



# Aukotetun seinäelementin mitoituksen taulukointi

Henri Hopiavuori

OPINNÄYTETYÖ  
Toukokuu 2020

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka  
Talonrakennustekniikka

## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka  
Talonrakennustekniikka

HOPIAVUORI, HENRI

Aukotetun seinäelementin mitoituksen taulukointi

Opinnäytetyö 74 sivua, joista liitteitä 26 sivua  
Toukokuu 2020

---

Betonirakenteisten seinäelementtien suunnittelussa tulee huomioida esimerkiksi ikkuna- ja oviaukkojen vaikutus mitoituksen kulkuun. Kun seinäelementissä on suuria aukkoja, ei mitoitusta voida tehdä yhtenä seinärakenteena, vaan esimerkiksi ikkunan ylityspalkki pitää mitoittaa tiettyjen ehtojen täytyessä omana rakenteenaan. Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tehdä työn tilaajan käyttöön ohjeistus rakenteiden luokitteluun ja mitoitustaulukot seinäelementin eri osien kapasiteettien tarkasteluun. Näiden ohjeiden ja kapasiteettitaulukoiden avulla oli tarkoitus selkeyttää ja tehostaa seinäelementtien suunnittelua tilaajayrityksessä. Aiheeseen perehdyttiin olemassa olevan kirjallisuuden ja suunnittelunormien avulla.

Tähän opinnäytetyöhön on koottu oleellinen seinäelementin pielen mitoitukseen liittyvä ohjeistus. Opinnäytetyössä lukijalle selvennettiin, missä tilanteessa ikkuna- ja oviaukot tulee ottaa mitoituksessa huomioon ja minkälaisina rakenteina eri osat tulee mitoittaa. Työssä on myös esitelty, mitä erilaisia kuormia seinäelementin mitoituksessa tulee huomioida ja miten niiden laskenta ja määrittäminen etenevät.

Rakenneosan mallinnus vaikuttaa oleellisesti lujuuslaskennan kulkuun ja saatuun lopputulokseen. Rakennukseen kohdistuvia kuormia tulee siirtää hallitusti erilaisia seinäelementin rakenneosia pitkin perustuksille. Onkin siis oleellista tietää, paljonko seinäelementin eri osat voivat näitä kuormia siirtää. Nämä kapasiteetit on helppo selvittää työn tuloksena tehdyillä taulukoilla ja kapasiteettikuvaajilla sekä Excel-laskentapohjilla, joiden tukena toimii vielä mitoituksen kulkukaavio. Mitoituksen kulkukaavio, kapasiteettikuvaajat sekä -taulukot (liite 1) ovat tarkoitettu vain tilaajayrityksen käyttöön ja ne on poistettu julkisesta raportista.

Aiheen selvitystä voisi jatkaa esimerkiksi tutkimalla, miten ikkunapalkin mitat vaikuttavat palkin päiden tuentaan. Myös aukon pieleksi jäävän pilarin nurjahduspituuteen vaikuttavia tekijöitä voisi tutkia lisää. Esimerkiksi matalan ikkuna-aukon kohdalla voitaisiin olettaa, että nurjahduspituus määritettäisiinkin aukon korkeuden perusteella eikä elementin korkeuden perusteella. Näin ollen ikkunan pielen pileri kestäisi laskennassa huomattavasti suuremman kuormituksen. Saattaisi olla myös tarpeen selvittää, miten ikkuna-aukon koko tai muoto vaikuttaa pilarin tai erillisen seinärakenteen mitoituksessa huomioitavaan tuentatapaan.

Asiasanat: betonielementit, rakennesuunnittelu, rakenneanalyysi

## **ABSTRACT**

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Degree Programme of Construction Engineering  
Building Construction

HOPIAVUORI, HENRI:  
Development of Dimensional Tables for the design of Precast Wall Elements

Bachelor's thesis 74 pages, appendices 26 pages  
May 2020

---

When designing precast concrete wall elements which contain large window or door openings, reveals and other such components may need to be designed as separate parts. Moreover, some conditions must be fulfilled before the design of wall elements with large openings can begin. The purpose of this bachelor's thesis was to make a design instruction and tables where the designer can check the tabular values for load capacities to separate components. The design instruction and the load capacity tables were made for a company which commissioned this thesis.

