12. Ympyräsilinterin voimakertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 124)	30
Kuva 13. Onnettomuustilanteiden käsittelyn toimintaperiaatteet. (SFS-EN 1991-1-7/2014, s. 24)	32
Kuva 14. Valuankkuri. (Terwa, 2019, s. 23)	34
Kuva 15. Kaatumisvarmuuden määrittely kalliolle perustettaessa.	36
Kuva 16. Kaatavan momentin määrittely.	37
Kuva 17. Stabiiloivan voiman määrittely.	39
Kuva 18. Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitus.	40
Kuva 19. Seinäelementin poikkileikkaus.	46
Kuva 20. Systeemin vapaakappalekuvio.	46
Kuva 21. Vetävän voiman vaikutus tuennassa.	48
Kuva 22. Puristusvoiman vaikutus tuennassa.	49
Kuva 23. Anturan ja pilarin mittojen esittely.	55
 Taulukko 1. Seuraamusluokkien CC määrittely rakennuksille tai rakenteille ja luottavuusluokat RC (K_{FI} kuormakerroin). (RIL 201-1-2017, s. 26)	16
Taulukko 2. Viitteellinen suunnittelu käyttöikä. (RIL 201-1-2017, s. 27)	17
Taulukko 3. Maastoluokat ja maastoparametrit. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 37)	23
Taulukko 4. Nettopainekertoimen suositusarvot erillisille seinämille. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 104)	26
Taulukko 5. Tehollisen hoikkuuden suositusarvot. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 138)	29
Taulukko 6. Titan-elementtituennan kapasiteetit. (Ramirent, n.d., s. 14)	35
Taulukko 7. Soveltuvat tuotteet riippuen tuentojen määrästä.	53

Taulukko 8. Soveltuvat tuotteet elementtipilarille.	60
--	----

Kaava 1. Rakennuksen tai rakenteen (jäykkä kappale) staattinen tasapaino (EQU). (RIL 201-1-2017, s. 40)	18
Kaava 2. Rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus (STR). (RIL 201-1-2017, s. 40)	18
Kaava 3. Rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus (STR). (RIL 201-1-2017, s. 40)	19
Kaava 4. Onnettomuustilanne. (RIL 201-1-2017, s. 41).....	19
Kaava 5. Tuulennopeuden perusarvo. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 32)	21
Kaava 6. Tulennopeuden modifioitu arvo. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34).....	22
Kaava 7. Rosoisuuskertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34).....	22
Kaava 8. Maastokertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34).....	23
Kaava 9. Puuskanopeuspaineen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 40)	24
Kaava 10. Tuulen puuskien intensiteetin määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 38)	24
Kaava 11. Tuulikuorman määrittely yksittäisille seinille. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 46)25	
Kaava 12. Ulkopuoliseen tuulenpaine määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 42, 44)..25	
Kaava 13. Suorakaidepilarin voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 112)	27
Kaava 14. Pyöreän pilarin voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 112)	30
Kaava 15. Reynoldsin luvun määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 120).....	31
Kaava 16. Tuulennopeuden huippuarvo korkeudella z_e . (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 122)31	
Kaava 17.Tuulikuorman määrittely yksittäiselle pilarille. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 44-45)	32
Kaava 18. Kaatumisvarmuuden mitoitusehto.	36
Kaava 19. Kaatavien momenttien mitoitusarvon määrittely.	37
Kaava 20. Pilarin taivutusmomentin määrittely.....	38
Kaava 21. Pilarin leikkausvoimasta aiheutuvan taivutusmomentin määrittely.....	38
Kaava 22. Pilarin normaalivoimista aiheuttava taivutusmomentin määrittely.	39
Kaava 23. Ankkuroinnilta vaadittava momenttikapasiteetin määrittely.	40
Kaava 24. Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitusarvon määrittely.....	40
Kaava 25. Ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti määrittely.	41

Kaava 26. Ankkuriharjaterästen mitoituslujuuden määrittely. (Liikennevirasto, 2017a, s. 21)	
.....	41
Kaava 27. Kallion upotetun ankkuriteräksen vaadittavan pituuden määrittely.	41
Kaava 28. Tarvittavan kalliomassan määrittely.	42
Kaava 29. Ulkoisesta momentista ankkuriin syntyvän voiman määrittely.	42
Kaava 30. Ankkuriin syntyvän voiman ja ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetin mitoitusehto.	42
Kaava 31. Ankkuroinnin momenttikapasiteetin mitoitusehto.	43
Kaava 32. Tukireaktion A määrittely. (American Wood Council, 2007, s. 12)	46
Kaava 33. Tukireaktion B määrittely. (American Wood Council, 2007, s. 12).....	47
Kaava 34. Kitkavoiman määrittely. (Outinen, 2018, s. 221).....	47
Kaava 35. Kitkavoiman mitoitustarkastelu.....	47
Kaava 36. Tuennalle vaikuttavan vetovoiman määrittely.	48
Kaava 37. Tuennalle vaikuttavan puristusvoiman määrittely.	48
Kaava 38. Valuankkurin kapasiteettien mitoitustarkastelu.	50
Kaava 39. Valuankkureiden kestävyys tarkistus yhdistetylle vetovoimalle ja leikkausvoimalle. (R-Steel, 2020, s. 8)	50
Kaava 40. Elementtituen pituuden määrittely.	51
Kaava 41. Elementtituennan kapasiteettien mitoitustarkastelu	51
Kaava 42. Lyöntiankkureiden kestävyys tarkistus saman aikaan vetovoimalle ja leikkausvoimalle. (Hilti, 2014, s. 41)	52

Liitteet

Liite 1	Valmistajien valuankkurityyppien veto- ja leikkauskapasiteettien mitoitussarvot.
Liite 2	Valmistajien tuennan alapään kiinnitystyyppien veto- ja leikkauskapasiteettien mitoitussarvot.

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Lyhenteet

BES	Betonielementtistandardi
CC	rakennuksen seuraamusluokka (eng. Consequence Class)
EQU	staattisen tasapainon osoittaminen (eng. equilibrium)
RC	rakenteen tai rakenneosan luotettavuusluokka (eng. Reliability Class)
SFS	suomalainen standardisoinnin keskusjärjestö
STR	kantavan rakenteen tai rakenneosan murtuminen tai huomattava muodonmuutos, joka johtaa kantokyvyn menetyksen (eng. strength)

Latinalaiset kirjaimet

A_d	onnettomuuskuorma
A_{ref}	yksittäisen pinnan tuulenpaineen vaikutusala
A_s	ankkuriharjaterästen poikkileikkauksen pinta-ala
A_{aukko}	seinäelementin aukkojen pinta-ala
b	pilarin halkaisija
B_{antura}	anturan leveys
b_{pilari}	pilarin poikkileikkauksen sivu, johon vaikuttaa tuulikuorma
b_{rak}	rakennuksen leveys
$b_{seinä}$	seinän pituus
C_{dir}	suuntakerroin
C_f	voimakerroin
$C_{f,p}$	pyöreän pilarin voimakerroin
$C_{f,s}$	suorakaidepilarin voimakerroin
$C_{f,0,p}$	sylinterin voimakerroin
$C_{f,0,s}$	teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin
C_{prob}	todennäköisyyskerroin
$C_r(z)$	rosoisuuskerroin
$C_s C_d$	rakennekerroin
$C_{p,net}$	nettopaineen kerroin
C_{season}	vuodenaikakerroin

$c_o(z)$	pinnanmuotokerroin
d_{rak}	rakennuksen pituus
$d_{seinä}$	seinän paksuus
F_A	tuen A tukireaktio
F_B	tuen B tukireaktio
F_c	ulkoisesta momentista ankkuriin syntyvä voima
f_{ck}	betonin lujuus (antura)
F_{com}	tuennalle vaikuttava puristusvoima
F_k	kuorman ominaisarvo
F_s	ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti
F_T	tuennalle vaikuttava vetovoima
F_w	tuulikuorman arvo (kN)
f_{yd}	harjaterästen mitoituslujuus
f_{yk}	ankkuriharjaterästen ominaislujuus
F_μ	kitkavoima
G	pysyvä kuorma
$G_{k,j}$	pysyvät kuormat (epäedullisen tai edullisen vaikutuksen aiheuttava)
$q_p(z)$	puuskanopeuspaine
h_{antura}	anturan korkeus
h_{pilari}	pilarin korkeus
$h_{seinä}$	seinän korkeus
$l_v(z)$	tuulenpuuskien intensiteetti
k	pinnan karjeusmitta
K_{FI}	kuormakerroin
k_l	pyörteisyyskerroin
k_r	maastokerroin
l	valuankkurin korkeus elementin alapinnasta
L_{antura}	anturan pituus
l_{tuki}	elementtituen pituus
l_{vaad}	kallion upotetun ankkuriteräksen vaadittava pituus
$M_{ankk.vaad}$	ankkuroinnilta vaadittavan momentin kapasiteetti
M_{ankk}	ankkuroinnin momentin kapasiteetin mitoitusarvo

M_{Ed}	pilarin taivutusmomentti
$M_{H.Ed}$	pilarin leikkausvoimasta aiheuttava taivutusmomentti
M_{kaat}	kaatavien momenttien mitoitusarvo
m_l	maastoluokka
$M_{N.Ed.tot}$	normaalivoimista aiheuttava taivutusmomentti
M_{stab}	tukevien momenttien mitoitusarvo
$N_{Ed.c}$	puristusvoiman mitoitusarvo
$N_{Ed.v}$	vetovoiman mitoitusarvo
$N_{Ek.antura}$	anturan oman painon ominaisarvo
$N_{Ek.pilari}$	pilarin oman painon ominaisarvo
N_{Rd}	vetokapasiteetin mitoitusarvo
$N_{Rd.c}$	puristuskapasiteetin mitoitusarvo
$N_{Rd.v}$	vetokapasiteetin mitoitusarvo
P	esijännitysvoima
p_d	tuulikuorman arvo (kN/m)
r	ankkurin reunaetäisyys
Re	Reynoldsin luku
T	harjaterästen halkaisija
Q	muuttuva kuorma
q_b	nopeuspaineen ero
$Q_{k,1}$	määräävä muuttuva kuorma
UR	mitoitustarkastelun käyttöaste
w_e	ulkopuolinen tuulenpaine
ν	ilman kinemaattinen viskositeetti
V	tarvittavan kalliomassan määrä
v_b	tuulennopeuden perusarvo
$v_{b,0}$	tuulennopeuden modifioimaton perusarvo
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
$v_m(z)$	tuulen nopeuden modifioitu
V_{Rd}	leikkauskapasiteetin mitoitusarvo
$v(z_e)$	tuulennopeuden huippuarvo korkeudella z_e
z	korkeus maaston yläpuolella

z_e	ulkopuolisen paineen nopeuspainekorkeus
z_{\max}	maksimikorkeus
z_{\min}	minimikorkeus
z_{mom}	momenttivarsi
z_0	rosoisuusmitta
$z_{0,II}$	maastoluokan II z_0 -arvo

Kreikkalaiset kirjaimet

$\gamma_{G,\text{kallio}}$	kalliomassan tiheys
γ_s	betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku
λ	tehollinen hoikkuus
μ	kitkakerroin
ρ	ilman tiheys
ρ_c	betonin keskimääräinen tiheys
ψ	yhdistelykerroin
ψ_r	pyöreäsärmäisen neliöpoikkileikkauksen pienennyskerroin
$\psi_{\lambda,p}$	pyöreän pilarin päätevaikutuskerroin
$\psi_{\lambda,s}$	suorakaidepilarin päätevaikutuskerroin

1 Johdanto

Rakentaminen on haastava ja monivaiheinen prosessi, joka on suunniteltava huollisesti ja määrättyjen periaatteiden mukaisesti. Rakennuksen suunnittelun tärkeä osa on työturvallisuus, johon nykyään kiinnitetään erityisen paljon huomiota. Laadukkaan suunnittelun avulla voidaan estää monia tarpeettomia työtapaturmia. Tämän opinnätetyön toimeksiantajana toimii Sweco Rakennetekniikka Oy, joka on Sweco-konsernin kuuluva toimiala. Yrityksen palvelut kattavat koko rakennesuunnittelun alueen niin uudis- kuin korjausrakentamisessa.

Opinnätetyön aiheena on betonielementtien työnaikaisen tuennan tarkastuslaskelmat, joiden avulla voidaan varmistaa elementtien turvallinen väliaikainen asennus. Laskelmien perusteella tarkistetaan asennusliitoksien kestävyys eri rakennuskohteissa ja eri olosuhteissa. Työn aihe on valittu toimeksiantajan toimesta, koska yrityksen tavoitteena on kehittää laadukkaita suunnitelmia myös työturvallisuuden kannalta. Se on myös oma työurani kannalta kiinnostava aihealue, koska olen työskentelyt suunnitteluavustajana yrityksessä yhdeksän vuotta ja olen betonielementtien suunnittelemisessa mukana.

Opinnätetyön tavoitteena on luoda yrityksen suunnittelijalle selkeä ja helppokäyttöinen työkalu, jonka avulla voidaan määritellä sopivat elementtituennat. Liitoksesta riippuen pystytään määrittelemään mm. asennustukien tyypit, määrät ja koot. Työn alussa tutustutaan aiheeseen tutkimalla nykyisiä suunnitteluohjeita, jotka liittyvät pystysuuntaisten betonielementtien elementtituennan suunnitteluprosessiin. Ensin perehdytään erilaisiin eurokoodin suunnittelustandardien periaatteisiin sekä elementtisuunnittelu.fi-sivuston oleellisiin tietoihin suunnittelusta, joiden avulla selvitetään rakenneosien mitoitusmenetelmät ja niiden mitoituskulku. Työn sisältö rajataan pystyelementteihin, kuten väliseinien tuentaan korkeassa rakentamisessa sekä kallioanturan päälle asennettavaan korkeaan elementtipilariin.

Tämän opinnätetyön laskelmien tuloksia tarvitaan yrityksen rakennesuunnittelun tueksi. Tuloksia hyödynnetään elementtisuunnitteluprosessissa, jotta varmistutaan suunnitelmien laadusta ja työmaan turvallisuudesta.

2 Betonielementtirakentaminen

2.1 Betonirakentamisen historiaa

Betonin juuret saivat alkunsa roomalaisten valmistamasta betonia muistuttava aineesta, jota pidetään betonin esivaiheena. Roomalaisten taidoista inspiroitunut englantilainen muurari Joseph Aspidi loi ensimmäisenä keinotekoista sementtiä ja nimesi oman patenttinsa Portland-sementiksi vuonna 1824. Nykyisenkaltaisen Portland-sementin kehitti rakennusmestari Isaac Johnson vuonna 1844. Alussa sementin käytön kohteena oli kivimuurien laastisaumoja. Myöhemmin sementin hyödyntäminen kasvoi, kun alettiin sekoittaa sementtiä, hiekkaa, soraa ja vettä, jonka tuloksena on betonimassa, josta kovettumisen reaktion lopputuloksena syntyy kiinteä kivimäinen rakenne. (Hytönen & Seppänen, 2009, s. 13)

Vaikka betonin puristuslujuus oli sopiva, betonikappaleiden valmistusta rajoitti vetolujuuden riittävyyden puute. Tämän ongelman ratkaisi ranskalainen Joseph Monier lisäämällä betoniin terästä, jonka avulla parannettiin betonin kestävyyttä. Monierin oivalluksen jälkeen kehitettiin pian monia muitakin ratkaisuja betonirakentamisessa, kuten betonirakenteen jäykistys pyöröraudoilla ja esijännitysmenetelmä. Merkittävä tapahtuma teräsbetonin historiassa oli maailmannäyttely Pariisissa vuonna 1889, jossa esitettiin erilaisia teräsbetonirakenteita. Tapahtuman jälkeen betoni tunnettiin entistä paremmin ja sen käyttö rakentamisessa laajeni merkittävästi. (Hytönen & Seppänen, 2009, ss. 13-14)

Suomessa sementtiä käytettiin ensimmäisen kerran Saimaan kanavan muurirakenteisiin vuonna 1856 ja ensimmäinen sementtitehdas perustettiin vuonna 1869 Keravan Saviolla, mikä oli merkittävää betoni valmistuksessa Suomessa. Alussa betonia käytettiin muun muassa rakennusten perustuksiin, vesirakenteisiin, kattotiiliin, viemäriputkiin ja kaivorakenteisiin. (Hytönen & Seppänen, 2009, ss. 14-15)

Pariisin maailmannäyttely oli huomattava tekijä betonirakentamiseen Suomessa 1900-luvun alussa ja sen jälkeen rakennettiin uusia edustavia rakennuksia, kuten Helsingin rautatieasema, Eduskuntatalo, Taidehalli ja Stockmann, joka esitetään kuvassa 1. Samaan aikaan betonia hyödytettiin kaikilla rakentamisen osa-alueilla ja lisäksi betoni otettiin

käyttöön muilla aloilla, kuten tie- ja liikennejärjestelyiden, vesi- ja viemäröintijärjestelmien sekä teollisuuden ja tuotannon rakentamisen yhteydessä. Betonista on myös rakennettu erilaisia siltoja liikenneyhteyksien kehittämiseksi ja myös vesitorneja sekä melkein kaikki viemäriputkistot. (Elementtisuunnittelu, 2020a)

Kuva 1. Stockmann-rakennus. (Tekniikka & talous, 2020)



Suomessa toisen maailmansodan jälkeen rakennustarve oli erittäin suuri sodan jälleenrakentamisen ja huonon taloustilanteen takia. Tähän ongelmaan ehdotettiin mahdollisimman tehokasta ja taloudellista rakennustapaa, joka oli elementtirakentaminen. Valtion Rautateiden Hyvinkäälle rakentama keskuskonepaja vuonna 1946 oli ensimmäinen kohde, jossa oli käytetty betonielementtiä ja ensimmäiset julkisivuelementit asennettiin Palace-taloon vuonna 1950. (Elementtisuunnittelu, 2020a; Hytönen & Seppänen, 2009, ss. 25, 30)

Elementtirakentamisen tarve syntyi teollisuusrakentamisesta, mutta johtava osa oli asuintuotanto, joka alkoi lähes nollasta. Alkuvaiheessa kasvavaan asuntopulaan yksityiset urakoitsijat eivät pystyneet vastaamaan, joten rakennusliikkeet, yksityiset järjestöt, kunnat ja kaupungit perustivat erilaisia rahoitusjärjestelyjä. Organisaatioiden avulla rakennusteollisuus

pystyi vastaamaan tehokkaasti ajan tarpeisiin ja haasteihin. Urakoitsijat toivat betonirakentamiseen suur- ja pöytämuottitekniikan sekä kenttävalimot, joiden avulla valmistettiin ensimmäiset sandwich-elementit. (Elementtisuunnittelu, 2020a; Hytönen & Seppänen, 2009, s. 33)

Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö käynnisti vuonna 1968 BES-tutkimuksen diplomi-insinööri Teuvo Koivun johdolla. Tutkimuksen tarkoituksena oli luoda yhteinen ja avoin kerroselementtijärjestelmän, joka keskittyy elementtituotantoon ja rakentamiseen. (Mäkiö, 1994, ss. 39-41)

2.2 BES-järjestelmä

BES-tutkimuksen käynnistämisen syynä olivat tehtaiden tuotantotulevaisuuden epävarmuus, tuotantosarjojen riittämätön pituus, korkeat rakennuskustannukset, 1960-luvun betonijärjestelmän yhteensopimattomuus sekä ennen kaikkea heikosti organisoidun elementtiteollisuuden kehitystarve. Näiden syiden takia tutkimuksen tavoitteena oli kehittyneen asuntotuotannon elementtijärjestelmän luominen, jolla voisi toteuttaa erilaisia yhtenäisiä malliratkaisuja sekä yleispätevän mittajärjestelmän, jonka avulla olisi mahdollistaa toteuttaa täysin standardisoituja asunnon- ja talonosia pitkinä sarjoina tai massatuotantona. Alussa tutkimusryhmä teki laajan olemassa olevien elementtijärjestelmien kartoituksen, jossa tutkittiin 600 eri järjestelmää ja valittiin 25 järjestelmää tarkasteluun. Vuonna 1970 tutkimuksen tuloksena kehitettiin neljä mallia, jotka ovat kantavat seinät -malli, pilaripalkkimalli, pilarilaattamalli, tilaelementtimalli. (Mäkiö, 1994, ss. 39-42)

Mallijärjestelmät tutkittiin kahdesta eri näkökulmasta, jotka olivat arvoanalyysi ja kustannusanalyysi. Testatulle elementtijärjestelmälle määritettiin useita vaatimuksia ja tutkimusryhmä valitsi kantava seinät -mallin parhaana valintana, tiettyjen ominaisuuksien johdosta, kuten tuotantotekniikan helpon sopeutuvuuden ja nopean käyttöönotettavuuden, mittajärjestelmän soveltuvuuden sekä kustannusten alenemisen. (Mäkiö, 1994, s. 40)

BES-järjestelmä perustui kantaviin pääty- ja väliseiniin, ei-kantaviin sandwich- ulkoseiniin ja välipohjina käytettäviin pitkälaattoihin. Parvekkeet rakennettiin perustuksiin tukeutuvana tornina ja esijännitettyjä ontelo- ja kotelolaattoja hyödettiin laattaelementtinä. BES-

järjestelmän päätuloksena oli betonielementtien ja liitosdetaljien standardisointi, joten valmisosien hankinta samaan rakennuksen eri toimittajalta on mahdollista. BES- talon rungon pystytysajan lyhyys oli huomattava etu työmaa-aikataulun ja koko hankkeen kannalta. (Elementtisuunnittelu, 2020a; Mäkiö, 1994, s. 41)

Suomessa 1950-luvulla ontelolaattojen käyttö oli vähäistä, mutta BES-tutkimuksen ansiosta markkinoille ilmestyi kaksi vastaavaa tuotetta, joten laattojen, joita kutsuttiin pitkälaatoiksi, käyttö yleistyi huomattavasti. BES-järjestelmän ja pitkälaattojen ansiosta pystytiin tyydyttämään asuntojen valtava kysyntä, joka huipentui vuosina 1973-1974, joita kutsuttiin rakentamiseen ”hulluksi vuosiksi”. Silloin rakennettiin noin 73 tuhatta asuntoa, joka oli väkilukuun suhteena huikea 1,7 asuntoa tuhatta asukasta kohti. (Hytönen & Seppänen, 2009, ss. 98-99, 109)

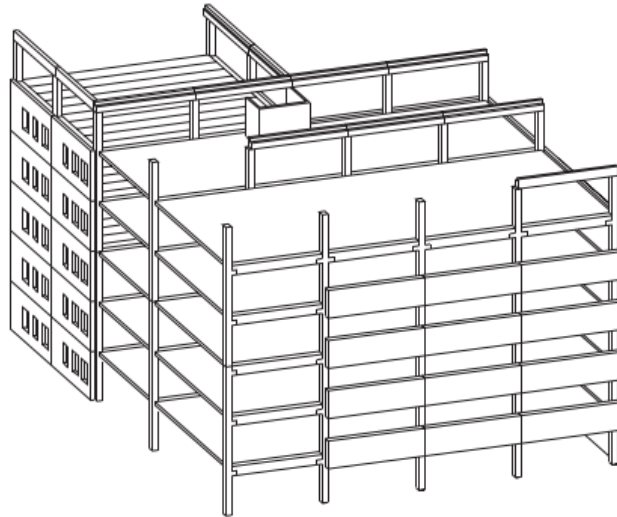
BES- aineisto luotiin 1980-luvulla, jolloin elementtijärjestelmien standardointi eteni toimitila- ja teollisuusrakentamiseen puolelle. Aineisto avulla laadittiin mittajärjestelmä, rakenneosien mitta- ja tyyppisuositukset sekä liitosdetaljit pilari-palkkirungolle. Samaan aikaan elementtiteollisuuden toimitusvastuu on kasvanut huomattavasti ja tyyppillisesti elementtien suunnittelu, valmistus ja juotosvalut sisältyvät tuoteosakauppaan. (Elementtisuunnittelu, 2020a)

Lukuisat onnistuneet betonielementeillä aikaan saadut rakennusprojektit osoittavat, että betonielementit ovat käytännöllisiä ja taloudellisia. Rakennusprojektissa betonielementtejä voidaan käyttää joko koko rakennukseen tai sen johonkin osaan. Betonirakentamiseen menestys perustuu erilaisiin ratkaisuihin, jotka tehostavat rakennettavuutta, kustannustehokkuutta ja rungon pystytysnopeutta. (Elliott, 2002, ss. 9-12)

Betonielementtirakenne on kokoonpano, joka kostuu erilaisten liitosten avulla toisiinsa yhdistetyistä elementeistä. Kokonaisuus muodostaa rungon, joka pystyy vastustamaan gravitaatiota, tuulen tai maanjäristyksen kuormitusta. Elementtitekniikalla voidaan toteuttaa koko rakennuksen runko. Kantavien rakenneosien muodostama kokonaisuutta kutsutaan runkojärjestelmäksi, joka on laajasti vakioitunut riippuen rakennuksen tyypistä ja käyttötarkoituksesta. Runkojärjestelmä koostuu erilaisista elementeistä, kuten kantavista pystyelementeistä, vaakaelementeistä ja jäykistävästä rakenteista. Tyypilliset

betonielementtirakenteiset runkojärjestelmät ovat kantava seinät -laattarunko sekä pilari -palkkirunko, jonka ulkoseinät voivat olla kantavia tai ei-kantavia. Kuvassa 2 esitetään toimisto- ja liikerakennuksen pilari -palkki runkojärjestelmä. (Elliott, 2002, s. 5; RT 82-10821, 2004, ss. 2-4, 7)

Kuva 2. Pilari-palkkirunko-järjestelmä toimistorakennuksessa. (RT 82-10821, 2004, s. 7)



2.3 Vaakaelementit

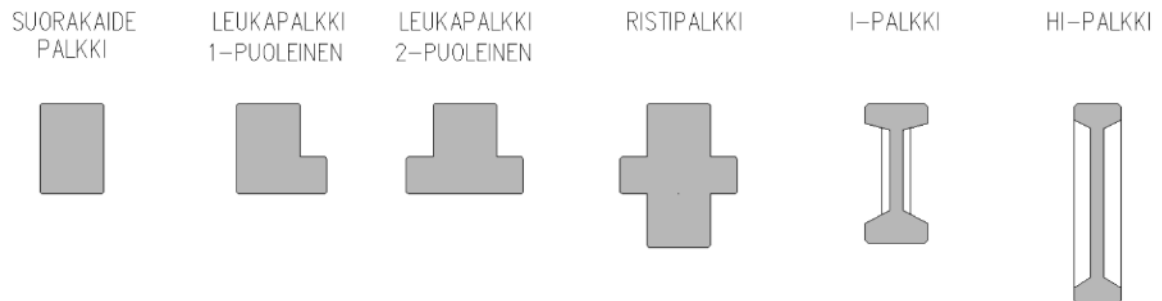
Betoniset vaakaelementit sisältävät erityyppisiä palkki- ja laattaelementtejä sekä porraselementtejä. Elementoituja vaakarakenteita voidaan käyttää useissa eri runkojärjestelmissä, mutta etenkin pitkiä jännevälejä vaativissa teollisuushalleissa niistä saadaan erityistä hyötyä. (RT 82-10821, 2004, s. 11)

2.3.1 Palkit

Elementtipalkit voidaan toteuttaa kahtena eri tyyppinä, jotka ovat tavallisia teräsbetonipalkkeja tai jännitettyjä jännebetonipalkkeja. Vaikuttavat tekijät palkkityypin valintaan ovat muoto, jänneväli, kuormitukset ja käyttötarkoitus. Poikkileikkauksen muodon perustella elementtipalkit voidaan jaotella suorakaide-, leuka-, risti-, HI- ja I-palkeiksi. Ensimmäiset kolme voidaan valmistaa teräsbetoni- ja jännebetonipalkkeina, joita käytetään yleisimmin ala- ja välipohjissa. HI- ja I-palkit tehdään/tuotetaan pelkästään jännitettynä,

josta I-palkki käytetään yleensä kattokannattajina. Erilaisia palkkityyppejä muodon perusteella esitetään kuvassa 3. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 38)

Kuva 3. Palkkityypit muodon perusteella. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 38)



2.3.2 Laattaelementit

Betonisilla laattaelementtirakenteilla on useita etuja paikallavalettuihin rakenteisiin verrattuna, kuten muotti- ja tuentatyön käytön vähentäminen sekä rakentaminen nopeus. Betonielementtirakentamisessa tavallisia laattaelementtityyppejä ovat ontelolaatat, kuorilaatat, TT-laatat ja massiivilaatat. Erilaiset laattatyytit esitetään kuvassa 4. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 50)

Kuva 4. Elementtilaattatyytit. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 50)



2.3.3 Porraselementit

Porrashuoneet voivat toimia runkoa jäykistävinä rakenteina tai ainoastaan poistumisreitteinä. Porrashuoneiden vaakarakenteet sisältävät kerros- ja lepotasolaatat ja porrassyöksyt. Elementoitujen portaan vaakarakenteiden etuna on nopea rakennettavuus ja portaan saaminen käyttöön nopeasti jo rakennusaikana. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 69)

2.4 Pystyelementit

Tässä osiossa käsitellään betonisia pystyelementtejä, joita käsitellään opinnäytetyössä työnaikaisen tuennan kannalta. Pysty- betonielementti ryhmään kuuluvat pilarit ja erityyppiset seinäelementit.

2.4.1 Pilarit

Pilari-elementin poikkileikkauksen tyypit ovat suorakaide, neliö ja pyöreä. Tapauksissa, jossa vaakakuormitus vaikuttaa pilariin, kuten maastopilari, käytetään usein suorakaidepilareita, koska tällöin pilarin jäykkyys kuormituksen suuntaan on isompi, kun pilari on asetettu jäykkyydeltään vahvempaan suuntaan. Pilareiden poikkileikkauksen mitat määritellään kohdistuvan rasituksen perusteella ja yleensä poikkileikkauksen valittu minipaksuus on 280 mm. Pilareiden pituudet riippuvat elementin poikkileikkaukseen muodosta ja paksuudesta. Suorakaidepilarin suositeltava maksimi pituus on noin 15 m, joka vastaa 3...4 kerroksen korkeutta. Pyöreiden pilareiden tapauksessa suositellaan käytettäväksi kerrospilareita ja suositeltavana maksimipituutena on 7 m. Pilareiden samankokoisia poikkeusleikkauksia on suositeltava käyttää samassa kohteessa ja lisäksi pilaribetonin ominaisuuksia säätelämällä pyritään eri kerroksissa pilareiden poikkileikkaus pitää samanmittaisena. (Betoniteollisuus ry, 2010, ss. 28-29, 33)

2.4.2 Seinäelementit

Suomessa yleisimmät käytettävät seinäelementit ovat massiivielementti ja sandwich-elementti. Massiiviseinien käyttökohteena ovat väliseinät, kellarin maanpaineseinät sekä ulkoseinän sisäkuoret, joiden päälle kiinnitetään valmistuksen yhteydessä tai rakennetaan työmaalla lämmöneristeet ja pintamateriaalit. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 48)

Massiivielementtiä hyödynnetään tavallisesti puristettuna rakenteena. Jäykistävässä seinissä ja maanpaineseinissä elementteihin vaikuttaa lisärasituksena vaakakuormitus. Seinien leveys on oltava ainakin 4 kertaa suurempi kuin paksuus, muuten rakennetta käsitellään pilarina. Elementtiseinät voidaan valmistaa raudoittamattomina tai raudoitettuna. Elementin

paksuuden valintaan vaikuttaa raudoitus ja seinien käyttötarkoitus. (Betoniteollisuus ry, 2010, s. 48)

Sandwich-elementtiseiniä käytetään yleensä rakennuksissa, joissa runkojärjestelmänä on väliseinät-laatat-järjestelmä. Laatat asennetaan seinäelementin kantavan seinän päälle ja rungon pitkillä sivuilla asetetaan ei-kantavia seiniä. Sandwichelementin rakenne muodostuu sisäkuoresta, lämmöneristeestä ja ulkokuoresta. Lämmöneriste asennetaan kuorten väliin, jotka sidotaan toisiinsa ansailla ja pistokkailla, joten ulkokuori saadaan kannatettua kerroksittain sisäkuoreen. Tyypillinen sandwich-elementti esitetään kuvassa 5. (Elementtisuunnittelu, 2020b)

Kuva 5. Sandwich elementti. (Suikka, 2010, s. 3)



3 Työturvallisuus

Rakennusala on työturvallisuuden kannalta todella vaativa ja haasteellinen ala, joka eroaa muista aloista siinä, että työ on vaihtelevaa ja liikkuvaa. Useiden urakoitsijoiden ja osapuolien osallistuminen hankkeeseen sekä työkohteiden erilaisuus vaikuttavat työturvallisuuden toteuttamiseen haasteellisesti. (Tyosuojelu, 2020)

Suomessa sattuu vuosittain useita työtapaturmia, josta tietty osuus johtaa kuolemaan. Vuonna 2020 kuolemaan johtaneiden työtapaturmien lukumäärää oli 11, josta suurin osa

liittyi suoraan rakennusosalalle. Viimeinen työtapaturmakuolematapaus, joka sattui vuonna 2020, koski suoraan betonielementin asentamista, jossa rakennusmies kuoli kahden elementin väliin uudisrakennustyömaalla. Tapaturma kuvaillaan seuraavasti (Tapaturmavakuutuskeskus, 2020):

Rakennustyömaalla oltiin siirtämässä betonielementtejä ja ne oli tarkoitus laskea maahan nojaamaan toisiaan vasten. Kaksi rakennusmiestä oli vastaanottamassa niitä kaivannossa rakennuksen vieressä. Lasketut elementit jäivät huonoon asentoon ja niitä oli tarkoitus siirtää turvallisempaan asentoon. Toinen elementti kaatui ja rakennusmies kuoli jäätyään elementtien väliin.

3.1 Lainsäädäntö

Rakennusalan työturvallisuusvelvoitteet määritetään pohjautuen valtioneuvoston asetukseen rakennustyön turvallisuudesta. Valtioneuvoston asetusta sovelletaan maan alla ja päällä sekä vedessä tapahtuvaan rakennuksen ja muun rakennelman uudis- ja korjausrakentamiseen ja kunnossapitoon. Asetuksessa myös käsitellään erilaisia rakennustyömaan toimipiteitä, kuten betonielementtien asennustyötä sekä niihin liittyvää suunnittelua. Rakennushankkeessa kaikkien osapuolien velvollisuus on huolehtia, että suoritettavista työstä ei ole vaaraa työmaan henkilöille. Pää toteuttajan tehtävänä on huolehtia jokaisen työntekijän työmaahan perehtymisestä, johon kuuluu turvallinen työskentely sekä vaara- ja haittatekijöiden kartoitus. (Valtioneuvoston asetus rakennustyön turvallisuudesta 205/2009 § 1, § 3, § 13)

3.2 Rakennesuunnittelijan työturvallisuustehtävät

Työturvallisuussuunnittelun toteuttamiseksi rakennussuunnittelijan on huolehdittava, että rakennuttaja toimittaa suunnittelijalle vaadittavat tiedot. Hankkeen työturvallisuuden toteuttamisessa rakennussuunnittelijan velvollisuudet sisältävät rakennesuunnitelmien ja työselostuksien laatimisen, hankkeen erityispiirteiden tunnistamisen ja kirjaamisen liittyviin asiakirjoihin sekä työmaan valvontaa. (RT 10-11011, 2010, s. 1)

Rakennesuunnittelijan tehtävänä on laatia rakennussuunnitelmat ja erityissuunnitelmat, niin että suunnitelmien toteutus täyttää niiden asettamat työturvallisuusvaatimukset.

Elementtien asennustyön kaikissa vaiheissa on todella tärkeätä, että rakenteellinen vakavuus säilyy. Asennussuunnitelman laadintaa varten rakennussuunnittelijan on annettava kaikki tarvittavat tiedot elementtien asennusjärjestyksestä, väliaikaisesta tuennasta ja lopullisesta kiinnittämisestä. Valmisosasuunnitelmien avulla suunnittelijan on annettava tiedot elementtien painopisteistä, nostolenkeistä, liitosdetaljeista, sekä väliaikaisesta tuennasta ja niiden purkamisajankohdista. Valmisosasuunnitelmissa rakennussuunnittelijan myös on esiteltävä elementin nosto-ohjeet ja elementin varastointiohjeet. (RT 10-11011, 2010, s. 2)

3.3 Työmaan työturvallisuus

3.3.1 Elementtien asennussuunnitelma

Pääurakoisija on vastuussa, että työmaalla on kirjallinen elementtien asennussuunnitelma, joka on hyväksymismerkinnällä rakennussuunnittelijan allekirjoittama.

Asennussuunnitelman tulee sisältää elementtivalmistajien tuotekohtaiset ohjeet. Lisäksi asiakirjassa on ilmoitettava nostokalustosta ja nosto-ohjeista sekä ohjeistus väliaikaisesta tuennasta ja tuennan purkamisesta asennusvaiheittain. Yleisesti ottaen tuennat voi purkaa, kun kyseisen asennusvaiheeseen liittyvät rakenteet ovat valmiit ja osan stabiliteetti on varmistettu. (Valtioneuvoston asetus rakennustyön turvallisuudesta 205/2009 § 36, § 37, § 40)

3.3.2 Elementin nosto ja asennustyöt

Betonielementti nostetaan tasapainossa ja nostettaessa noudatetaan asennussuunnitelman sekä valmistajan tuotekohtaisia ohjeita. Haastavia ja erikoiselementtejä varten laaditaan erikseen nostosuunnitelma. Betonisten elementtien asennusnosturina käytetään torninosturia, ajoneuvonosturia tai muuta asennukseen hyväksyttyä nosturia. Nosturin vakavuus työmaalla varmistetaan selvittämällä maapohjan kantavuus nosturin sijoituspaikalla. Nostolaitteet perustetaan ja ankkuroidaan tai tuetaan niin, että ne eivät pääse kaatumaan elementin nostossa. Tapauksessa, jossa nosturi asennetaan esimerkiksi laatastonsa päälle, selvitetään nosturin sallittu paino sekä sallitut tukijalkojen paikat ja

painorajoitukset. Tukijalkojen alle asennetaan tukilevyjä tai muita vastaavia tukirakenteita. Vaaditut nostokapasiteetit ja sallitut kuormitukset vaikuttavat nosturin valintaan, joten on varmistettava, ettei nosturille tule ylikuormaa noston missään vaiheessa. Elementtien asennustyön suorituksessa nosturikuljettajan tai asennustyötä ohjaavan näköyhteys koko suoritettavan asennustyön alueeseen pidetään esteettömänä. Asennustyön turvallista toteuttamista varten käytetään radiopuhelinta, käsimerkkiä tai asianmukaista nosturikameralaitteistoa, jota hyödynnetään varsinkin, kun torninosturin ohjaamolla ei ole näköyhteyttä elementin asennuskohteeseen. Yli kahden metrin korkeudella sijaitseva asennustyöalue suojataan rakentamalla suojakaide, joka torjuu putoamisvaaraa. Jos suojamista ei voi toteuttaa rakenteellisilla toimenpiteillä, työntekijöiden putoamisvaaran torjumiseksi on käytettävä valjastyyppisiä henkilösuojaimia. Turvataan koko asennustyöalue varmistamalla, että ennen työn alkamista ja työn suorituksen aikana kukaan ei ole väärässä paikassa varsinkaan asennuskohteen alapuolella. (Palolahti ym., 2010, s. 7; Valtioneuvoston asetus rakennustyön turvallisuudesta 205/2009 § 39)

3.3.3 Elementin tuenta ja kiinnitys

Alussa, ennen asentamista, tutkitaan elementtiä kantavien rakenteiden kunto sekä asennusalustan ja elementin kiinnitysosien kunto, joka asennustyöntekijöiden on tarkastettava silmämääräisesti valmistajan ohjeiden mukaisesti. Asennuksen aikana kiinnitetään huomiota ja huolehditaan rakenteiden vakaudesta, lujuudesta ja paikallaan pysymisestä. Nostoapulaitteita ei irroteta ennen kuin varmistetaan elementtien tuenta ohjeiden mukaisesti. Vasta kun elementin lopullinen kiinnitys on tehty oikein, tukia saa poistaa suunnittelijan tai valmistajan ohjeiden mukaan. Betonielementtien asennuksen aikaisessa tuennassa ja vähimmäispintojen määrittämisessä otetaan huomioon (Valtioneuvoston asetus rakennustyön turvallisuudesta 205/2009 § 39, § 40):

- betonielementtitoimittajan ohjeet
- eri betonielementtityyppien väliaikaisen tuennan tarve ja toteutus, erityisesti epäkeskeisesti tuetut rakenteet
- kiinnitysosat
- väliaikaistuentojen purkamisajankohta

- tukitankojen kiinnitys esimerkiksi alapään tuennassa maassa ja holveilla sekä tukitangot palkin kiertymän estossa.