This bachelor's thesis was based on a literature review. The aim was to compile existing information on design standards, and to present it in an easy-to-use form. The main goal of this thesis was to clarify when openings in wall elements should be taken into account and what type of a structure they should be classified as in the process. The theoretical part of this thesis is about the design standards concerning wall elements, and the kinds of loads precast concrete wall elements are typically exposed to. The second and the main part of this thesis was to make a design instruction and load capacity tables for the various components in concrete wall elements. These attachment files are confidential, and they were therefore omitted from the public version of this thesis

The results of this thesis are load capacity tables for reveals and other separate components of the wall element, and Microsoft Excel spreadsheets for designers. To support these tools and design work, a simple design instruction in the form of a route sheet was also created. It allows the designer to proceed step by step. The spreadsheets might need some further developing after they have been tested in real designing work. It might be beneficial to conduct more specific examination on how for example the height of the window opening affects the buckling length of the window column, and more specifically, to calculate the point where the buckling length could be measured based on the height of the window instead of the height of the element.

---

Key words: precast concrete, structural engineering, structural analysis

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	5
2	ELEMENTTIRAKENTAMINEN SUOMESSA .....	6
	2.1 Historia .....	6
	2.2 Nykypäivä .....	7
3	SUUNNITTELUOHJEET .....	8
	3.1 Eurokoodi .....	8
	3.2 Seinäelementtien suositeltavat mitat asuinrakennuksissa .....	8
	3.3 Aukkojen vaikutus seinäelementin mitoitukseen .....	9
4	KUORMAT JA KUORMITUKSET .....	11
	4.1 Pystykuormat .....	11
	4.1.1 Pysyvät kuormat .....	11
	4.1.2 Lumikuormat .....	11
	4.1.3 Hyötykuormat .....	15
	4.2 Vaakakuormat .....	16
	4.2.1 Tuulikuorma .....	16
	4.2.2 Lisävaakavoima .....	23
	4.3 Kuormayhdistelmät .....	24
	4.3.1 Murtorajatila .....	24
	4.3.2 Käyttörajatila .....	26
5	SEINÄELEMENTIN OSIEN MITOITUSOHJEET .....	27
	5.1 Mitoitus raudoittamattomana seinärakenteena .....	27
	5.2 Mitoitus raudoitettuna seinärakenteena .....	29
	5.3 Mitoitus palkkina .....	30
	5.3.1 Palkkirakenteen taivutuskestävyys .....	31
	5.3.2 Palkkirakenteen leikkauskestävyys .....	34
	5.4 Mitoitus pilarina .....	35
6	POHDINTA .....	44
	LÄHTEET .....	46
	LIITTEET .....	48
	Liite 1. Mitoituksen kulkukaavio, kapasiteettitaulukot ja -kuvaajat .....	48

## 1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön on tilannut pirkanmaalainen konsultti- ja suunnittelutoimisto. Seinäelementin aukkojen vaikutus mitoitukseen koettiin työn tilanneessa yrityksessä sellaiseksi, että aihetta olisi tarpeen tarkastella ja selvittää lisää. Kun betoniseinäelementtiin tehdään esimerkiksi riittävän suuria ikkuna- ja/tai oviaukkoja, ei seinäelementtiä voida enää mitoittaa yhtenä seinärakenteena. Tiettyjen ehtojen täytyessä esimerkiksi ikkunan ylittävä palkki tulee mitoittaa erillisenä rakenneosana. Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tehdä yrityksen käyttöön mitoitustaulukot aukotettujen seinäelementtien ja elementin osien suunnittelun tueksi.