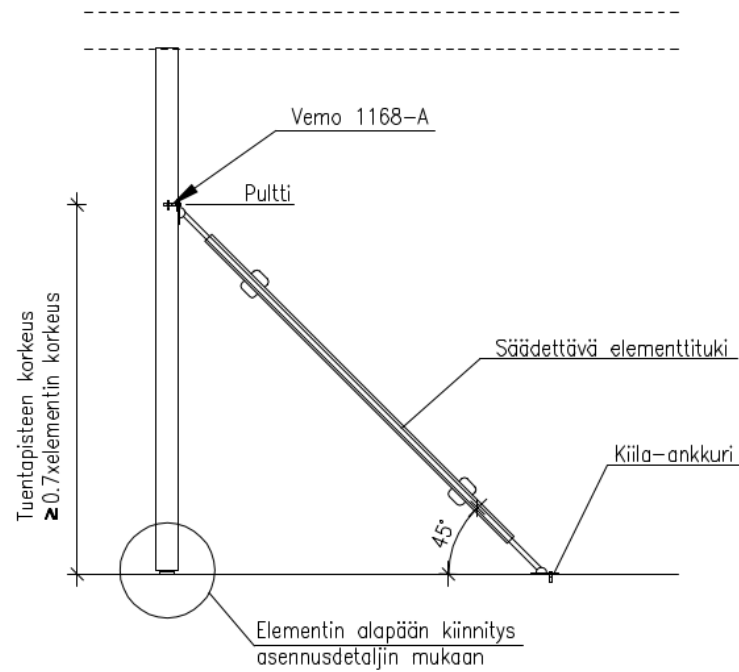
3.4 Elementtien työnaikaisen tuennan nykyinen ohjeistus

Asennustyön aikana elementin vaakasuoruus varmistetaan asennuspaloilla, joiden päälle elementti nostetaan. Yhteensä asennuspalojen minimipaksuus on oltava 20 mm, jotta jälkivalu onnistuu oikein. Teräksisien asennuspalojen on oltava ruostumattomia tai niiden peitesyvyys juotosvalussa on oltava riittävä. (Elementtisuunnittelu, 2020c)

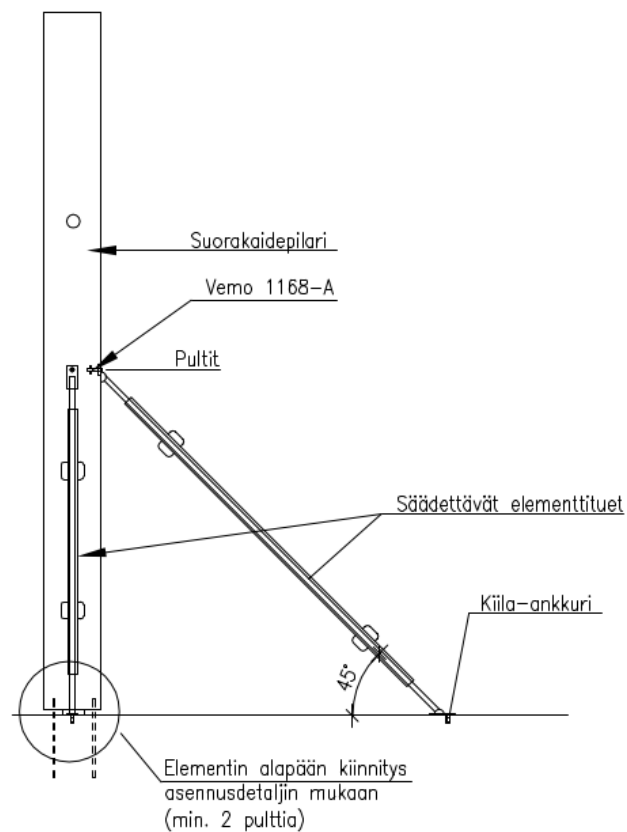
Elementin työaikaisessa asennuksessa käytetään välineitä, jotka on tarkoitettu elementtien tukemiseen ja niiden täytyy olla luotettavia. Elementin tuennat kiinnitetään ohjeiden mukaisesti ja kiinnikkeiden kiinnitysohjeet on oltava työmaalla. Turvallinen elementin tukeminen toteutetaan, kun suunnitellut kiinnityspisteet sekä elementissä että kiinnitettävässä pinnassa ovat turvallisia ja luotettavia. Yhteen kiinnityspisteeseen kiinnitetään vain yksi tuki. Kaikki tuennat ja kiinnitykset kirjoitetaan ylös asennussuunnitelmaan. (Elementtisuunnittelu, 2020c)

Betonielementeissä, jotka ovat yli 1,5 m levyisiä, käytetään vähintään kahta säädettävää elementtitukea. Tuennan kiinnityspiste on oltava elementin painopisteen yläpuolella ja sen suositeltava minimikorkeus on vähintään 0,7 elementin korkeudella. Elementeissä, joissa kiinnityspiste ei esimerkiksi elementin aukotuksen tai korkeuden takia sijaitse elementin painopisteen yläpuolella, tuenta suunnitellaan tapauskohtaisesti. Elementtituennan kiinnitystä varten käytetään valuankkureita, eli betonivaluun asennettavia sisäkierteisiä kiinnitysosia. Valuankkureiden avulla säädetään elementtien pystysuoruutta. Tyypillinen väliseinän asennusaikainen tuenta esitetään kuvassa 6. Pilarielementtien tuennassa käytetään vähintään kahta säädettävää elementtitukea ja vierekkäiset pilarit voidaan tukea väliaikaisesti myös toisiinsa. Tyypillinen suorakaidepilarin asennusaikainen tuenta esitetään kuvassa 7. (Elementtisuunnittelu, 2020c; Semtu, n.d.)

Kuva 6. Betonisten seinäelementin asennusaikainen tuenta. (Finnmap Consulting, 2010)



Kuva 7. Betonisten suorakaidepilari elementin asennusaikainen tuenta. (Finnmap Consulting, 2010)



4 Mitoitusperusteet laskentapohjien varten

Tässä luvussa käsitellään tuennan mitoituksen perusteita ja valmistajien tuotteille antamia mitoitusarvoja. Mitoitusmenetelmät pohjautuvat eri eurokoodi standardeihin ja RIL- 201-1-2017 ohjeihin. Asennusaikaiset tuennat tulkitaan mitoituksessa tilapäiseksi rakenteeksi.

Tässä opinnäytetyössä käsitellään seinä- ja pilarielementtejä.

4.1 Suunnitteluperusteet

Rakenteen suunnitteluperusteissa määritellään rakenteen seuraamus- ja luotettavuusluokka, suunnittelukäyttöikä ja käytettävät kuormitusyhdistelmät. Nämä toimivat pohjana rakenteen mitoituslaskelmille.

4.1.1 Seuraamus- ja luotettavuusluokka

Rakennuksen seuraamusluokka CC (Consequence Class) määräytyy rakennuksen mahdollisen vaurioitumisen tai sortuman aiheuttaman seuraamuksen vakavuuden perusteella.

Seuraamusluokan perusteella määritellään rakenteen tai rakenneosan luotettavuusluokka

RC. Luotettavuusluokka, jonka perusteella määräytyy kuormakerroin K_{FI} , huomioidaan

kuormitusyhdistelmän määrittelemisessä. Yleensä tavallisissa rakennushankkeissa

seuraamusluokkana käytetään luokkaa CC2, jota käytetään tässä työssä. Taulukossa 1

määritellään rakennuksen tai rakennusosan seuraamusluokka ja luotettavuusluokka. (RIL 201-1-2017, ss. 26-27; SFS-EN 1990/2006, ss. 136-138)

Taulukko 1. Seuraamusluokkien CC määrittely rakennuksille tai rakenteille ja luottavuusluokat RC (K_{FI} kuormakerroin). (RIL 201-1-2017, s. 26)

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

4.1.2 Suunnittelukäyttöikä

Suunnittelukäyttöikä on oletettu ajanjakso, jonka aikana rakenne tai rakennus kestää toteutuksen sekä käytön aikana esiintyvät kuormat ja rasitukset. Rakenne suunnitellaan siten, että se suunnitellun käyttöikänsä ajan täyttää sille asetetut vaatimukset. Rakenteen säilyvyyteen ja käyttöikään vaikuttavat muun muassa rakenteen käyttö, arvioidut ympäristöolosuhteet, valittu rakennejärjestelmä, vaaditut mitoituskriteerit, työsuorituksen laatu sekä tuleva ylläpito. Tässä työssä tarkastellaan vain asennusaikaista tilannetta, joka

luokitellaan käyttöiältään tilapäisrakenteeksi. Rakenteiden ja rakennuksen viitteellinen suunnittelu käyttöikä esitetään taulukossa 2. (RIL 201-1-2017, ss. 25, 27-28)

Taulukko 2. Viitteellinen suunnittelu käyttöikä. (RIL 201-1-2017, s. 27)

Suunnittelun käyttöiän luokka	Viitteellinen suunniteltu käyttöikä (vuosia)	Esimerkkejä
1	10	Tilapäisrakenteet ¹⁾
2	10...25	Vaihdettavissa olevat rakenteen osat, esim. nosturi-ratapalkit, laakerit
3	15...30	Maatalous- ja vastaavat rakennukset
4	50	Talonrakennukset ja muut tavanomaiset rakenteet
5	100	Monumentaaliset rakennukset, sillat ja muut maa- ja vesirakennuskohteet

4.1.3 Rajatilamitoitus- ja osavarmuuslukumenetelmä

Suomessa käytettävät rakenteiden mitoitusmenetelmät esitetään eurokoodeissa.

Rajatilamitoitusmenetelmällä osoitetaan, että mitään rajatilaa ei ylitetä tietyissä mitoitustilanteissa ja kuormitustapauksissa. Mitoituksessa erotetaan kaksi eri rajatilaa: käyttörajatila ja murtorajatila, jotka käsitellään erikseen. Tässä työssä käyttörajatilan osoittaminen jätetään suorimatta, koska se ei asennusaikaiselle tilanteelle ole tarpeellista. Mitoitustilanteet jaotellaan eri ryhmiin, jotka ovat normaalisti valitseva mitoitustilanne, tilapäinen mitoitustilanne sekä onnettomuusmitoitustilanne. Eri valittujen mitoitustilanteiden avulla pystytään tarkasti määrittelemään rakenteen toimivuus toteutuksen ja käytön aikana. (SFS-EN 1990/2006, ss. 52, 56)

Erilaiset murtorajatilat luokitellaan tarkoituksen mukaisesti ja tässä työssä käsitellään seuraavat murtorajatilat (RIL 201-1-2017, ss. 29, 37):

- EQU- jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen minkä tahansa osan staattisen tasapainon menetys
- STR- rakenteen tai rakenneosien sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila, kun rakenteen rakennusmateriaalien lujuus on määräävä.

Rakenteen varmuus osoitetaan osavarmuusmenetelmällä, jossa käytetään kuormien vaikutusten ja kestävyyksien mitoitusarvoja. Rakenteen kestävyys varmistetaan laskelmien avulla, joissa todennetaan rakenteen kestävyys mitoitusarvo suuremmaksi kuin vaikuttavien kuormien mitoitusarvo. Materiaalien kestävyys mitoitusarvot saadaan jakamalla niiden ominaisarvot varmuuskertoimin. Kuormien vaikutusten mitoitusarvot saadaan kertomalla kuormien ominaisarvot kyseisen mitoitusilanteen mukaisilla varmuuskertoimilla. (RIL 201-1-2017, s. 36)

4.1.4 Kuormitusyhdistelmät

Kuormitusyhdistelmän muodostamisessa yhdistetään kuormien vaikutukset, jotka kohdistuvat rakenteeseen samanaikaisesti. Kuorman epäedullista ja edullista osuutta tarkastellaan erillisinä kuormina, jos tarkastelun tulokset ovat herkkiä kuorman suuruuden vaihteluille eri kohdissa rakennetta. Mitoitusilanteessa otetaan huomioon tarkoituksenmukaiset kuormayhdistelmät. (SFS-EN 1990/2006, ss. 78, 80, 82)

Tässä opinnäytetyössä käsitellään EQU, STR ja onnettomuustilanteen murtorajatilanteen kuormitusyhdistelmät, jotka esitetään seuraavissa kaavoissa: Kaavassa 1 esitetään rakennuksen tai rakenteen (jäykkä kappale) staattisen tasapainon kuormitusyhdistelmä. Kaavassa 2 ja 3 esitetään rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geoteknisen kantavuuden kuormitusyhdistelmä. Kaava 4 kuvailee onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmän, kun pääasiallinen kuorma $Q_{k,1}$ on lumi, jää- tai tuulikuorma.

Kaava 1. Rakennuksen tai rakenteen (jäykkä kappale) staattinen tasapaino (EQU). (RIL 201-1-2017, s. 40)

$$\left. \begin{matrix} 1,1K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Kaava 2. Rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus (STR). (RIL 201-1-2017, s. 40)

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Kuitenkin vähintään:

Kaava 3. Rakenteen tai rakenneosien kestävyys ja geotekninen kantavuus (STR). (RIL 201-1-2017, s. 40)

$$\frac{1,35K_{FI}}{0,9} \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right.$$

Kaava 4. Onnettomuustilanne. (RIL 201-1-2017, s. 41)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Yhdistelykaavoissa käytetyt merkinnät kuormille (RIL 201-1-2017, s. 39):

- $G_{k,j}$: pysyvät kuormat (epäedullisen tai edullisen vaikutuksen aiheuttava)
- $Q_{k,1}$: määräävä muuttuva kuorma
- $Q_{k,j}$: muut muuttuvat kuormat
- ψ : yhdistelykerroin
- P : esijännitysvoima
- A_d : onnettomuuskuorma.

4.2 Kuormitukset

Kuormat ovat ulkoisia tai sisäisiä voimia, jotka vaikuttavat tarkasteltavaan kohteeseen.

Kuormat luokitellaan niiden vaikutusajan mukaan pysyviin kuormiin (G), muuttuviin kuormiin (Q) ja onnettomuuskuormiin. Kuorman ominaisarvo (F_k) on yleinen edustava arvo. Tässä työssä käsitellään rakenteiden omapaino, tuulikuorma ja onnettomuuskuorma. (SFS-EN 1990/2006, s. 58)

4.2.1 Rakenteiden oma paino

Rakenteiden oma paino luokitellaan pysyväksi ja kiinteäksi kuormaksi. Kuormia yhdistettäessä kantavien ja ei-kantavien rakennusosien oma kokonaispaino otetaan

huomioon yksittäisenä kuormana. Rakenteen oma paino esitellään yleisesti yksittäisenä ominaisarvona, joka lasketaan kertomaalla rakenteen nimellimitat rakenteiden tilavuuspainojen ominaisarvoilla. Opinnäytetyössä käsitellään betonielementtejä, joten laskentapohjissa materiaalin tilavuuspainona käytetään betonin keskimääräistä tiheyttä, jonka suuruus on 25 kN/m^3 . (SFS-EN 1990/2006, s. 60, 80; SFS-EN 1991-1-1/2002, s. 18, 20, 24)

4.2.2 Tuulikuorma

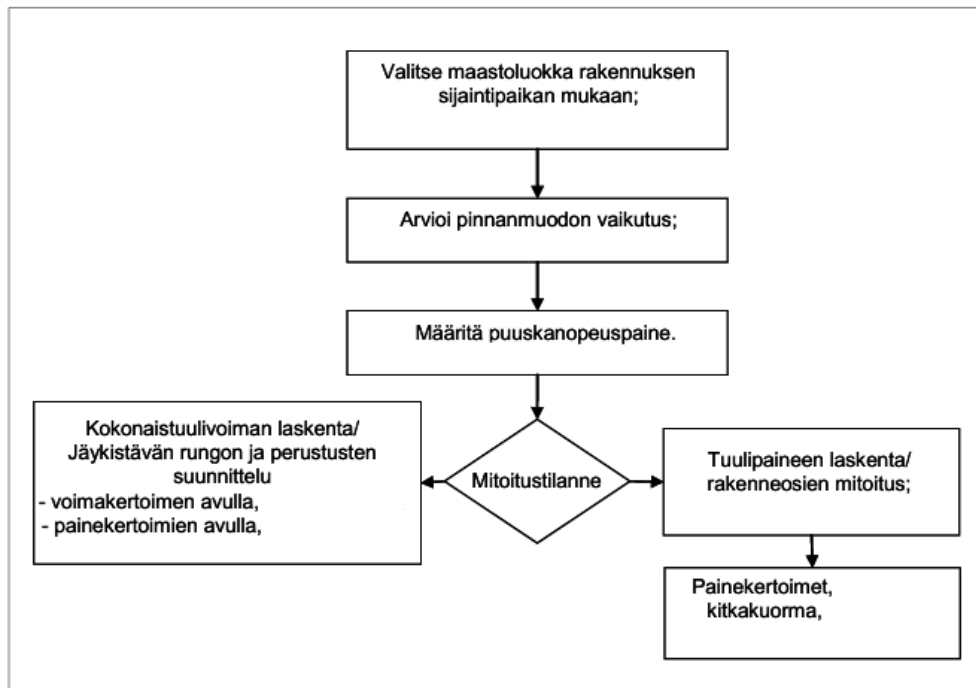
Tässä opinnäytetyössä esitetään tuulikuorman laskentamenetelmät, jotka perustustuvat SFS-EN-1-4 eurokoodiin. Tässä luvussa esitetään tuulikuorman yleiset perusteet ja seuraavissa luvuissa kuvaillaan ne, jotka liittyvät seinä- ja pilarielementteihin.

Eurokoodin standardissa SFS-EN-1-4 annetaan rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden rakennesuunnittelua varten tuulikuormien määrittämisohjeita koko rakenteelle, rakenteen eri osille ja rakenteeseen kiinnitettävälle osille. Tuulikuorman laskentaa voidaan soveltaa rakennuksiin, jotka eivät ylitä 200 metrin korkeutta ja tuulikuorman määrittämisessä otetaan huomioon kaikki tarpeelliset tekijät, jotka muun muassa riippuvat rakennuksen sijainnista, meteorologisten tietojen saatavuudesta ja laadusta sekä maaston tyyppistä. (RIL 201-1-2017, s. 123; SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 18)

Tuulikuorma luokitellaan muuttuvaksi kuormaksi ja se esitetään paineiden ja voimien avulla, jotka vastaavat tuulenpuuskien suurinta vaikutusta. Tuulikuorman lasketut arvot ovat ominaisarvoja ja ne määritetään tuulennopeuden tai nopeuspaineen perusarvojen avulla, joiden keskimääräinen toistumisjakso on 50 vuotta eurokoodin standardin mukaisesti. Rakenteeseen vaikuttava tuulikuorma riippuu rakenteen kuormitetusta pinta-alasta, muodosta ja dynaamisista ominaisuuksista. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 30)

Tuulikuorma voidaan määritellä kahdella mitoitusmenetelmällä, jotka ovat kokonaistuulivoiman ja pintapaineiden menetelmä. Kuvassa 8 esitetään tuulikuormalaskennan kulku. (RIL 201-1-2017, s. 128)

Kuva 8. Kulkukaavio tuulivoiman laskentaa varten. (RIL 201-1-2017, s. 128)



Tuulikuorman määrittämisessä ensin lasketaan puuskanopeuspaine. Rakenneosaan vaikuttava tuulikuorma saadaan puuskanopeuspaineen ja soveltuvan voima- tai painekertoimen avulla. Puuskanopeuspaineen määrittämisen alussa lasketaan tuulennopeuden v_b -perusarvo, joka esitetään kaavassa 5. Suomen kansallisessa liitteessä on määritetty, että Suomessa tuulennopeuden modifioimaton perusarvo on $v_{b,0} = 21 \text{ m/s}$, joka pätee koko maassa meri- ja tunturialueet mukaan lukien. Tässä työssä ei esitetä todennäköisyyskertoimen kaavaa, koska tässä työssä laskelmien pohjana käytetään 50 vuoden toistumisjakson tuulennopeutta, jolloin kertoimen arvo on aina 1. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 32; Ympäristöministeriö, 2019, s. 12)

Kaava 5. Tuulennopeuden perusarvo. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 32)

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} * c_{prob}$$

jossa:

- c_{dir} on suuntakerroin, joka suositusarvo on 1
- c_{season} on vuodenaikakerroin, joka suositusarvo on 1

- $v_{b,0}$ on tuulennopeuden modifioimaton perusarvo
- c_{prob} on todennäköisyyskerroin.

Seuraavaksi selvitetään tuulen nopeuden modifioitu $v_m(z)$ -arvo z -korkeudella maaston yläpuolella, joka riippuu maaston rosoisuudesta, pinnanmuodostuksesta ja tuulennopeuden perusarvosta, ja se esitetään kaavalla 6. z -korkeudella tarkoitetaan tarkasteltavan rakenteen korkeutta maanpinnan yläpuolella. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34)

Kaava 6. Tulennopeuden modifioitu arvo. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34)

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

jossa:

- $c_r(z)$ on rosoisuuskertoimen (kaava 7)
- $c_o(z)$ on pinnanmuotokerroin, joka suositusarvo on 1
- v_b on tuulennopeuden perusarvo (kaava 5).

Rosoisuuskertoimen $c_r(z)$ laskennassa huomioidaan rakenteen sijainnista riippuva tuulennopeuden modifioidun perusarvon vaihtelu. Perusarvon muuttuvuus riippuu z -korkeudesta ja rakenteen tuulenpuolella tuulen suunnassa olevan maaston pinnan rosoisuudesta. Rosoisuus kerroin lasketaan kaavalla 7 z -korkeuden perustella. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34)

Kaava 7. Rosoisuuskertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34)

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ kun } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}, \quad c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ kun } z \leq z_{\min}$$

jossa:

- z_0 on taulukon 3 mukaan rosoisuusmitta
- k_r on maastokerroin, joka riippuu rosoisuusmitasta ja se esitellään kaavalla 8
- z_{\min} on taulukon 3 mukaan määritetty minimikorkeus
- z_{\max} on maksimikorkeus, jolle käytetään arvoa 200 m.

Kaava 8. Maastokertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 34)

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}, \text{ maastoluokassa 0, } k_r = 0,18$$

jossa:

- z_0 on taulukon 3 mukaan rosoisuusmitta
- $z_{0,II}$ on 0,05 m (maastoluokan II z_0 -arvo taulukon 3 mukaan, joka on vakio).

Taulukossa 3 esitettyjen maastoluokan tyyppien perusteella määritellään z_0 - ja z_{min} -arvot, joiden avulla saadaan määritelty rosoisuuskerroin. Erotetaan viisi erilaista maastoluokkaa 0, I, II, III ja IV. Suomen kansallisessa liitteessä annetaan maastoluokassa 0 maastokertoimen arvoksi 0,18. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 37; Ympäristöministeriö, 2019, s. 22)

Taulukko 3. Maastoluokat ja maastoparametrit. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 37)

Maastoluokka	z_0 m	z_{min} m
0 Avomeri tai merelle avoin rannikko	0,003	1
I Järvet tai tasanko, jolla on enintään vähäistä kasvillisuutta eikä tuuliesteitä	0,01	1
II Alue, jolla on matalaa heinää tai siihen verrattavaa kasvillisuutta ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus	0,05	2
III Alueet, joilla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä tuuliesteitä, joiden keskinäinen etäisyys on enintään 20 kertaa esteen korkeus (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä)	0,3	5
IV Alueet, joiden pinta-alasta vähintään 15 % on rakennusten peitossa ja niiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m	1,0	10
HUOM. Liitekohdassa A.1 on kuvia maastoluokista.		

Tuulennopeuden modifioidun perusarvon selvittämiseksi määritellään puuskanopeuspaine $q_p(z)$, joka lasketaan kaavalla 9. Tämän työn laskelmien kohteena ovat toteuttamisen aikaiset rakenteet, joten puuskanopeuspaineena käytetään standardin SFS-EN 1991-1-6 kansallisen liitteen kohdan 3 mukaisesti 75 % normaalisti laskettavan mitoitustilanteen puuskanopeuspaineesta. Tämä laskelma vastaa 5 vuoden toistumisjakson mukaista tuulennopeutta ja sitä voidaan käyttää, kun rakennustyö kestää alle kolme kuukautta. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 40; Ympäristöministeriö, 2019, s. 30)

Kaava 9. Puuskanopeuspaineen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 40)

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z) * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z))$$

jossa:

- $I_v(z)$ tuulenpuuskien intensiteetti korkeudella (z)
- ρ on ilman tiheys, joka suositusravona käytetään 1,25 kg/m³ (Ympäristöministeriö, 2019, s. 30)

Tuulenpuuskien intensiteetti $I_v(z)$ z -korkeudella määritellään turbulenssin keskihajontana jaettuna tuulennopeuden modifioidulla perusarvolla, joka lasketaan kaavalla 10. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 38)

Kaava 10. Tuulen puuskien intensiteetin määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 38)

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{kun } z_{min} \leq z \leq z_{max}, \quad I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{kun } z \leq z_{min}$$

jossa:

- k_l on pyörteisyyskerroin, joka suositusravona on 1
- $c_o(z)$ on pinnanmuotokerroin, joka suositusravona on 1
- z_0 on taulukon 3 mukaan rosoisuusmitta.

Kun puuskanopeuspaine on saatu laskettua, on määritettävä rakenteiden tuulikuorma. Kuvan 8 mukaan rakennukseen tai rakenneosiin kohdistuvat tuulikuormat voidaan laskea joko voimakertoimella tai pintapaineiden avulla. Tässä työssä tuulikuorma määritellään yksittäiselle seinä- ja pilariementille.

4.2.3 Tuulikuorman määrittely seinäelementille

Tuulikuorman laskemiseen seinäelementille on monta eri tapaa. Tässä opinnäytetyössä esitetään laskentamenetelmä, jossa käytetään aerodynaamista nettopaineekerrointa $c_{p.net}$.

Eurokoodi standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti nettopaineen kerroin määritellään erillisille seinämille. Tuulikuorman F_w määrittely yksittäiselle seinäelementille esitetään kaavalla 11. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 42, 46, 48, 104)

Kaava 11. Tuulikuorman määrittely yksittäisille seinille. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 46)

$$F_w = c_s c_d * w_e * A_{ref}$$

jossa:

- $c_s c_d$ on rakennekerroin, joka arvo on 1
- w_e on ulkopuolinen tuulenpaine
- A_{ref} on yksittäisen pinnan tuulenpaineen vaikutusala.

Tuulikuorman suuruuden selvittämiseen tarvitaan kaavassa 11 esitellyt tekijät.

Rakennekertoimen $c_s c_d$ -arvo on 1, koska yksittäisen seinäelementin korkeuden oletetaan olevan alle 15 metriä. Rakenteen ulkopintaan vaikuttava tuulen paine w_e lasketaan kaavasta 12. Erillisten seinämien nopeuspainekorkeutena käytetään arvoa $z_e = z$. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 42, 48, 104)

Kaava 12. Ulkopuoliseen tuulenpaine määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 42, 44)

$$w_e = q_p(z_e) * c_{p.net}$$

jossa:

- z_e on ulkopuolisen paineen nopeuspainekorkeus, joka on z
- $q_p(z_e)$ on puuskanopeuspaine (kaava 9)
- $c_{p.net}$ on nettopaineen kerroin.

Erillisten seinämien nettopaineen $c_{p.net}$ määritellään vyöhykekaavion perustella, joka esitetään kuvassa 9. Vyöhykkeitä vastaavat painekertoimet saadaan taulukosta 4, elementin korkeuden ja leveyden suhteen avulla. Väliarvot voidaan interpoloida. Eheyssuhteen

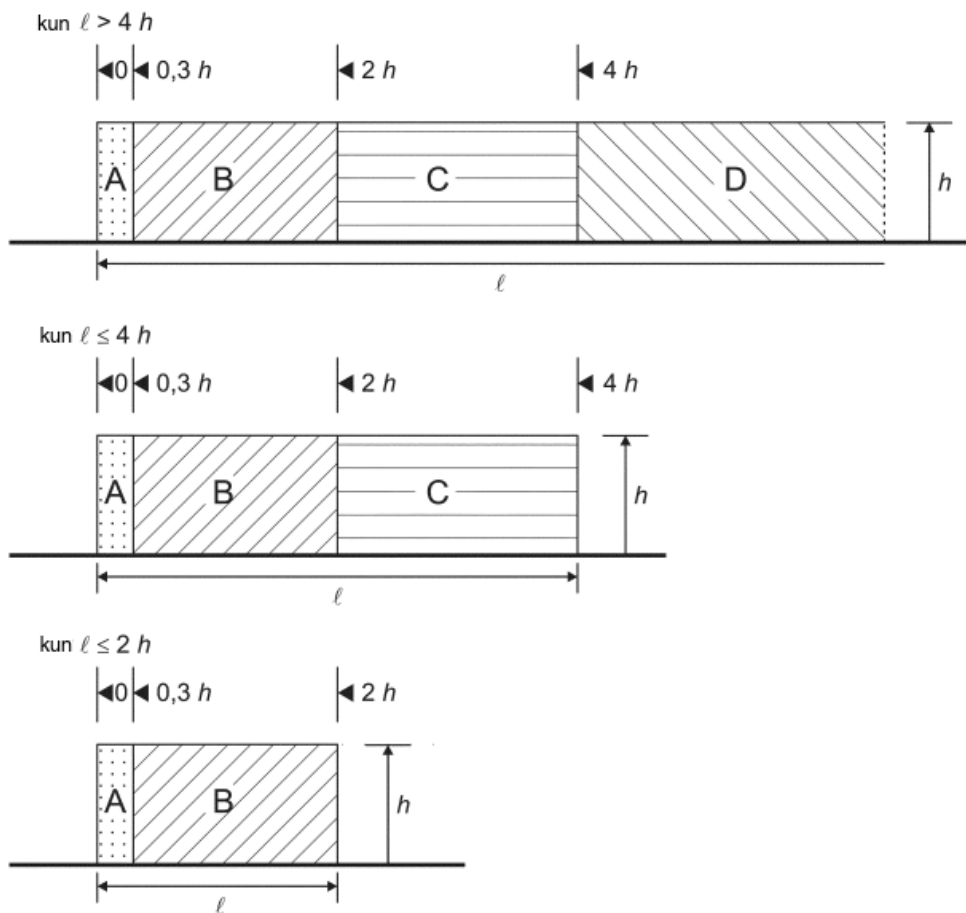
oletetaan olevan 1 ja lisäksi oletetaan, että elementeissä ei ole päatekäänteitä. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 104, 106)

Taulukko 4. Nettopaine kertoimen suositusarvot erillisille seinämille. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 104)

Eheyssuhde	Vyöhyke		A	B	C	D
$\varphi = 1$	ilman päatekäänteitä	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	varustettuna päatekäänteillä, joiden pituus $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

^a Päatekäänteiden pituuden ollessa välillä 0,0 ja h voidaan käyttää lineaarista interpolaatiota

Kuva 9. Erillisten seinämien vyöhykekaavio. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 106)



4.2.4 Tuulikuorman määrittely pilarielementille

Seuraavaksi perehdytään tuulikuorman määrittelyyn pilarielementeille. Tuulikuorman laskenta pilarielementille toteutetaan c_f -voimakertoimen avulla. Voimakertoimet määritellään poikkileikkaukseltaan suorakaiteen ja ympyrän muotoisille pilareille. Suorakaidepilarin voimakerroin lasketaan kaavalla 13. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 54, 112)

Kaava 13. Suorakaidepilarin voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 112)

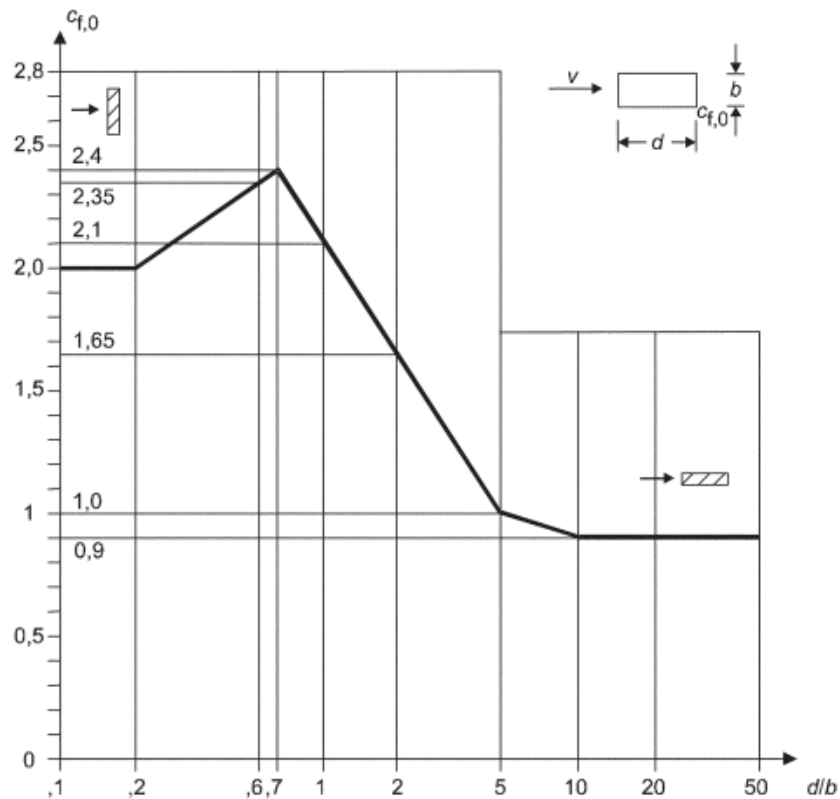
$$c_{f,s} = c_{f,0,s} * \psi_r * \psi_{\lambda,s}$$

jossa:

- $c_{f,0,s}$ on terävsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin
- ψ_r on pyöreäsärmäisen neliöpoikkileikkauksen pienennyskerroin
- $\psi_{\lambda,s}$ on suorakaidepilarin päätevaikutuskerroin.

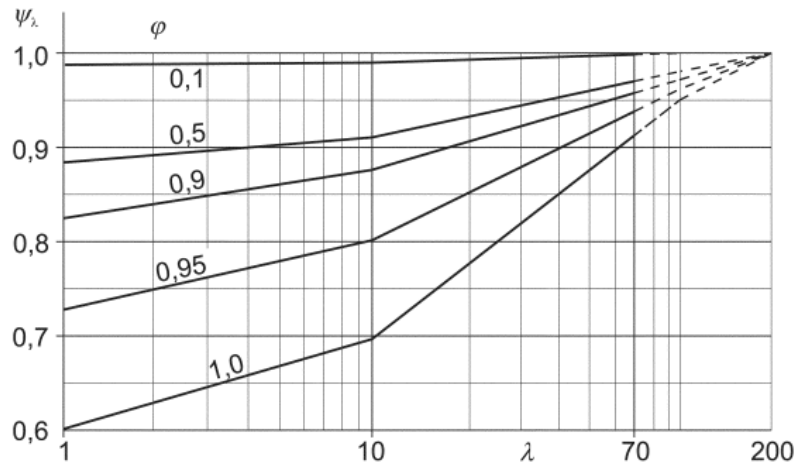
Terävsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin $c_{f,0}$, kun vapaan pään ohittava virtaus jätetään huomiotta, määritellään kuvassa 10 näkyvän käyrän perusteella.

Kuva 10. Teräväsärmäisen suorakaidepoikkileikkauksen voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 114)



Voimakerroin kerrotaan ψ_r -pienennys- ja $\psi_{\lambda,s}$ -päätevaikutuskertoimilla. Yleensä pilarien nurkissa on 15 mm:n viisteet, jolloin viisteen suhde pilarin poikkileikkauksen sivuun on pieni, joten pyöreäsärmäisen neliöpoikkileikkauksen pienennyskertoimen arvoksi oletetaan 1. Päätevaikutuskertoimen avulla otetaan huomioon pään ohi tapahtuvan virtauksen aiheuttama rakenteen vastuksen pienentyminen ja se määritellään kuvan 11 perusteella. Päätevaikutuskertoimen arvo lasketaan tehollisen hoikkuuden ja eheyssuhteen avulla, jossa väliarvot interpoloidaan. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 114)

Kuva 11. Päätevaikutuskertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 140)



Tehollinen hoikkuus λ selvitetään taulukon 5 perusteella, jossa oletetaan, että pilarin korkeus on alle 15 metriä. Eheyssuhteen arvon oletetaan olevan 1, koska pilarissa ei oleteta olevan suuria reikiä. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 112, 114, 138, 140)

Taulukko 5. Tehollisen hoikkuuden suoritusarvot. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 138)

No.	Rakenteen sijainti, tuuli kohtisuorassa kuvatasoa vastaan	Tehollinen hoikkuus λ
1		Monikulmio-, suorakaide- ja teräväsärmäisille profileille ja ristikkorakenteille: kun $l \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \cdot l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi
2 ²⁾		kun $l < 15$ m, $\lambda = 2 \cdot l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi Ympyräsyntereille: kun $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \cdot l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi kun $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on pienempi
3		Pituuden l väliarvoilla käytetään lineaarista interpolointia.
4		kun $l \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \cdot l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on suurempi kun $l < 15$ m, $\lambda = l/b$ tai $\lambda = 70$, sen mukaan, kumpi on suurempi Pituuden l väliarvoilla käytetään lineaarista interpolointia.

Pyöreän pilarin voimakerroin, joka esitetään kaavalla 14, lasketaan kertomalla sylinterin voimakerroin päätevaikutuskertoimella. Pyöreän pilarin päätevaikutuskertoin, joka perustuu taulukkoon 5 ja kuvaan 11 määritellään vastaavasti kuin on määritelty suorakaidepilarille.

Kaava 14. Pyöreän pilarin voimakerroin. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 112)

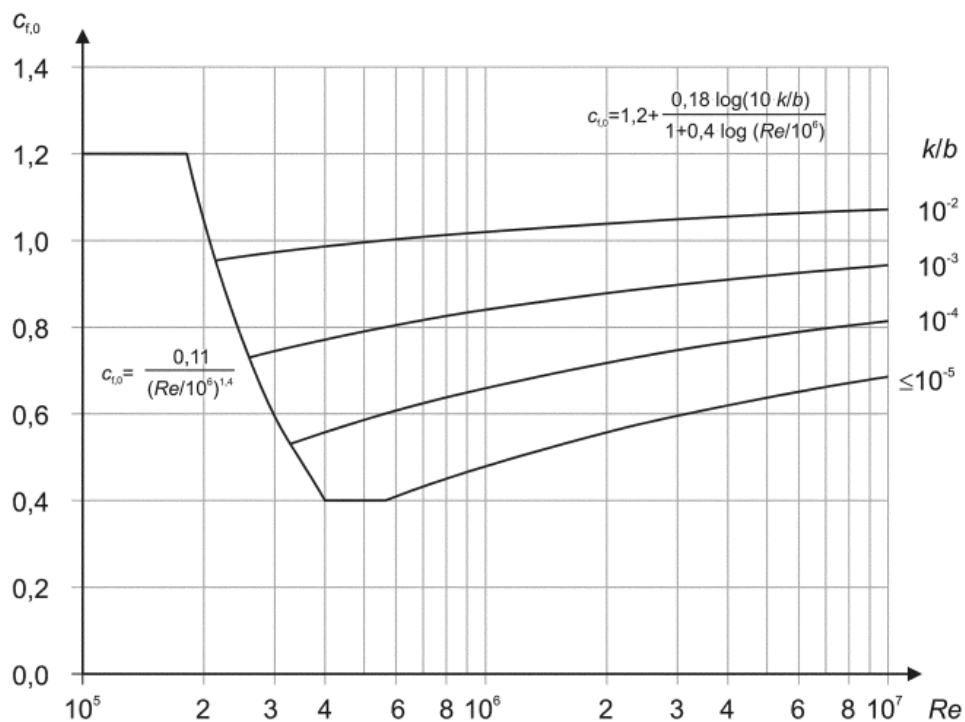
$$c_{f,p} = c_{f,0,p} * \psi_{\lambda,p}$$

jossa:

- $c_{f,0,p}$ on sylinterin voimakerroin
- $\psi_{\lambda,p}$ on pyöreän pilarin päätevaikutuskertoin.