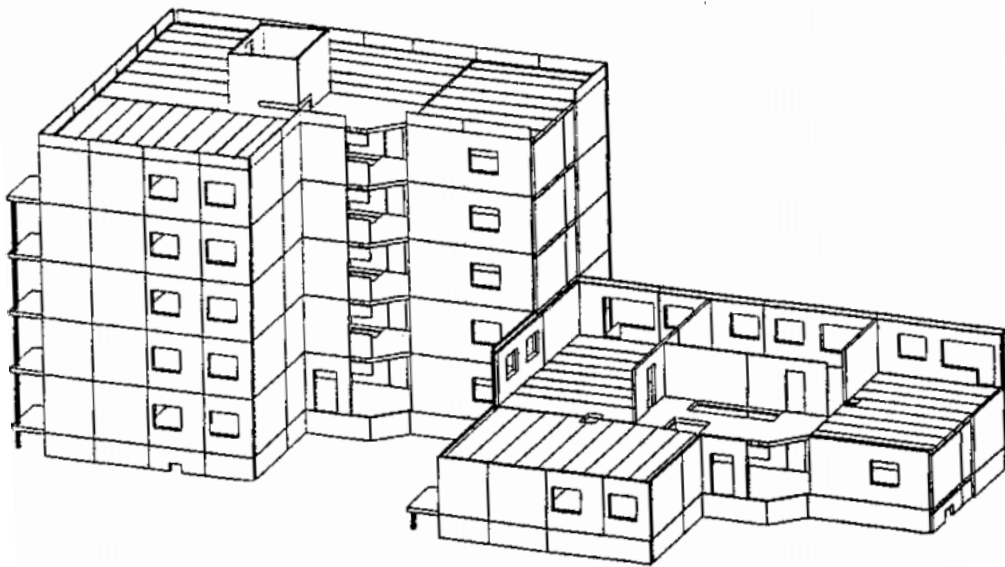
Aiheeseen liittyvää materiaalia on esitetty eri teoksissa ja tässä opinnäytetyössä on tarkoitus koota näistä materiaaleista selkeät suunnitteluohjeet. Näiden avulla saadaan tehostettua ja nopeutettua seinäelementtien suunnittelua tilaajayrityksessä. Teoriaosuudessa on tarkoitus selventää aiheeseen liittyvää ohjeistusta, minkä pohjalta tehdään aukotetun seinäelementin eri osien kapasiteettitaulukot. Työssä on tarkoitus selventää, milloin aukot tulee huomioida mitoituksessa ja millaisina rakenteina seinäelementin eri osat tulee mitoittaa. Seinäelementin mitoitukseen vaikuttavat kuormat sekä rasitukset on myös tarkoitus selvittää ja esitellä niiden laskentamenetelmiä.

Tästä opinnäytetyöstä rajataan pois vaativimman seuraamusluokan, eli luokan CC3 mukaiset rakennukset. Työssä käsitellään vain betonirakenteita ja palkkityypeistä lippu- ja seinämäiset palkit on rajattu tämän työn ulkopuolelle. Myös palotekniset asiat on jätetty pois tästä opinnäytetyöstä.

## 2 ELEMENTTIRAKENTAMINEN SUOMESSA

### 2.1 Historia

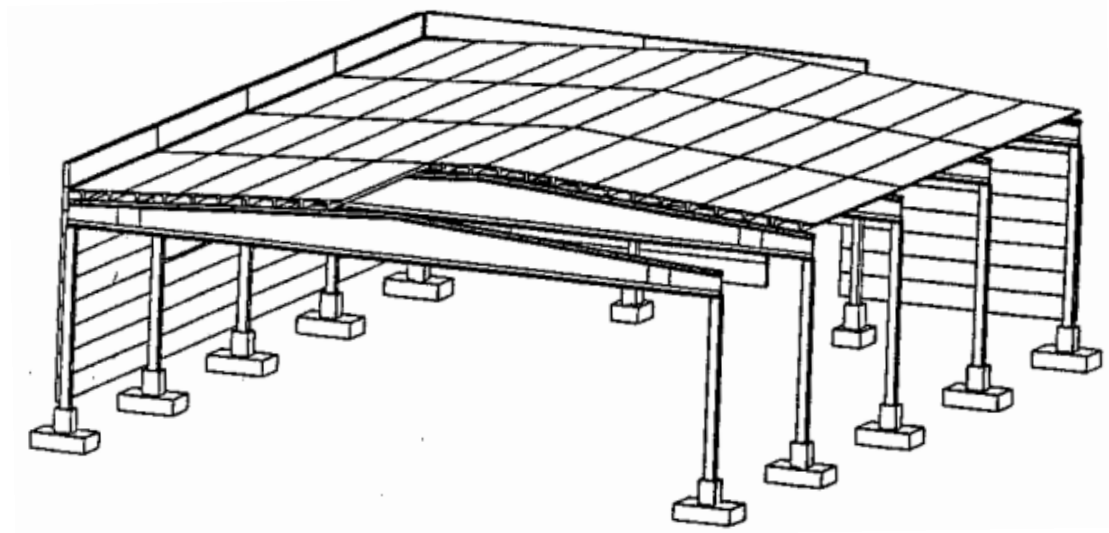
Betonelementtitekniikkaa alettiin kehittämään Suomessa 1950-luvun alussa. Ensimmäiset julkisivuelementit on asennettu vuonna 1952 Helsingin Palace –taloon, jonka on suunnitellut arkkitehti Viljo Revell. Elementtirakentamisen suosio kasvoi 1960- ja 1970-luvuilla, kun muuttovirta maalta kaupunkiin voimistui ja uusia asuntoja tarvittiin nopeasti ja kustannustehokkaasti. Tämän seurauksena Suomeen perustettiin asuinrakentamista varten nykyisinkin käytössä oleva BES-järjestelmä, jolla standardoitiin betonelementit ja niiden liitosdetaljit. Kuvassa 1 on esimerkki BES-järjestelmään perustuvasta asuinkerrostalosta. Järjestelmä perustuu kantaviin pääty- ja väliseiniin, ei-kantaviin sandwich-ulkoseiniin sekä välipohjissa käytettäviin esijännitettyihin ontelo- ja kotelolaattoihin. (Elementtiteollisuus n.d)



KUVA 1. Tyypillinen asuinkerrostalon kantava seinä-laatta-järjestelmä (BY203, 1995, 239)

1980-luvulla laadittiin RunkoBES-aineisto, jonka ansiosta betonelementtitekniikan standardointi laajeni teollisuus- ja toimitilarakentamisen puolelle (Kuva 2). Aineistossa tehtiin pilari-palkkirungolle mittajärjestelmä, rakenneosien mitta- ja

tyyppisuosituksia sekä liitosdetaljeita. Betonin laatuun alettiin myös kiinnittää enemmän huomiota kuin aikaisemmin. (Elementtiteollisuus n.d).



KUVA 2. Tyypillinen halli, missä kantava runko on toteutettu pilari-palkki-järjestelmällä (BY203, 1995, 238)

## 2.2 Nykypäivä

Nykyään betonielementtejä hyödynnetään lähes kaikentyyppisessä rakentamisessa. Elementeistä voidaan tehdä muun muassa pientaloja, asuinkerrostaloja tai toimisto- ja liikerakennuksia. Elementtejä käytetään yleensä rakennusten sokkeleissa, väliseinissä, ulkoseinissä sekä väli- ja yläpohjissa. (Elementtiteollisuus n.d).

## **3 SUUNNITTELUOHJEET**

### **3.1 Eurokoodi**

Eurokoodit ovat eurooppalaisen standardointijärjestö CEN:n tuottamia standardeja, joiden mukaan kantavat rakenteet tulee suunnitella. Eurokoodit on jaettu pääosiin, joita ovat:

- EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet
- EN 1991 Rakenteiden kuormat
- EN 1992 Betonirakenteiden suunnittelu
- EN 1993 Teräsrakenteiden suunnittelu
- EN 1994 Betoni–teräs liittorakenteiden suunnittelu
- EN 1995 Puurakenteiden suunnittelu
- EN 1996 Muurattujen rakenteiden suunnittelu
- EN 1997 Geotekninen suunnittelu
- EN 1998 Rakenteiden suunnittelu maanjäristyskuormat huomioon ottaen
- EN 1999 Alumiinirakenteiden suunnittelu.

Aluksi määritetään rakenteiden kuormat EN 1991 mukaan. Kuormien osavarmuusluvut, kuormayhdistelmät sekä seuraamusluokat määritetään EN 1990 mukaan. Seuraamusluokat vaikuttavat muun muassa osavarmuuslukuihin sekä kuormayhdistelyihin. Tässä opinnäytetyössä käsitellään vain seuraamusluokkiin CC1 ja CC2 kuuluvia rakennuksia. Tässä opinnäytetyössä käsitellään vain betonirakenteita, jotka suunnitellaan EN 1992 mukaan.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL Ry sekä Betoniyhdistys Ry ovat tehneet kansallisia ohjeita rakennesuunnittelun tueksi. Näitä ohjeita on hyödynnetty tässä opinnäytetyössä Eurokoodien tukena.

### **3.2 Seinäelementtien suositeltavat mitat asuinrakennuksissa**

Seinäelementtien suositeltava maksimikorkeus on 3,6 metriä, mutta yleensä asuinkerrostalon seinän korkeus määräytyy kerroskorkeuden mukaan, joka on

yleensä 3,0 metriä. Suositeltava maksimipituus seinäelementille on 8-9 metriä. Mittoja valittaessa tulee huomioida työmaalla käytössä oleva nostokalusto, sillä liian raskaiden elementtien asennus voi olla haastavaa ja näin ollen hitaampaa. Seinien paksuuteen vaikuttaa käyttökohde, kuormitukset, yläpuolisten elementtien tukipintojen vaatimukset sekä palo- ja äänitekniset asiat. (Elementtiteollisuus n.d)