Ympyräsylinterin voimakerroin $c_{f,0,p}$ lasketaan kuvassa 12 esitettyjen kaavojen mukaisesti. Voimakertoimen määrittely riippuu pinnan karheusmitan ja pilarin halkaisijan suhteesta (ekvivalentin karheus) sekä Reynoldsin luvusta, joka lasketaan kaavalla 15. Pinnan karheusmitta riippuu pinnan tyypistä, joka oletetaan sileäksi betoniksi, joten arvoksi saadaan 0,2. Väliarvot voidaan interpoloida.

Kuva 12. Ympyräsylinterin voimakertoimen määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 124)



jossa:

- k on pinnan karheusmitta
- b on pilarin halkaisija
- Re on Reynoldsin luku.

Kaava 15. Reynoldsin luvun määrittely. (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 120)

$$Re = \frac{b * v(z_e)}{\nu}$$

jossa:

- b on pilarin halkaisija
- ν on ilman kinemaattinen viskositeetti ($\nu=15*10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)
- $v(z_e)$ on tuulennopeuden huippuarvo korkeudella z_e .

Tuulennopeuden huippuarvo korkeudella z_e saadaan määriteltä kaavalla 16.

Kaava 16. Tuulennopeuden huippuarvo korkeudella z_e . (SFS-EN 1991-1-4/2002, s. 122)

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 * q_b}{\rho}}$$

jossa:

- q_b on nopeuspaineen ero, $q_b=0,5*\rho*v_b^2$
- ρ on ilman tiheys, joka suositusarvona käytetään $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Tuulikuorman määrittäminen voimakertoimen avulla esitetään kaavassa 17. Rakennekertoimen $c_s c_d$ -arvo on 1, koska kuten seinäelementin kohdalla, pilarin korkeuden oletetaan olevan alle 15 metriä.

Kaava 17. Tuulikuorman määrittely yksittäiselle pilarille. (SFS-EN 1991-1-4/2002, ss. 44-45)

$$F_w = c_s c_d * c_f * A_{ref}$$

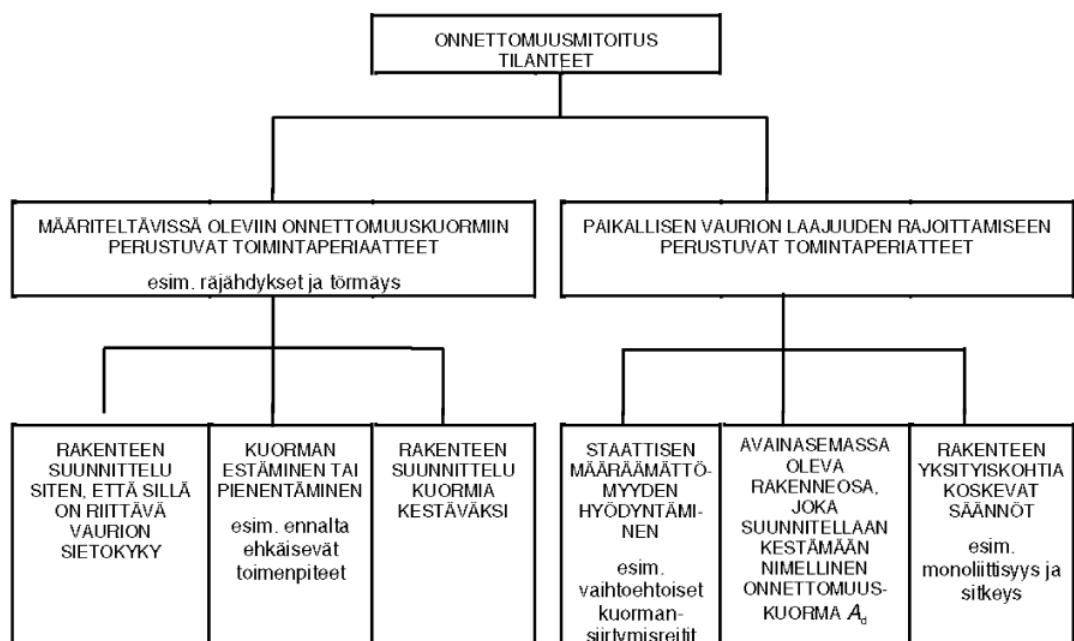
jossa:

- $c_s c_d$ on rakennekerroin, joka arvo on 1
- c_f on voimakertoimen arvo riippuen pilarin tyypeistä
- A_{ref} on yksittäisen pinnan tuulenpaineen vaikutusala.

4.2.5 Onnettomuuskuorma

Onnettomuuskuormia käsitellään eurokoodin osassa EN 1991-1-7. Standardi antaa toimintaperiaatteisiin ja sääntöihin liittyviä ohjeita, joiden avulla rakennuksia sekä muita rakennuskohteita suojataan määriteltävissä olevilta ja määrittelemättömästä syystä aiheutuvilta onnettomuuskuormilta. Eurokoodin ohjeistus käsittelee toimintaperiaatteet, jotka perustuvat määriteltävissä oleviin onnettomuuskuormiin ja paikallisen vaurion rajoittamiseen. Kuvassa 13 on esitetty toimintaperiaatteet onnettomuustilanteessa. (SFS-EN 1991-1-7/2014, ss. 14, 24)

Kuva 13. Onnettomuustilanteiden käsittelyn toimintaperiaatteet. (SFS-EN 1991-1-7/2014, s. 24)



Onnettomuustilanteen mitoituksen perusteena on minimoida syntyvä vahinko, joka johtuu muun muassa törmäyskuormista tai sisäpuolisesta räjähdyksestä sekä rajata mahdollisesti tapahtuvan sortuman laajuutta. Tarvittaessa toteuttamisen aikaisille rakenteille otetaan huomioon onnettomuuskuormat, jotka voivat aiheuttaa kantavien rakennusosien sortumista. Toteuttamisen aikaiselle rakenteille kohdistuvia onnettomuuskuormia ovat muun muassa työmaa-ajoneuvojen, nostureiden, rakennustaiteiden tai siirrettävien materiaalien aiheuttamat iskut. Elementin asennustilanteessa ei ole kyse koko rakennuksen stabiiliudesta, joten yhteen elementtiin kohdistuva onnettomuuskuorma ei yleensä aiheuta laajempaa vauriota rakennukselle. Tämän vuoksi onnettomuustilannetta ei yksittäisen elementin kohdalla tarkastella. (SFS-EN 1991-1-6/2005, s. 42; SFS-EN 1991-1-7/2014, ss. 14, 24, 26)

4.3 Tuennassa käytettävien tuotteiden kapasiteetit

Tässä osassa käsitellään elementtien tuennassa käytettävien tuotteiden kapasiteetteja, valittujen valmistajien osalta. Käsiteltävien tuotteiden valinta perustuu opinnätetyön toimeksiantajan ehdotukseen. Mitoitusta varten tarvitaan kolme eri tuoteryhmää, jotka ovat seinäelementissä olevat valuankkurit, elementtituet ja tuennan kiinnitykset kerrostason ontelolaatastoon tai paikallavalulaattaan.

4.3.1 Valuankkurit

Valuankkurit ovat betonivaluun asennettavia sisäkierteisiä kiinnitysosia, joita betonin kovettumisen jälkeen voidaan kuormittaa asentamalla eri osat sen sisäkierteiseen osaan. Kiinnitysosat voidaan asentaa joko suoraan valumuottiin ennen betonointia tai upottamalla ne betonivalun yläpintaan betonointiprosessin aikana. Valuankkureita käytetään mm. elementtien asennustukien tai kaiteiden kiinnitystä varten. Tyypillinen valuankkuri, jota käytetään elementtien asennuksessa, esitetään kuvassa 14. Suomessa on monta eri valuankkureiden valmistajaa. Tässä työssä käsiteltävien tuotteiden valmistajat ovat R-Steel, Salon Tukituote, Terwa ja Lankarekenne. (Salon Tukituote, 2010, s. 1; Semtu, n.d.)

Kuva 14. Valuankkuri. (Terwa, 2019, s. 23)



Tuotteiden kapasiteetit perustuvat valmistajien suorittamiin veto- ja leikkauskokeisiin. Kaikilla tuotteilla on Betoniyhdistyksen BY-käyttöselosteen sertifikaatti, jossa ilmoitetaan tuotteiden kapasiteetit. Kaikkien tuotteiden veto- ja leikkauskapasiteetit esitellään liitteessä 1 ja niiden kestävyys on mitoitettu betonin C20/25 lujuudelle.

4.3.2 Elementtituet

Pystyelementtituella varmistetaan asennusaikaisten betonielementtien stabiilius. Työnaikainen tuenta asennetaan 45 asteen kulmaan kiinnittämällä sen yläpää betonielementtien valuankkuriin ja alapää kerrostason ontelolaatastoon tai paikallavalulaattaan. Valuankkurin ja elementtitiuennan avulla säädetään elementtien pystysuoruutta. Suomessa eniten käytettyjä elementtitukien valmistajia ovat Peri, Ischebeck ja Rennepont. Tässä työssä käsitellään Ischebeckin Titan RS-, RSK- ja BKS-tuotetyypit, joiden veto- ja puristuskapasiteettien mitoitusarvot esitellään taulukossa 6. Mitoitusarvot riippuvat tuen pituudesta ja väliarvot interpoloidaan. (Finnmap Consulting, 2010; Ramirent, n.d., s. 14)

Taulukko 6. Titan-elementtituennan kapasiteetit. (Ramirent, n.d., s. 14)

TITAN	tuote-nr.	Paino (kg)	Pituus (m)	Ulkoput- ken halk. (mm)	Sallittu kuormitus, 45°	
					Puristus (kN)	Veto (kN)
Titan RS 2	37 209	13,0	1,70-2,90	57	37-18	15
Titan RS 3	37 210	16,0	2,10-3,60	57	24-8	15
Titan RS 3, sinkitty	37 211	16,0	2,10-3,60	57	24-8	15
Titan RSK 1	37 213	7,8	0,90-1,50	70	40	40
Titan RSK 3	37 215	16,0	1,80-3,20	70	40-20,6	40
Titan RSK 4	37 216	24,0	2,60-4,00	70	40-14,6	40
Titan RSK 6	37 217	40,0	4,60-6,00	83	24,6-12,5	40
Titan RSK 8	37 218	84,0	6,20-7,60	108	38-21,2	40
Titan BKS säätöosa	37 228	36,0	1,15-1,85	159		
Titan BKS väliosa 370cm	37 229	72,0	3,70	159		
BKS 6 (2 x Säätöosa + 2 x Väliosa 3,70 m)		185,0	9,70-11,10		48,7-31,7-19,0	

4.3.3 Elementtituennan kiinnitykset

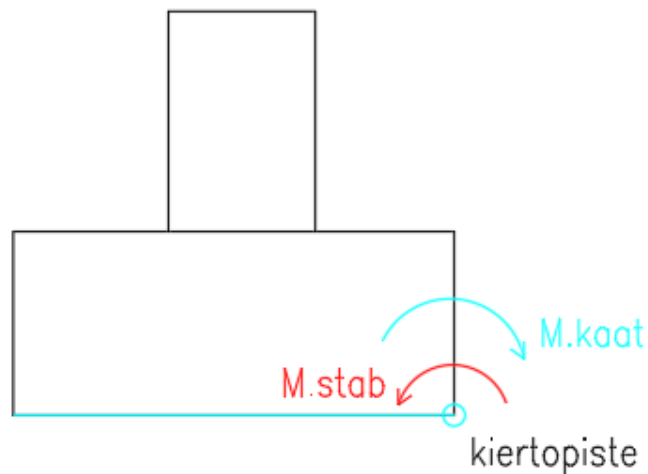
Elementtituen alapään kiinnityksen toteutus tehdään sen mukaan, miten laatasto on toteutettu ja se voi olla joko ontelolaatasto tai paikallavalulaatta. Suomessa käytetään monia eri tuotteita tuennan kiinnitykseen, mutta tässä työssä esitellään Hiltin tuotteita ja valinta perustuu opinnäytetyön toimeksiantajan ehdotukseen. Hiltin tuotteita, joita käsitellään tässä opinnäytetyössä ovat Hilti HST-3-laajennusankkuri, Hilti HKD-lyöntiankkuri ja Hilti HUS3-H-ruuviankkuri. HST-3 ja HUS-H-tyyppejä käytetään tuennan kiinnitykseen paikallavalulaattaan. Paikallavalulaattaan tarkoitettujen ankkurien mitoitusarvot lasketaan halkeilleelle betonille, jolla savutetaan vähintään 20 N/mm² lujuus. Elementtien asennusaikaisten tukien alapäiden kiinnittämiseen ontelolaatastoon suositellaan lyöntiankkuria, jonka asennus toteutetaan poraamalla reikä laatan yläpintaan uuman kohdalle. Ankkurin kiinnittämisessä huomioidaan punosten sijainti, ettei niitä vahingoiteta porauksen aikana. Kaikkien tuotteiden veto- ja leikkauskapasiteetit esitellään liitteessä 2. (Parma, 2015, s. 26)

4.4 Kaatumisvarmuus

Tässä opinnäytetyön luvussa esitetään kalliovaraisen pilarianturan kaatumisvarmuuden mitoitusarkastelu. Pilarianturan geotekninen kaatumisvarmuus määritellään standardin SFS-EN 1997, kansallisen liitteen ja Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI7

-ohjeen mukaisesti. Pilarianturan kaatumistarkastelu toteutetaan EQU-murtorajatilassa, jossa tarkistetaan rakenteen staattinen tasapaino. Rakenteen kaatumisvarmuus tarkistetaan vertailemalla kaatavien kuormien aiheuttamaa momenttia stabiloivaan momenttiin anturan reunan kaatumiskiertopisteen suhteen, joka esitetään kuvassa 15. (Liikennevirasto, 2017b, ss. 45-46; SFS-EN 1991-1-7/2014, s. 30)

Kuva 15. Kaatumisvarmuuden määrittäminen kalliolle perustettaessa.



Tässä työssä pilarin oletetaan sijaitsevan anturan keskellä, joten rakenteen epäkeskisyyttä ei oteta huomioon laskennassa. Kaatumisvarmuus tarkastellaan mitoitus ehdolla, joka esitetään kaavalla 18. (Liikennevirasto, 2017b, s. 46)

Kaava 18. Kaatumisvarmuuden mitoitus ehto.

$$\frac{M_{stab}}{M_{kaat}} \geq 1$$

jossa:

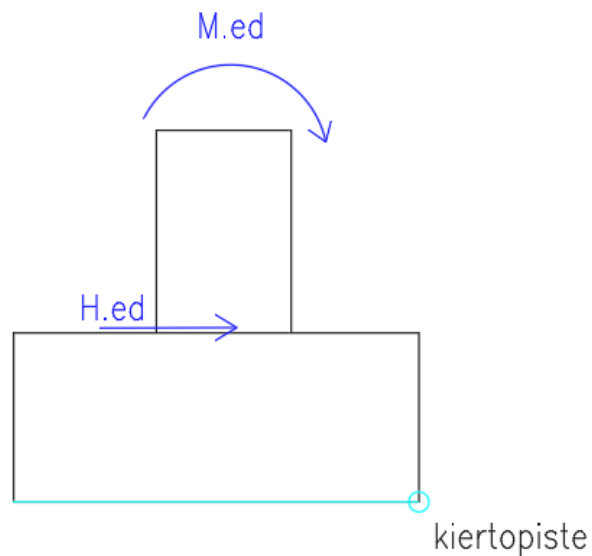
- M_{kaat} on kaatavien momenttien mitoitusarvo
- M_{stab} on tukevien momenttien mitoitusarvo.

4.4.1 Kaatavien momenttien mitoitusarvo

Kaatavien momenttien määrittelyssä otetaan huomioon epäedullisten kuormien vaikutukset ja ne kerrotaan soveltuvilla osavarmuuskertoimilla. Ulkoiset momentit ja kuormat, jotka vaikuttavat kaatavien momenttien mitoitusarvon määrittelyyn esitetään kuvassa 16.

(Liikennevirasto, 2017b, s. 46; RIL 201-1-2017, s. 40)

Kuva 16. Kaatavan momentin määrittely.



Kuvan 16 perusteella määritellään kaatavat momentit, jotka saadaan laskettua kaavalla 19.

Kaikki mitoitusarvot lasketaan EQU-kuormitusyhdistelmän mukaisesti. Pilarin taivutusmomentti sekä pilarin leikkausvoimasta aiheutuva taivutusmomentti kerrotaan epäedullisella osavarmuuskertoimella.

Kaava 19. Kaatavien momenttien mitoitusarvon määrittely.

$$M_{kaat} = M_{Ed} + M_{H.Ed}$$

jossa:

- M_{Ed} on pilarin taivutusmomentti
- $M_{H.Ed}$ on pilarin leikkausvoimasta aiheutuva taivutusmomentti.

Pilarin taivutusmomentti M_{Ed} lasketaan kaavalla 20.

Kaava 20. Pilarin taivutusmomentin määrittely.

$$M_{Ed} = 1.5 * K_{FI} * \frac{w_e * b_{pilari} * (h_{pilari})^2}{2}$$

jossa:

- w_e on ulkopuolinen tuulenpaine
- h_{pilari} on pilarin korkeus
- b_{pilari} on pilarin poikkileikkauksen sivu, johon vaikuttaa tuulikuorma.

Pilarin leikkausvoimasta aiheutuva kaatava momentti lasketaan kertomalla pilarin juuressa leikkausvoiman anturan korkeudella ja se esitetään kaavalla 21.

Kaava 21. Pilarin leikkausvoimasta aiheutuvan taivutusmomentin määrittely.

$$M_{H.Ed} = 1.5 * K_{FI} * w_e * b_{pilari} * h_{pilari} * h_{antura}$$

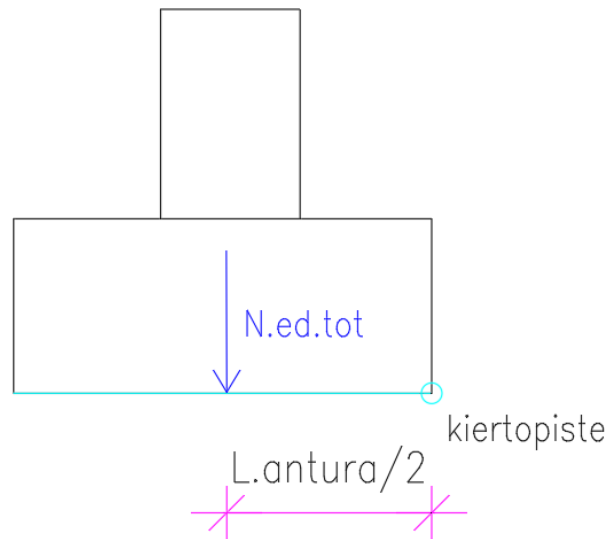
jossa:

- w_e on ulkopuolinen tuulenpaine
- h_{pilari} on pilarin korkeus
- h_{antura} on anturan korkeus
- b_{pilari} on pilarin poikkileikkauksen sivu, johon vaikuttaa tuulikuorma.

4.4.2 Stabiloivan momentin mitoitusarvo

Anturan stabiloiva momentti koostuu anturan ja pilarin omasta painosta aiheutuvista kuormista. Rakenteiden oman painon määrittely on selitetty luvussa 4.2.1. Pysyvien pystykuormien ominaisarvot lasketaan 5.2.4 luvussa. Normaalivoimista aiheutuva stabiloiva momentti lasketaan kaavalla 22. Stabiloivan voiman momentin vaikutus esitetään kuvassa 17.

Kuva 17. Stabiloivan voiman määrittely.



Kaava 22. Pilarin normaalivoimista aiheuttava taivutusmomentin määrittely.

$$M_{N.Ed.tot} = 0.9 * (N_{Ek.antura} + N_{Ek.pilari}) * \frac{L_{antura}}{2}$$

jossa:

- $N_{Ek.antura}$ on anturan oman painon ominaisarvo
- $N_{Ek.pilari}$ on pilarin oman painon ominaisarvo
- L_{antura} on anturan pituus.

4.4.3 Kallioankkurointi

Mikäli kaavassa 18 esitetty mitoitussehto ei täyty, varmistetaan rakenteen stabiilitetti käyttämällä kallioankkurointia. Tässä työssä kallionvaraisen perustuksen ankkurointi toteutetaan harjateräksellä injektoimalla valmiiksi kallioon porattuihin reikiin. Ankkuroinnilta vaadittava momenttikapasiteetti määritellään kaatavien momenttien ja normaalivoiman aiheuttaman stabiloivan momentin avulla, joka esitetään kaavalla 23. Kun ankkurointi mitoitetaan tälle momentille, kaavassa 31 esitetty mitoitussehto täyttyy.

Kaava 23. Ankkuroinnilta vaadittava momenttikapasiteetin määrittely.

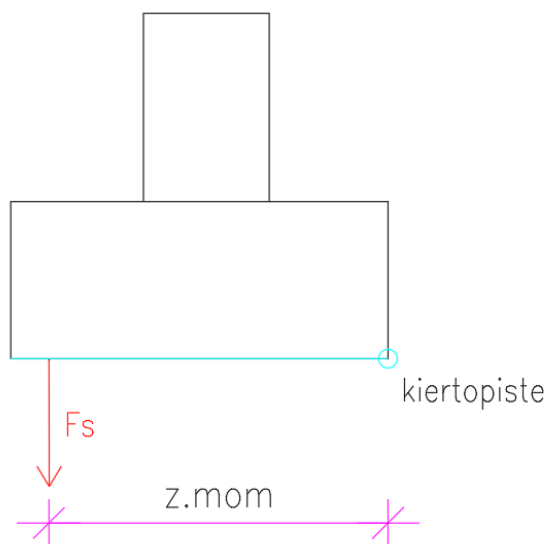
$$M_{ankk.vad} = M_{Ed} + M_{H.Ed} - M_{N.Ed.tot}$$

jossa:

- M_{Ed} on pilarin taivutusmomentti
- $M_{H.Ed}$ on pilarin leikkausvoimasta aiheuttava taivutusmomentti
- $M_{N.Ed.tot}$ on normaalivoimista aiheuttava taivutusmomentti.

Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitusarvo saadaan laskettua kertomalla ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti momenttivarrella. Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoituslaskenta esitetään kuvassa 18 ja lasketaan kaavalla 24. Momenttivarren z_{mom} -pituus on laskettavan anturan sivumitta vähennettynä ankkurin etäisyydellä anturan reunasta.

Kuva 18. Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitus.



Kaava 24. Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitusarvon määrittely.

$$M_{ankk} = F_s * z_{mom}$$

jossa:

- F_s on ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti
- z_{mom} on momenttivarsi.

Ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti lasketaan kaavalla 25.

Kaava 25. Ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti määrittely.

$$F_s = A_s * f_{yd}$$

jossa:

- A_s on ankkuriharjaterästen poikkileikkauksen pinta-ala
- f_{yd} on harjaterästen mitoituslujuus.

Ankkuriharjaterästen mitoituslujuus määritellään kaavalla 26.

Kaava 26. Ankkuriharjaterästen mitoituslujuuden määrittely. (Liikennevirasto, 2017a, s. 21)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

jossa:

- f_{yk} on ankkuriharjaterästen ominaislujuus
- γ_s on betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku, joka arvo on 1,15. (SFS-EN 1992-1-1/2005, s. 26)

Lisäksi tarkistetaan kallion upotetun ankkuriteräksen vaadittava pituus, joka lasketaan kaavan 27 mukaisesti.

Kaava 27. Kallion upotetun ankkuriteräksen vaadittavan pituuden määrittely.

$$l_{vaad} = \sqrt[3]{\left(\tan(60^\circ)^2 * \frac{3 * V}{\pi}\right)}$$

jossa:

- V on tarvittavan kalliomassan määrä.

Tarvittavan kalliomassan määrä lasketaan kaavalla 28.

Kaava 28. Tarvittavan kalliomassan määrittely.

$$V = \frac{F_c}{\gamma_{G.kallio}}$$

jossa:

- F_c on ulkoisesta momentista ($M_{\text{ankk.vad}}$) ankkuriin syntyvä voima
- $\gamma_{G.kallio}$ on kalliomassan tiheys, joka on 20 kN/m^3 .

Jotta voidaan määritellä tarvittavan kalliomassan määrä, täytyy laskea ulkoisesta momentista ankkuriin syntyvä voima, joka määritellään kaavalla 29.

Kaava 29. Ulkoisesta momentista ankkuriin syntyvän voiman määrittely.

$$F_c = \frac{M_{\text{ankk.vad}}}{z_{\text{mom}}}$$

Lopussa tarkistetaan ulkoisesta momentista ($M_{\text{ankk.vad}}$) ankkuriin syntyvän voiman ja ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetin mitoitusehto, joka esitetään kaavassa 30. Jos mitoitus ei täytä ehtoa siten, että ankkuriteräksen vetokapasiteetti ei riitä, tulee valita teräs, jolla on suurempi lujuus tai halkaisija.

Kaava 30. Ankkuriin syntyvän voiman ja ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetin mitoitusehto.

$$\frac{F_c}{F_s} \leq 1$$

Tällöin ankkuroinnin momenttikapasiteetti täyttää ehdon, joka esitetään kaavalla 31.

Kaava 31. Ankkuroinnin momenttikapasiteetin mitoitusehto.

$$\frac{M_{ankk.vad}}{M_{ankk}} \leq 1$$

jossa:

- $M_{ankk.vad}$ on ankkuroinnilta vaadittava momenttikapasiteetti
- M_{ankk} on ankkuroinnin momenttikapasiteetti.

5 Pystyelementtien työnaikaisen tuennan laskelmat

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on kehittää laskentapohjat pystyelementtien työaikaiseen tuentaan, perustuen luvussa 4 esitettäviin mitoitusperusteisiin. Laskentapohjassa käsitellään seinä- ja pilarielementtejä. Laskentapohjat toteutetaan Mathcad-ohjelmalla, jonka avulla laskentapohjasta tehdään mahdollisimman selkeä ja helppokäyttöinen. Käyttäjä pystyy syöttämään laskentapohjaan vapaasti haluamansa lähtöarvot sekä tarkistamaan laskennan kaikki vaiheet. Työn tuloksena ovat valuankkurien, elementtitukien sekä elementtituen alapään kiinnityksien tyypit ja määrät. Lisäksi pilarin laskelmassa käsitellään kallionvaraisen anturan kaatumisvarmuus.

5.1 Seinäelementti

Nykyään työn toimeksiantaja Sweco Rakennetekniikka Oy suunnittelee entistä enemmän korkeita rakennuksia, joiden korkeus on yli 100 metriä. Sen takia työssä tehtyihin esimerkkilaskelmiin valittiin korkea rakennus, joka sijaitsee meren lähellä. Näiden kahden tekijän yhdistely on merkittävä elementtituennan mitoitusarkistuksessa.

5.1.1 Lähtöarvot

Laskentapohjaan syötetään seuraavat lähtöarvot. Kyseiset arvot on valittu työn toimeksiantajan ehdotuksesta.

- korkeus maanpinnasta: $z = 130 \text{ m}$

- Rakennuksen mitat:
 - korkeus: $z_{\max} = 140 \text{ m}$
 - pituus: $d_{\text{rak}} = 30 \text{ m}$
 - leveys: $b_{\text{rak}} = 40 \text{ m}$
- Maastoluokan valinta: $m_I = 0$
- Seinän mitat:
 - korkeus: $h_{\text{seinä}} = 3200 \text{ mm}$
 - pituus: $b_{\text{seinä}} = 5000 \text{ mm}$
 - paksuus: $d_{\text{seinä}} = 250 \text{ mm}$
- Valuankkurin korkeus elementin alapinnasta: $l = 2500 \text{ mm}$
- Seinäelementin aukkojen pinta-ala: $A_{\text{aukko}} = 0 \text{ m}^2$
- Valuankkurin valmistaja: R-Steel
- Tuennan alapään kiinnityksen laatatyyppi: Ontelolaatta.

5.1.2 Tuulikuorman määrittäminen

Tuulikuorman laskelma toteutetaan 4.2.2 ja 4.2.3 lukujen sekä lähtötietojen perustella. Laskelmissa ei esitetä koko laskennan kulkua, vaan esitetään välilaskujen tulokset. Alussa lasketaan tuulen nopeuden modifioitu arvo, joka pohjautuu kaavaan 6:

$$v_m(z) = 1.922 * 1 * 21 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 40.36 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Seuraavaksi määritellään tuulen puuskien intensiteetti, joka lasketaan kaavan 10 perusteella. Arvon määrittelyssä valitaan ensimmäinen mitoitusehto koska ehto $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ täyttyy ja arvo on:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 * 10.667} = 0.094$$

Edellä laskettujen arvojen avulla määritellään puuskanopeuspaine, joka lasketaan kaavalla 9. Tuulikuorma määritellään toteuttamisen aikaiselle rakenteelle, joten puuskanopeuspaineena käytetään 75 % normaalisti laskettavan mitoitusilanteen puuskanopeuspaineesta.

$$q_p(z) = 0.75 * (1 + 7 * 0.094 * 1.25 \frac{kg}{m^3} * \left(40.36 \frac{m}{s}\right)^2) = 1.264 \frac{kN}{m^2}$$

Tuulikuorman määrittelyn lopussa lasketaan ulkopuolisen tuulenpaineen kokonaisvaikutus rakenteeseen, joka esiteltiin kaavalla 12 ja sen lopullinen arvo on:

$$w_e = 1.264 \frac{kN}{m^2} * 1.573 = 1.99 \frac{kN}{m^2}$$

5.1.3 Kuormitusyhdistelmä

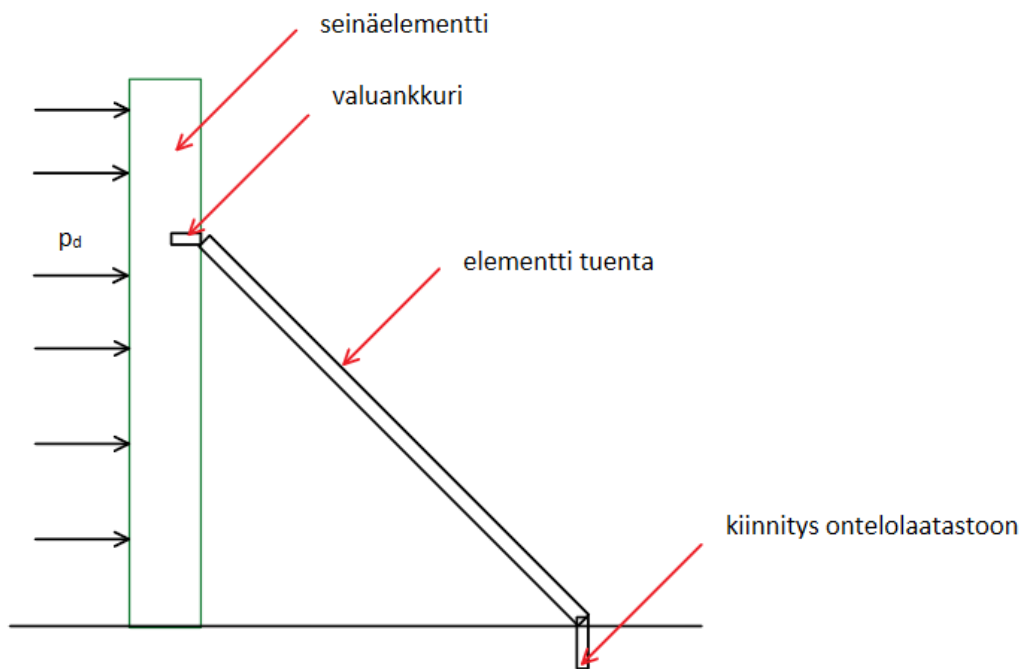
Seinäelementin kohdalla ainoa ulkoinen kuorma, joka vaikuttaa rakenteeseen, on tuulikuorma. Tässä tapauksessa valitaan murtorajatilän kuormitusyhdistely, jolla tarkistetaan rakenneosien kestävyys. Kuormitusyhdistelmässä käytetyn kuormakertoimen K_{FI} -arvon oletetaan olevan 1. Vaikuttavan kuorman arvon murtorajatilassa esitetään metriä kohti (N/m). Kuormayhdistelmä kerrotaan seinän pituudella ja lasketaan kaavan 2 perusteella.

$$p_d = 1.5 * 1 * 1.9 \frac{kN}{m^2} * 7m = 14.9 \frac{kN}{m}$$

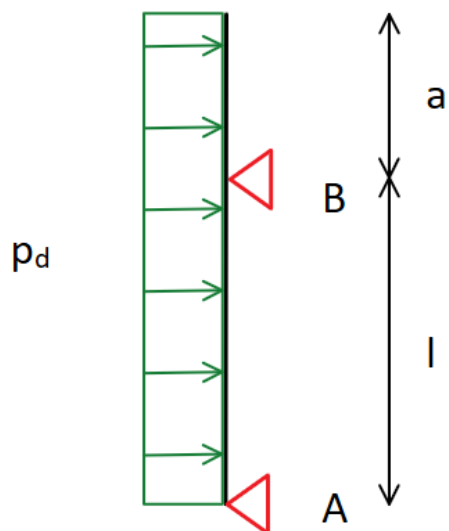
5.1.4 Tuulikuorman jakautuminen elementin tukipisteille

Tässä osassa määritellään tuulikuormien jakautuminen seinäelementin tukipisteille. Kuvassa 19 esitellään seinäelementin poikkileikkaus elementin korkeussuunnassa, jossa elementti tukeutuu I-korkeudella valuankkuriin ja alareunasta ontelolaatastoon. Kuvassa 20 esitellään vapaakappalekuvio, jossa on näytetty systeemin tuennat sekä kuormat. Systeemin tuet A ja B ovat nivelellisiä. Vapaakappalekuvioista saadaan laskettua tukireaktioiden A ja B suuruudet. Tukireaktioiden arvoja käytetään sekä kitkavoiman mitoitus tarkastelua varten että valittujen valmistajien tuotteiden mitoituskapasiteettien tarkastelua varten.

Kuva 19. Seinäelementin poikkileikkaus.



Kuva 20. Systeemin vapaakappalekuvio.



Tukireaktion A-arvo saadaan laskettua kaavalla 32 ja tukireaktion B-arvo kaavalla 33.

Kaava 32. Tukireaktion A määrittely. (American Wood Council, 2007, s. 12)

$$F_A = \frac{p_d}{2 * l} * (l^2 - a^2) = 17.18 kN$$

Kaava 33. Tukireaktion B määrittely. (American Wood Council, 2007, s. 12)

$$F_B = \frac{p_d}{2 * l} * (l + a)^2 = 30.54 kN$$

5.1.5 Kitkavoiman mitoitustarkastelu seinäelementin alapäässä

Kitkavoiman mitoitustarkastelussa verrataan kitkavoiman ja tukireaktion A suuruutta. Jotta tarkastelun mitoitusehto täyttyy, kitkavoiman on oltava yhtä suuri tai suurempi kuin tuulikuorman aiheuttama vaakatukireaktio. Kitkavoima lasketaan kertomalla elementin paino kitkakertoimella, joka esitetään kaavalla 34. Elementin paino määritellään kertomalla rakenteen nimellimitat rakenteen tilavuuspainon ominaisarvolla. Tilavuuspainona käytetään betonin keskimääräistä tiheyttä, jonka suuruus on 25 kN/m³. Kitkakertoimen valinta perustuu betonielementin ja asennuspalojen liitospintaan, joten arvo on 0,4. (SFS-EN 1991-1-1/2002, s. 46; Ympäristöministeriö, 2004, s. 39)

Kaava 34. Kitkavoiman määrittely. (Outinen, 2018, s. 221)

$$F_{\mu} = b_{seinä} * d_{seinä} * h_{seinä} * \rho_c * \mu = 40 kN$$

jossa:

- μ on kitkakerroin, joka arvo on 0,4
- ρ_c on betonin keskimääräinen tiheys, joka arvo on 25 kN/m³.

Mitoitustarkastelussa oletetaan, että elementti asennetaan ainakin kahdelle asennuspalalle, joten tuulikuorman aiheuttama vaakatukireaktio jakautuu molemmille asennuspaloille. Kitkavoiman mitoitustarkastelu esitellään kaavassa 35.

Kaava 35. Kitkavoiman mitoitustarkastelu.

$$UR_k = 2 * F_{\mu} \geq F_A, \quad UR_k = \frac{F_A}{2 * F_{\mu}} = 21.5\%$$

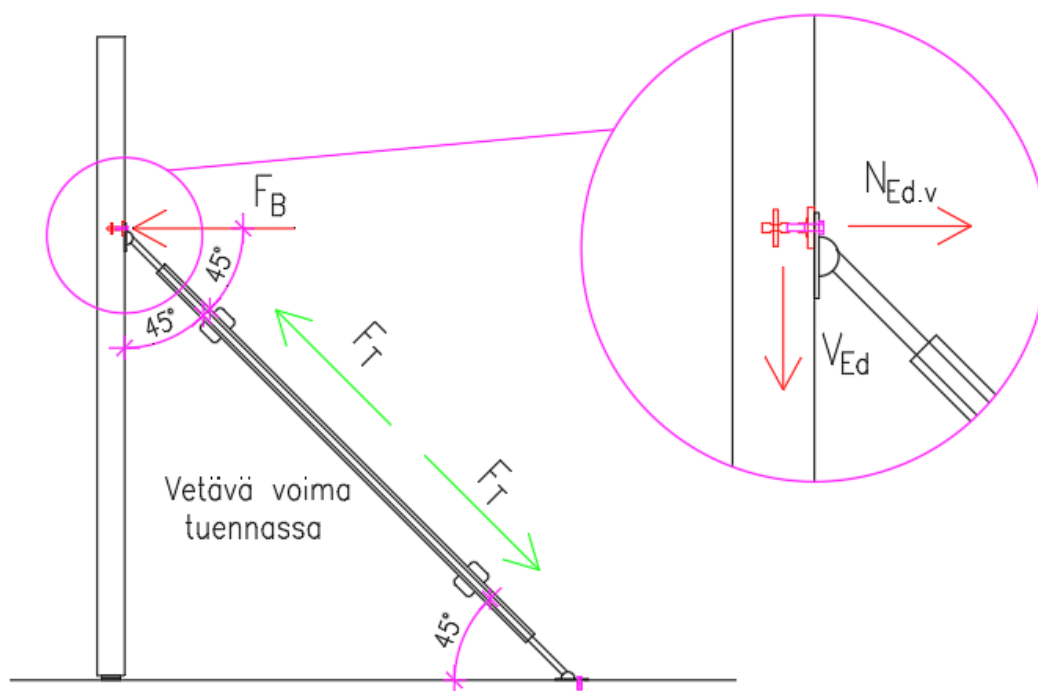
5.1.6 Voimien määrittäminen elementtituennalle ja valuankkurille

Työnaikainen elementtituenta asennetaan 45 asteen kulmassa. Koska tuuli voi vaikuttaa elementtiin kummalta puolelta tahansa, ovat suurimmat elementissä esiintyvät veto- ja puristusvoimat yhtä suuret. Vetävä voima esitellään kuvassa 21 ja sen suuruus lasketaan kaavalla 36.

Kaava 36. Tuennalle vaikuttavan vetovoiman määrittely.

$$F_T = \frac{F_B}{\cos 45^\circ} = 43.2 \text{ kN}$$

Kuva 21. Vetävän voiman vaikutus tuennassa.

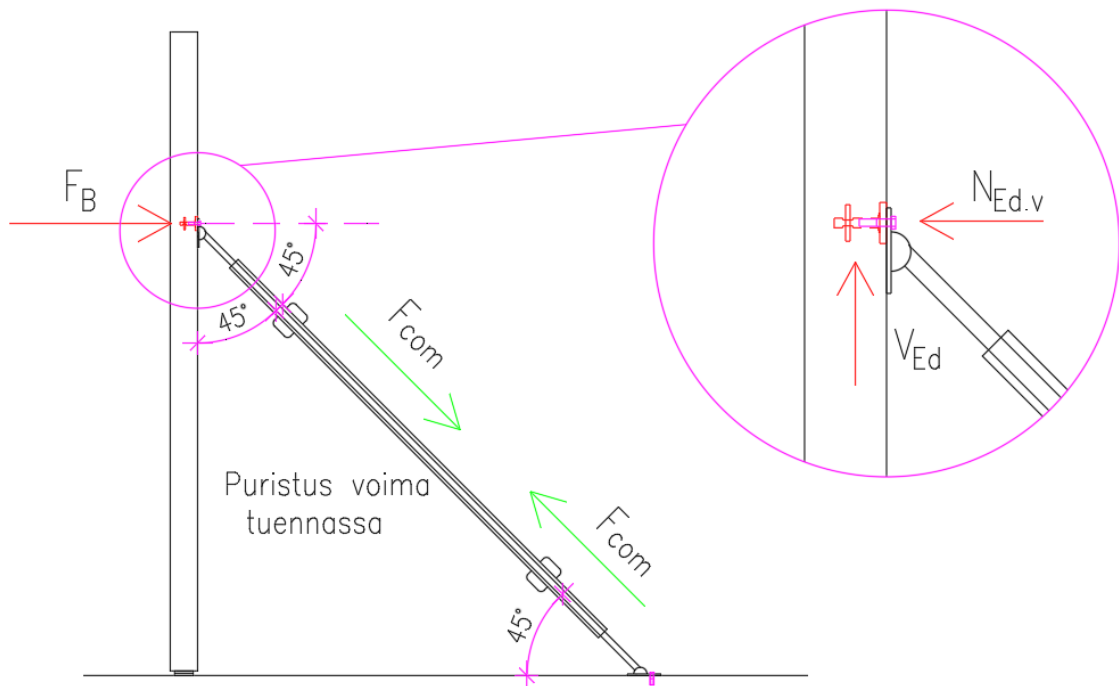


Puristusvoima esitellään kuvassa 22 ja sen suuruus lasketaan kaavalla 37:

Kaava 37. Tuennalle vaikuttavan puristusvoiman määrittely.

$$F_{Com} = \frac{F_B}{\cos 45^\circ} = 43.2 \text{ kN}$$

Kuva 22. Puristusvoiman vaikutus tuennassa.



Vetovoiman F_T avulla voidaan määritellä valuankkurille vaikuttavien voimien mitoitusarvot. Vetovoiman vaakavektori, eli vetovoiman mitoitusarvo $N_{Ed,v}$ on yhtä suuri kuin tuulikuorman F_B -arvo. Pystyvektorin, eli leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on yhtä suuri kuin $N_{Ed,v}$, koska elementtituenta asennetaan 45 asteen kulmassa. Veto- ja leikkausvoiman arvon suurus on 30,54kN.

5.1.7 R-Steel valuankkurin mitoitusarkastelu.

Tässä luvussa tarkastellaan ja määritellään valuankkurin tyypit ja tarvittavat määrät. Elementtivaluankkurin valmistajaksi on valittu R-Steel-tuote, joten laskennat suoritetaan sen mukaisesti. Elementissä käytetään 2–4 valuankkuria riippuen vaikuttavista mitoitusvoimista. Laskentapohjassa esitellään kolme eri ohjelmoitua silmukkalaskentaa riippuen tarvittavasta ankkureiden määrästä. Silmukassa verrataan jokaisen valuankkurityypin kapasiteettien mitoitusarvoja vaikuttavien veto- ja leikkausmitoitustarvoihin. Mitoitusehdot esitellään kaavassa 38, johon valuankkurien kapasiteetit haetaan liitteessä 1 olevasta taulukosta.

Kaava 38. Valuankkurin kapasiteettien mitoitusarkastelu.

$$\frac{N_{Ed.v}}{N_{Rd}} \leq 1 \quad ja \quad \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

jossa:

- $N_{Ed.v}$ on vetovoiman mitoitusarvo
- V_{Ed} on leikkausvoiman mitoitusarvo
- N_{Rd} on vetokapasiteetin mitoitusarvo
- V_{Rd} on leikkauskapasiteetin mitoitusarvo.

Seuraavaksi tarkistetaan valuankkureiden kestävyys samaan aikaan vaikuttavalle vetovoimalle ja leikkausvoimalle, joka esitellään kaavassa 39. Kun sekä kaavan 38 että kaavan 39 mitoitus ehdot täyttyvät, tarkistettava valuankkurin tyyppi on sallittu.

Kaava 39. Valuankkureiden kestävyden tarkistus yhdistetylle vetovoimalle ja leikkausvoimalle. (R-Steel, 2020, s. 8)

$$\left(\frac{N_{Ed.v}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Laskentapohjan tulokset esitellään ryhmittäin riippuen tarvittavasta valuankkurien määrästä. Jos tietyn ryhmän kohdalla ei löydy sopivaa valuankkurien tyyppiä, sitten ilmoitetaan suunnittelijalle tulostuskohdalla, että tuotteen kapasiteetti ei riitä, joten valuankkurien kappalemäärää pitää lisätä. Laskentapohjasta saadut tulokset esitellään tarvittavan valuankkurien määrän mukaisesti ja ne ovat:

- valuankkurien tyypit, joilla tarvitaan ainakin 2 valuankkuria ovat M24x120, M24x15
- valuankkurien tyypit, joilla tarvitaan ainakin 3 valuankkuria ovat M16x90, M20x100, M24x120, M24x150
- valuankkurien tyypit, joilla tarvitaan ainakin 4 valuankkuria ovat M12x70, M16x70, M16x90, M20x100, M24x120, M24x150.

5.1.8 Elementtituennan mitoitusarkastelu.

Laskentapohjan alussa määritellään tuen pituus, joka selvitetään Pythagoraan lauseesta. Tuen pituus lasketaan kaavalla 40.

Kaava 40. Elementtituen pituuden määrittely.

$$l_{tuki} = \sqrt{\frac{l^2}{2}} = 1768mm$$

Taulukossa 6 esitetään elementtitukien tyyppien mahdolliset minimi- ja maksimipituudet sekä niiden vastaavat puristuskestävyyden mitoitusarvot. Elementtituen pituuden avulla saadaan puristuskestävyyden väliarvo, joka interpoloidaan. Saatujen arvojen avulla elementtituennan mitoitusarkastelu suoritetaan myös käyttämällä kolmea ohjelmoitua silmukkalaskentaa riippuen tarvittavasta tukien määrästä. Laskennan kulku suoritetaan vertaamalla elementtitukien kapasiteettien mitoitusarvoja vaikuttavien veto- ja puristusvoimien mitoitusarvoihin. Mitoitusehdot esitellään kaavassa 41, jossa elementtituennan kapasiteetit haetaan taulukosta 6.

Kaava 41. Elementtituennan kapasiteettien mitoitusarkastelu

$$\frac{N_{Ed.c}}{N_{Rd.c}} \leq 1 \quad ja \quad \frac{N_{Ed.v}}{N_{Rd.v}} \leq 1$$

jossa:

- $N_{Ed.c}$ on puristusvoiman mitoitusarvo
- $N_{Ed.v}$ on vetovoiman mitoitusarvo
- $N_{Rd.c}$ on puristuskapasiteetin mitoitusarvo
- $N_{Rd.v}$ on vetokapasiteetin mitoitusarvo.

Laskentapohjan tulokset esitellään vastaavasti, kuin ne on esitetty luvussa 5.1.7. Tulokset esitellään tarvittavan tukien määrän mukaisesti ja ne ovat:

- käytettäessä kahta tukipistettä sopivaa tukityyppiä ei löydy, joten tuentojen määrää täytyy lisätä
- tuen tyyppi, kun käytetään ainakin kolmea tuentapistettä, on Titan RS2
- tuen tyyppi, kun käytetään ainakin neljää tuentapistettä, on Titan RS2

5.1.9 Elementtituennan kiinnityksien mitoitusarkastelu.

Elementtituen alapään kiinnityksien mitoitus toteutetaan sen mukaan, miten laatasto on toteutettu. Tässä työssä tuennat kiinnitetään ontelolaatastoon. Ontelolaataston ja elementtien asennusaikaisten tukien alapäiden kiinnittäminen toteutetaan Hilti HKD-lyöntiankkureilla. Laskennan kulku on samanlainen kuin valuankkurien mitoitusarkastelu, joka on esitetty luvussa 5.1.7. Myös tässä tarkastelussa verrataan lyöntiankkureiden kapasiteettien mitoitusarvoja vaikuttaviin veto- ja leikkausvoiman mitoitusarvoihin ja tarkistetaan kapasiteetti yhdistetylle veto- ja leikkausvoimalle, joka esitetään kaavassa 42.

Kaava 42. Lyöntiankkureiden kestävyys tarkistus saman aikaan vetovoimalle ja leikkausvoimalle. (Hilti, 2014, s. 41)

$$\left(\frac{N_{Ed.v}}{N_{Rd}}\right)^{1.5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{1.5} \leq 1$$

Tuotteen kapasiteettien mitoitusarvot esitellään liitteen 2 olevassa taulukossa ja mitoitusarkastelu toteutetaan kaavalla 38 ja 42. Laskentapohjasta saadut laskelmien tulokset ovat:

- lyöntiankkurien tyypit, kun käytetään ainakin kahta ankkuria ovat M20x80
- lyöntiankkurien tyypit, kun käytetään ainakin kolmea ankkuria ovat M16x65, M20x80
- lyöntiankkurien tyypit, kun käytetään ainakin neljää ankkuria ovat M12x50, M16x65, M20x80.

5.1.10 Laskentapohjan tulokset

Tulokset esitellään laskentapohjan erillisessä osiossa. Tulosten perusteella suunnittelijan on tarkistettava tarvittavien osien määrä. Taulukossa 7 esitetään soveltuvat tuotteet riippuen tuentojen kappalemäärästä.

Taulukko 7. Soveltuvat tuotteet riippuen tuentojen määrästä.

Tuote/ Tuotteen määrä elementissä	Valuankkurin tyypit	Elementtituen tyypit	Tuennan alapään kiinnitysten tyypit
2	M24x120 M24x150	Titan RS2	M16x65
3	M16x90 M20x100 M24x120 M24x150	Titan RS2	M16x65 M20x80
4	M12x70 M16x70 M16x90 M20x100 M24x120 M24x150	Titan RS2	M12x50 M16x65 M20x80

5.2 Pilarielementti

Tämän luvun laskentapohjan kohteena on pilarielementti, joka sijaitsee kallioanturan päällä. Valinta on tehty toimeksiantajan ehdotuksesta. Laskentapohjassa käsitellään pilarin mitoituksen kahta eri tapausta, jotka ovat sivusuunnassa tuettu pilari ja maastopilari peruspulttien varassa. Ensimmäisessä tapauksessa käsitellään tuentatuotteiden kapasiteettien tarkastelu ja toisessa kallionvaraisen anturan kaatumisvarmuus. Mitoitustarkastelut käsitellään eri kuormitusyhdistelmien perusteella.

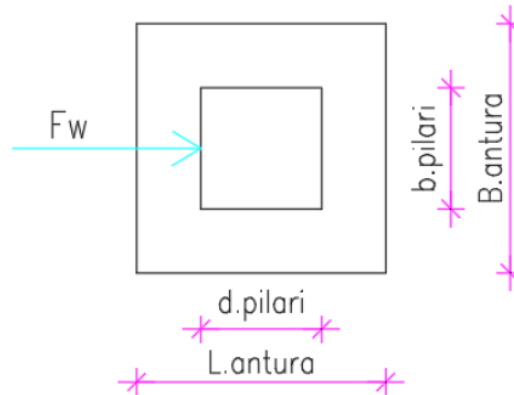
5.2.1 Lähtöarvot

Laskentapohjaan syötetään seuraavat lähtöarvot. Kyseiset arvot on valittu työn toimeksiantajan ehdotuksesta.

- Pilarin tyyppi: suorakaidepilari
- Maastoluokan valinta: $m_I = 0$
- Pilarin mitat:
 - korkeus: $h_{\text{pilari}} = 10000 \text{ mm}$
 - pilarin poikkileikkauksen sivu, johon vaikuttaa tuulikuorma: $b_{\text{pilari}} = 680 \text{ mm}$
 - pilarin poikkileikkauksen sivu, johon ei vaikuta tuulikuorma: $d_{\text{pilari}} = 680 \text{ mm}$
- Valuankkurin korkeus elementin alapinnasta: $l = 5000 \text{ mm}$
- Valuankkurin valmistaja: R-Steel
- Tuennan alapään kiinnityksen laatatyyppi: paikallavalu laatta
- Anturan mitat:
 - korkeus: $h_{\text{antura}} = 500 \text{ mm}$
 - leveys: $B_{\text{antura}} = 800 \text{ mm}$
 - pituus: $L_{\text{antura}} = 800 \text{ mm}$
- Ankkurin reunaetäisyys (antura): $r = 50 \text{ mm}$
- Ankkuriharjaterästen ominaislujuus: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Ankkuriharjaterästen halkaisija: $T = 20 \text{ mm}$
- Betonin lujuus (antura): $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$.

Pilarin maksimipituus oletetaan 15 metriksi, joten maksimi z-korkeuden arvo maanpinnasta on myös 15 metri. Anturan ja pilarin mitat esitetään kuvassa 23.

Kuva 23. Anturan ja pilarin mittojen esittely.



5.2.2 Tuulikuorman määrittäminen

Tuulikuorman laskelma toteutetaan 4.2.1 ja 4.2.3 lukujen sekä lähtötietojen perustella.

Puuskanopeuspaineen laskentakulku on samanlainen kuin luvussa 5.1.2, joten tässä osiossa esitetään pelkästään välilaskujen tulokset. Nopeuden modifioitu arvo:

$$v_m(z) = 1.53 * 1 * 21 \frac{m}{s} = 32.19 \frac{m}{s}$$

Puuskien intensiteetti-arvo on:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 * 8.52} = 0.12$$

Edellä laskettujen arvojen perusteella puuskanopeuspaineen arvo on:

$$q_p(z) = 0.75 * (1 + 7 * 0.12 * 1.25 \frac{kg}{m^3} * \left(32.19 \frac{m}{s}\right)^2) = 0.89 \frac{kN}{m^2}$$

Tuulikuorman määrittely pilarielementille toteutetaan voimakertoimen avulla, joka tässä laskelmassa määritellään poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoiselle pilarille.

Voimakertoimella laskettu ulkopuolisen tuulenpaineen kokonaisvaikutus rakenteeseen on:

$$w_e = 0.89 \frac{kN}{m^2} * 1.71 = 1.52 \frac{kN}{m^2}$$

5.2.3 Sivusuunnassa tuetun pilarin mitoitustarkastelu

Tässä osiossa määritellään valuankkurien, elementtitukien sekä elementtituen alapään kiinnityksien tyypit ja määrät. Tuotteiden tyyppien määrittely erottuu seinäelementtien laskelmista, niin että pilarielementissä käytetään vain yhtä valuankkuria pilarin sivulla.

Sivusuunnassa tuettuun pilariin vaikuttava kuorma on tuulikuorma ja tässä mitoitusapauksessa valitaan murtorajatilán kuormitusyhdistely, jolla tarkistetaan rakenneosien kestävyys. Kuten seinäelementin laskennassa kuormakertoimen K_{FI} -arvon oletetaan olevan 1. Vaikuttavan kuorman arvon murtorajatilassa esitetään metriä kohti (N/m). Kuormayhdistelmä kerrotaan b_{pilari} -arvolla ja lasketaan kaavan 2 perusteella.

$$p_d = 1,5 * 1 * 1.52 \frac{kN}{m^2} * 0.68m = 1.55 \frac{kN}{m}$$

Tuulikuorman jakautuminen elementin tukipisteille määritellään samalla tavalla kuin luvussa 5.1.4. Kuvan 20 ja kaavan 33 perusteella lasketaan tukireaktion B-arvo. Tukireaktion A laskentaa ei esitetä tässä, koska pilarin alapää oletetaan tuetuksi pulteilla tai harjaterästapeilla leikkausvoimaa vasten ja niiden kapasiteetti harvoin tulee määrääväksi. Tukireaktion B, jota käytetään valittujen valmistajien tuotteiden mitoituskapasiteettien tarkastelua varten, arvo on:

$$F_B = \frac{p_d}{2 * l} * (l + a)^2 = 15.47kN$$

Elementtituennalle, valuankkurille ja elementtituennan kiinnitykselle voimien määrittäminen toteutetaan luvun 5.1.6 ja 5.1.9 mukaisesti. Tuennalle vaikuttavat veto- ja puristusvoimat lasketaan vastaavasti kaavalla 36 ja kaavalla 37. Vetovoiman arvon suuruus on:

$$F_T = \frac{F_B}{\cos 45^\circ} = 21.9kN$$

Tuennalle vaikuttavan puristusvoiman arvo on:

$$F_{Com} = \frac{F_B}{\cos 45^\circ} = 21.9 \text{ kN}$$

Vetovoiman F_T avulla määritellä valuankkurille ja kiinnitykselle vaikuttavien veto- ja leikkausvoimien mitoitusarvot, joka on molemmille voimille sama arvo 15,47kN.

Kuten seinäelementin mitoitusarkastelussa, kaikkien tuotteiden tyyppien määrittelyssä käytetään samanlaista laskentamenettelyä kuin luvussa 5.1.7, 5.1.8 ja 5.1.9.

Pilari-elementissä käytetään yhtä valuankkuria. Sen takia laskentapohja toteutetaan yhdellä ohjelmoidulla silmukkalaskennalla, jossa verrataan jokaisen valuankkurityypin kapasiteettien mitoitusarvoja vaikuttaviin veto- ja leikkaus mitoitusarvoihin. Tässä tarkastelussa elementtituet kiinnitetään paikallavalulaattaan. Paikallavalulaataston ja elementtien asennusaikaisten tukien alapäiden kiinnittäminen toteutetaan Hilti HST-3-laajennusankkurilla tai Hilti HUS3-H-ruuviankkurilla, joiden kapasiteettien mitoitusarvot esitellään liitteen 2 taulukoissa.

Laskentapohjasta saatuina tuloksina esitellään tarvittavan tuotteiden tyypit ja ne ovat:

- valuankkurin tyypit: M24x120, M24x150
- elementtituen tyyppi: Titan RSK4
- elementtituennan kiinnityksien tyypit: HST-3 M20 ja M24.

5.2.4 Peruspulttien varassa olevan mitoitusarkastelu

Tässä osiossa toteutetaan kalliovaraisen pilarianturan kaatumisvarmuuden mitoitusarkastelu luvun 4.4 mukaisesti. Pilarianturan kaatumistarkasteluun käytetään EQU-murtorajatilan kuormitusyhdistelmää, jossa tarkistetaan rakenteen staattinen tasapaino. Alussa tarkastellaan kaatumistarkastelun mitoitusehto vertaamalla kaatavien ja stabiloivien momenttien mitoitusarvoja.

Kaatavien momenttien mitoitusarvon laskenta koostuu pilarin taivutusmomentista ja pilarin leikkausvoiman aiheuttamasta taivutusmomentista. Pilarin taivutusmomentti M_{Ed} lasketaan kaavan 20 perusteella ja sen arvo on:

$$M_{Ed} = 1.5 * 1 * \frac{1.52 \frac{kN}{m^2} * 0.68m * (10m)^2}{2} = 77.35kN * m$$

Pilarin leikkausvoimasta aiheutuva taivutusmomentti lasketaan kaavalla 21, jonka arvo on:

$$M_{H.Ed} = 1.5 * 1 * 1.52 \frac{kN}{m^2} * 0.68m * 0.5m = 7.73kN * m$$

Stabiloiva momentti kaatumistarkastelussa on normaalivoimista aiheutuva taivutusmomentti. Stabiloiva momentti lasketaan kaavan 22 mukaisesti ja sen arvo on:

$$M_{N.Ed.tot} = 0.9 * \left(\left(0.8m * 0.8m * 0.5 * 25 \frac{kN}{m^3} \right) + \left(0.68m * 0.68m * 10m * 25 \frac{kN}{m^3} \right) \right) * \frac{0.8m}{2} = 44.5kN * m$$

Kun kaavan 18 mitoitusehto ei toteudu, rakenteen stabiilius varmistetaan määrittelemällä ankkuroinnilta vaadittava momenttikapasiteetti rakenteeseen vaikuttavien momenttien avulla, joka tarkistetaan kaavalla 31. Mitoitustarkastelun toteutumista varten määritellään ankkuroinnin momenttikapasiteetti ja ankkuroinnilta vaadittava momenttikapasiteetti. Ankkuroinnilta vaadittava momentti kapasiteetti määritellään kaavalla 23 ja sen arvo on:

$$M_{ankek.vad} = 77.35kN * m + 7.73kN * m - 44.5kN * m = 40.6kN * m$$

Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitusarvo saadaan laskettua kertomalla ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti ankkurin momenttivarrella. Ankkuriteräksen vetomurtokapasiteetti lasketaan kaavan 25 perusteella, jonka arvo on:

$$F_s = \pi * \left(\frac{T}{2} \right)^2 * \left(\frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1.15} \right) = 136.6kN$$

Ankkuroinnin momentti kapasiteetin mitoitusarvo lasketaan kaavalla 24 ja sen arvo on:

$$M_{ankek} = 136.6kN * (0.8m - 0.05m) = 102.44kN * m$$

Seuraavaksi tarkistetaan kallioon upotetun ankkuriteräksen vaadittava pituus. Pituuden laskenta varten selvitetään tarvittavan kalliomassan määrä, joka määritellään kaavan 28 ja kaavan 29 avulla ja sen arvo on:

$$V = \frac{40.6kN * m}{\frac{(0.8m - 0.05m)}{20 * \frac{kN}{m^3}}} = 2.71m^3$$

Kallion upotetun ankkuriteräksen vaadittava pituus lasketaan kaavalla 27 ja sen arvo on:

$$l_{vaad} = \sqrt[3]{\left(\tan(60^\circ)^2 * \frac{3 * 2.71m^3}{\pi}\right)} = 1.98m$$

Lopussa tarkistetaan molemmat mitoitusehdot, jotka esitetään kaavassa 30 ja kaavassa 31, jotta saadaan varmistettua kaatumisvarmuuden mitoitustarkastelun täyttyminen.

Ankkuriin syntyvän voiman ja vetomurtokapasiteetin mitoitusehdon käyttöaste on:

$$UR_{Ankk} = F_s \geq F_c, \quad UR_{Ankk} = \frac{F_c}{F_s} = 39.6\%$$

Ankkuroinnin momenttikapasiteetin mitoitusehdon käyttöaste on:

$$UR_{M.Ankk} = M_{ankk} \geq M_{ankk.vad}, \quad UR_{Ankk} = \frac{M_{ankk.vad}}{M_{ankk}} = 39.6\%$$

5.2.5 Laskentapohjan tulokset

Tulokset esitellään laskentapohjan erillisessä osiossa. Tuloksien perusteella suunnittelijan on tarkistettava tarvittavien osien tyypit. Taulukossa 8 esitetään soveltuvat tuotteet pilarielementille.

Taulukko 8. Soveltuvat tuotteet elementtipilarille.

Valuankkurin tyypit	Elementtituen tyypit	Tuennan alapään kiinnitysten tyypit
M24x120 M24x150	Titan RS4	HST-3 M20 HST-3 M24

Lisäksi suunnittelija saa tuloksena ankuroinnin käyttöasteen ja kallioankkurin vaadittavan pituuden.

6 Johtopäätökset ja pohdinta

Rakennusalan suunnitteluprosessi kehittyy koko ajan ja sitä varten tarvitaan uusia työkaluja, joiden avulla voidaan parantaa suunnitteluratkaisujen laatua. Opinnäytetyön tavoitteena oli luoda mahdollisimman selkeät ja helppokäyttöiset laskentapohjat pystyelementtien työaikaiseen tuentaan. Laskentapohjissa käsitellään seinä- sekä pilarielementtejä ja laskennat toteutetaan Mathcad-ohjelmalla. Suunnittelijan antamien lähtöarvojen perusteella on tarkoitus liitoksesta riippuen määritellä mm. asennustukien tyypit, määrät ja koot.

Työssä toteutettiin kaksi eri laskentapohjaa, joissa käsiteltiin erikseen seinäelementin tuentaa korkeassa rakentamisessa sekä kallioanturan päälle asennettavaa korkeaa elementtipilaria. Molemmille tapauksille alussa määriteltiin mitoituksen kannalta vaikuttavat kuormat. Tuulikuorman määrittämisessä ensin laskettiin puuskanopeuspaine ja sen jälkeen riippuen tapauksesta määriteltiin vaikuttava tuulikuorma soveltuvan voima- ja painekertoimen avulla. Molemmat mitoitukset perustuvat SFS-EN-1-4 eurokoodiin. Lisäksi laskennassa merkittävä tekijä oli se, että kyse oli asennusaikaisista rakenteista, joten otettiin huomioon SFS-EN-1-6 eurokoodi ja molempien eurokoodien kansalliset liitteet. Seuraavaksi määriteltiin rakenneosille vaikuttavien voimien mitoitusarvot käyttämällä eri kuormitusyhdistelmiä riippuen tapauksesta. Lopussa verrattiin jokaisen rakenneosan kapasiteettien mitoitusarvoja vaikuttavien voimien mitoitusarvoihin, millä selvitettiin mitä tuotteita tuennassa voidaan käyttää riippuen käsiteltävistä tapauksista.

Tulokset esiteltiin laskentapohjien erillisissä osioissa, jossa luotiin taulukot soveltuvista tuotteista, riippuen tuentojen kappalemäärästä. Lisäksi pilarielementin laskennan tuloksien perusteella suunnittelija saa kallioon upotetun ankkuriteräksen vaadittavan pituuden.

Tämän opinnäytetyön tavoite saavutettiin ja voidaan todeta, että rakennesuunnittelijan työn suoritus helpottuu ja nopeutuu sen avulla. Laadittujen laskentapohjien avulla suunnittelijat saivat helppokäyttöisen ja tehokkaan apuvälineen.

Työssä itse koin haasteelliseksi eurokoodin suunnittelustandardien tulkitsemisen ja sen soveltamisen eri laskentatapauksiin ja varsinkin tuulikuorman määrittelyssä. Tuulikuorman vaikutus rakennuksiin ja rakenneosille on esitetty eurokoodin standardissa aika laajasti, varsinkin tuulikuorman määrittely käsiteltäville asennusaikaisille betonielementeille on tuonut hankaluuksia ja monimutkaisuuksia eri määräyksien yhdistelyn takia. Työssä haasteelliseksi osoittautui myös kaatumisvarmuuden mitoituslaskennan toteuttaminen, koska opintojen suorittamisen aikana emme perehtyneet aiheeseen riittävän laajasti. Lisäksi itse laskentapohjan toteuttaminen toi jonkun verran haasteita, koska pohjan tekemisen aikana joutui ohjelmoimaan erilaisia vertauslaskentoja käyttämällä monimutkaista silmukkalaskentaa.

Opinnäytetyölle asetetut henkilökohtaiset tavoitteet toteutuivat erinomaisesti. Työn onnistuneen suorituksen perustana oli pätevä ja tarkka perehtyminen erilaisiin mitoituslaskentoihin sekä suunnitteluprosessien kokonaisuuden ymmärtäminen, joka on saatu opiskeluaikana. Merkittävä tekijä projektin toteutumisen aikana oli ammattitaitoisen ja kokeneen asiantuntijan Eero Virtasen apu. Hänen roolinsa tässä työssä oli toimeksiantajan ohjaajana. Lisäksi lähteiden etsimiseen hyödynnettiin yrityksen sisäistä laajaa kirjastoa, josta löytyy erilaista suunnitteluun liittyvää kirjallisuutta.

Opinnäytetyön tekeminen oli todella opettavaa ja monipuolista. Perehdyin erityisesti erilaisiin laskentamenetelmiin, jotka pohjautuvat luotettaviin lähteisiin. Työn toteuttamisen aikana kehitin omaa ammattiosaamistani betonielementtien suunnitteluprosessin kannalta. Kaikkia opittuja taitoja ja saatuja kokemuksia pidän hyödyllisinä ja olen valmis kohtaamaan rakennesuunnittelijan työuran haasteet.

Toimeksiantajan puolesta opinnäytetyö täyttää sille asetetut tavoitteet. Työn tuloksena saatiin uusi käyttökelpoinen työkalu yrityksen käyttöön ja vahvistettua betonielementtisuunnittelun osaamista yrityksen henkilöstössä. Työn tuloksia tullaan hyödyntämään tulevilla asiakasprojekteilla.

Lähteet

American Wood Council. (2007). *Beam design formulas with shear and moment diagrams*.

Haettu 18.2.2021 osoitteesta <https://awc.org/codes-standards/publications/da6>

Betoniteollisuus ry. (2010). *Runkorakenteet*. Haettu 25. 1. 2021 osoitteesta

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet>

Elementtisuunnittelu. (2020a). *Elementtirakentamisen historia*.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/valmisosarakentaminen/elementtirakentamisen-historia>

Elementtisuunnittelu. (2020b). *Sandwich-julkisivut*.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/julkisivut/julkisivujarjestelmat/sandwich-julkisivut>

Elementtisuunnittelu. (2020c). *Asennusaikainen stabiliteetti*.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/asennus/asennusohjeet/asennusaikainen-stabiliteetti>

Elliott, K. S. (2002). *Precast Concrete Structures*. Butterworth-Heinemannkaup.

Finnmap Consulting. (2010). *Elementtien tuentapiirustukset RX005*.

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/asennus/asennusohjeet/asennusaikainen-stabiliteetti>

Hilti. (2014). *Anchor Fastening - Technology manual*.

Hilti. (2018). *Hilti HKD redundant. Flush anchor. Technical Datasheet*. Haettu 10. 2. 2021 osoitteesta

https://www.hilti.fi/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_FLUSH_ANCHORS_7135/r4581

Hilti. (2020a). *Hilti HUS3 Screw anchor. Technical Datasheet*. Haettu 10. 2. 2021 osoitteesta

https://www.hilti.fi/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_SCREW_ANCHORS_7135/r2523586

Hilti. (2020b). *Hilti HST-3 Expansion anchor. Technical Datasheet*. Haettu 10. 2. 2021 osoitteesta

https://www.hilti.fi/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_WEDGE_ANCHORS_7135/r3987939

Hytönen, Y. & Seppänen, M. (2009). *Tehdään elementeistä*. SBK-säätiö.

Lankarakenne. (2014). *Valuankkurien mitoitus- ja käyttöohje*. Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta

<http://lankarakenne.fi/wp-content/uploads/2018/03/Valuankkurit-2014.pdf>

Liikennevirasto. (2017a). *Eurokoodin soveltamisohje - Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI2*.

Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf

Liikennevirasto. (2017b). *Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu - NCCI7*.

Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/lo_2017-13_ncci7_web.pdf

Mäkiö, E. (1994). *Kerrostalot 1960-1975*. Rakennustietö Oy.

Outinen, H. (2018). *Statiikka tekniikan opiskelijoita varten. Osa 2*. Pressus Oy.

Palolahti, T., Lahtinen, M. & Mäki, T. (2010). [https://betoni.com/wp-content/uploads/2020/08/Betonielementtien Nostot 100114.pdf](https://betoni.com/wp-content/uploads/2020/08/Betonielementtien_Nostot_100114.pdf)

Parma. (2015). *Parman ontelo- ja kuorilaatat. Asennus- ja työmaaohje*.
<https://parma.fi/tuote/ontelolaatat-ja-kuorilaatat/>

Ramirent. (n.d.). *Tuentakaluston teknisiä tietoja*. <https://docplayer.fi/71154916-Ramirent-tuentakalustot-teknisia-tietoja.html>

RIL 201-1-2017. (2017). *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

R-Steel. (2013). *Valuankkurien mitoitus- ja käyttöohje*. Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta
<https://rsteel.fi/wp-content/themes/avien-light/img/user-manual/EN/fixing-inserts/R-STEEL-RV-Inserts-instructions-Eurocodes-21.11.2013.pdf>

R-Steel. (2020). *RVT-valuankkurien mitoitus- ja käyttöohje*. Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta
<https://rsteel.fi/wp-content/uploads/2020/03/RSTEEL-RVT-valuankkurit-07.01.2020.pdf>

RT 10-11011. (2010). *Rakennesuunnittelijan työturvallisuustehtävät*. Helsinki: Rakennustietö Oy. <https://kortistot.rakennustieto.fi/kortit/RT%2010-11011>

RT 82-10821. (2004). *Betonielementtirunkorakenteet*. Helsinki: Rakennustietö Oy.
<https://kortistot.rakennustieto.fi/kortit/RT%2082-10821>

Salon Tukituote. (2010). *Tatrunakierteiden käyttöohje*. Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta
<https://www.tukituote.fi/sites/default/files/dokumentit/K%C3%A4ytt%C3%B6ohje%203.6.2010.pdf>

Semtu. (n.d.). *Valuankkurit*. Haettu 30. 1. 2021 osoitteesta
<https://www.semtu.fi/fi/tuotteet/kiinnitysosat/valuankkurit>

SFS-EN 1990. (2006). Eurokoodi. *Rakenteiden suunnitteluperusteet*. SFS Online.

SFS-EN 1991-1-1. (2002). Eurokoodi 1. *Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat*. SFS Online.

SFS-EN 1991-1-4. (2002). Eurokoodi 1. *Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat*. SFS Online.

SFS-EN 1991-1-6. (2005). Eurokoodi 1. *Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat.* SFS Online.

SFS-EN 1991-1-7. (2014). Eurokoodi 1. *Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat.* SFS Online.

SFS-EN 1992-1-1. (2005). Eurokoodi 2. *Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.* SFS Online.

Suikka, A. (2010). *Betonisandwich - elementti.*

<https://www.elementtisuunnittelu.fi/julkisivut/julkisivujarjestelmat/sandwich-julkisivut>

Tapaturmavakuutuskeskus. (2020). *Työturvallisuus. Työpaikkakuolemat.* Haettu 25. 1. 2021 osoitteesta <https://www.tvk.fi/tyoturvallisuus/tyopaikkakuolemat/kuolemaan-johtaneet-tyotapaturmat-2020/>

Tekniikka & talous. (2020). *Stockmann rakennus.* Haettu 20. 1. 2021 osoitteesta <https://www.tekniikkatalous.fi/uutiset/stockmannin-tavaratalorakennus-taytti-juuri-90-vuotta-talta-se-naytti-taydessa-loistossaan-1938/181199f0-e1b6-4b63-93e1-3a5791b7e966>

Terwa. (2019). *Valuankkurien mitoitus- ja käyttöohje.* Haettu 15. 2. 2021 osoitteesta <https://www.terwa.com/upload/19/1818/Terwa%20Technical%20Documentation%20Fixing%20System%20-%20V5.1.01.EN.pdf>

Työsuojelu. (2020). *Rakennusala.* <https://www.tyosuojelu.fi/tyoolot/rakennusala>

Valtioneuvoston asetus rakennustyön turvallisuudesta 205/2009.

<https://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/2009/20090205#L2P7>

Ympäristöministeriö. (2004). *B4 - Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet.*

<https://ym.fi/rakentamismaaraykset>

Ympäristöministeriö. (2019). *Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden kuormat.*

https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Kuormat_lisays_2019-5070311E_F267_47BC_A593_AEAA20EA31FE-153592.pdf/4194d6a0-63c4-3965-34bb-4b2f159cd372/Kuormat_lisays_2019-5070311E_F267_47BC_A593_AEAA20EA31FE-153592.pdf?t=1603260658544

Liite 1: Valmistajien valuankkurityyppien veto- ja leikkauskapasiteettien mitoitusarvot.

R-Steel^a valuankkuroiden tyypit	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M10x45	4,1	6,1
M10x50	8,2	6,4
M10x60	9,5	8,3
M12x50	8,3	6,5
M12x70	14,4	10,6
M16x50	8,6	6,7
M16x70	14,9	12,0
M16x90	14,9	17,0
M20x120	21,4	18,0
M24x120	33,4	24,2
M24x150	33,4	36,4

Salon Tukituote^b valuankkuroiden tyypit	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M12x50	10,8	12,3
M12x70	18,9	19,8
M16x50	10,8	13,6
M16x70	19,9	19,8
M16x90	27,0	21,1
M20x100	30,9	37,3
M20x120	40,0	40,7
M24x120	39,4	45,2
M24x150	52,2	61,7

Lankarakenne^c valuankkuroiden tyypit	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M10x60	20,0	10,7
M12x70	23,3	8,0
M16x50	8,0	8,0
M16x70	16,7	16,7
M16x90	20,0	16,7
M20x100	20,0	30,0
M24x130	50,0	63,3
M16x100	26,7	26,7
M20x120	50,0	50,0

Terwa^d valuankkuroiden tyypit	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M8	11,7	7,0
M10	18,6	11,2
M12	27,0	16,2
M16	50,2	30,1
M20	78,4	48,6
M24	112,8	67,7
M30	179,2	107,5
M36	261,6	157,0

Lisätietoja:

R-Steel^a – alkuperäinen taulukko englanniksi (R-Steel, 2013, s. 8)

Salon Tukituote^b – (Salon Tukituote, 2010, s. 7)

Lankarakenne^c – (Lankarakenne, 2014, s. 6)

Terwa^d – alkuperäinen taulukko englanniksi. (Terwa, 2019, s. 6)

Liite 2: Valmistajien tuennan alapään kiinnitystyyppien veto- ja leikkauskapasiteettien mitoitusarvot.

HILTI HST-3^d -laajennusankkuri tyypit	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M8	5,3	11,0
M10	6,1	16,2
M12	8,5	23,6
M16	12,6	42,9
M20	24,4	67,1
M24	26,7	62,7

HILTI HUS3-H^e -ruuviankkuri tyypit	Nimellinen ankkurointisyvyys h_{nom} (mm)	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M8	50	3,6	3,6
M8	60	4,6	4,6
M8	70	6,6	6,6
M10	55	4,7	4,7
M10	75	7,4	7,4
M10	85	9,0	9,0
M14	65	6,2	6,2
M14	85	9,9	9,9
M14	115	17,3	17,3

HILTI HKD^f -lyöntiankkuri tyypit	Vetokapasiteetin Mitoitusarvo N_{Rd} (kN)	Leikkauskapasiteetin Mitoitusarvo V_{Rd} (kN)
M6x25	4,2	4,0
M8x25	4,2	4,2
M10x25	4,2	4,2
M12x25	4,2	4,2
M8x30	5,5	6,9
M8x40	6,0	7,3
M10x30	5,5	8,0
M10x40	8,5	8,8
M12x50	11,9	14,6
M16x65	17,6	27,0
M20x80	24,0	39,4

Lisätietoja:

HILTI HST-3^d – alkuperäinen taulukko englanniksi (Hilti, 2020b, s. 2)

HILTI HUS3-H^e – alkuperäinen taulukko englanniksi (Hilti, 2020a, s. 12)

HILTI HKD^f – alkuperäinen taulukko englanniksi. (Hilti, 2018, s. 2)