Suurimmat pystykuormitukset kohdistuvat yleensä kellarin seiniin. Kellarin seiniin vaikuttaa yleensä myös maanpaine. Yleisimpiä seinän paksuuksia kellareissa ovat 160 mm, 180 mm, 200 mm, ja 240 mm riippuen vaikuttavista kuormituksista. (Elementtiteollisuus n.d)

Väliseinissä käytetään seinän paksuutena 120 mm, 160 mm, 180 mm, 200 mm, ja 240 mm. Kantavissa ja jäykistävässä väliseinissä suositellaan käytettävän 180 mm seinän paksuutta ja huoneistojen välisissä seinissä 200 mm paksuutta. Väliseinissä tulee kiinnittää huomiota äänitekniisiin ominaisuuksiin. (Elementtiteollisuus n.d)

Ulkoseinissä käytetään yleensä 150 mm paksuista sisäkuorta. Suositeltava minimipaksuus on 120 mm. Ulkoseinissä tulee kiinnittää huomiota myös äänitekniisiin ominaisuuksiin. (Elementtiteollisuus n.d)

### **3.3 Aukkojen vaikutus seinäelementin mitoitukseen**

Seinäelementtiä ei voida mitoittaa seinänä, jos siihen tehdään suuria aukkoja. Kun aukon korkeus on enemmän kuin kolmasosa seinän korkeudesta tai aukon pinta-ala on enemmän kuin kymmenesosa koko seinän pinta-alasta, mitoitetaan jäljelle jäävät osat erillisinä rakenteina. Jäljelle jäävä rakenneosaa mitoitetaan erillisenä pilarina, palkkina tai seinänä. (SFS-EN 1992-1-1, 191).

Rakenteen tai rakenneosan mittasuhteet vaikuttavat siihen, miten ne mitoitetaan. Rakenne tai rakenneosaa mitoitetaan pilarina, kun sen poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään 4 kertaa suurempi kuin sen pienempi sivumitta ja pituus on vähintään 3 kertaa suurempi kuin poikkileikkauksen suurempi sivumitta.

Jos tämä ehto ei toteudu, mitoitetaan rakenne tai rakenneosia seinänä. (SFS-EN 1992-1-1, 57).

Rakenne tai rakenneosia mitoitetaan seinänä, kun sen pituuden suhde rakenteen paksuuteen on vähintään 4 (SFS-EN 1992-1-1, 161). Jos tämä ehto ei täyty, mitoitetaan rakenne tai rakenneosia palkkina tai pilarina. Palkkirakenteen jännemittan suhde poikkileikkauksen kokonaiskorkeuteen saa olla enintään 3. Jos rakenne ei täytä palkki- eikä seinärakenteen kriteerejä, pidetään rakennetta seinämäisenä palkkina. (SFS-EN 1992-1-1, 57). Seinämäiset palkit on rajattu tämän opinnäytetyön ulkopuolelle.

## 4 KUORMAT JA KUORMITUKSET

### 4.1 Pystykuormat

Seuraavissa kappaleissa on käsitelty rakennukseen vaikuttavia pystysuuntaisia kuormituksia. Pystysuuntaisesti rakennusta rasittavia kuormituksia on pysyvät kuormat, lumikuormat sekä hyötykuormat.

#### 4.1.1 Pysyvät kuormat

Pysyviä kuormia ovat omapaino, täytemaat sekä vesikatolla tai terassilla olevat täytemaat. Jos omapaino on liikkuvaa, kuten siirrettävät väliseinät, käsitellään sitä lisähyötykuormana. (SFS-EN 1991-1-1,18)

#### 4.1.2 Lumikuormat

Lumikuormia laskettaessa tulee huomioida lumen kinostuminen, maassa olevan lumen ominaisarvot (kuvio 1), katon kaltevuus ja muoto, tuuliolosuhteet sekä lämpötilatekijät. Katolla vaikuttava lumikuorma lasketaan kaavalla (SFS-EN 1991-1-3, 28)

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k, \quad (1)$$

missä

$\mu_i$	on lumikuorman muotokerroin (taulukko 1)
$C_e$	on tuulensuojaisuuskerroin (taulukko 2)
$C_t$	on lämpökerroin
$s_k$	on maanpinnan lumikuorman ominaisarvo (kuvio 1).

Taulukko 1. Lumikuorman muotokertoimet (SFS-EN 1991-1-3, 32)

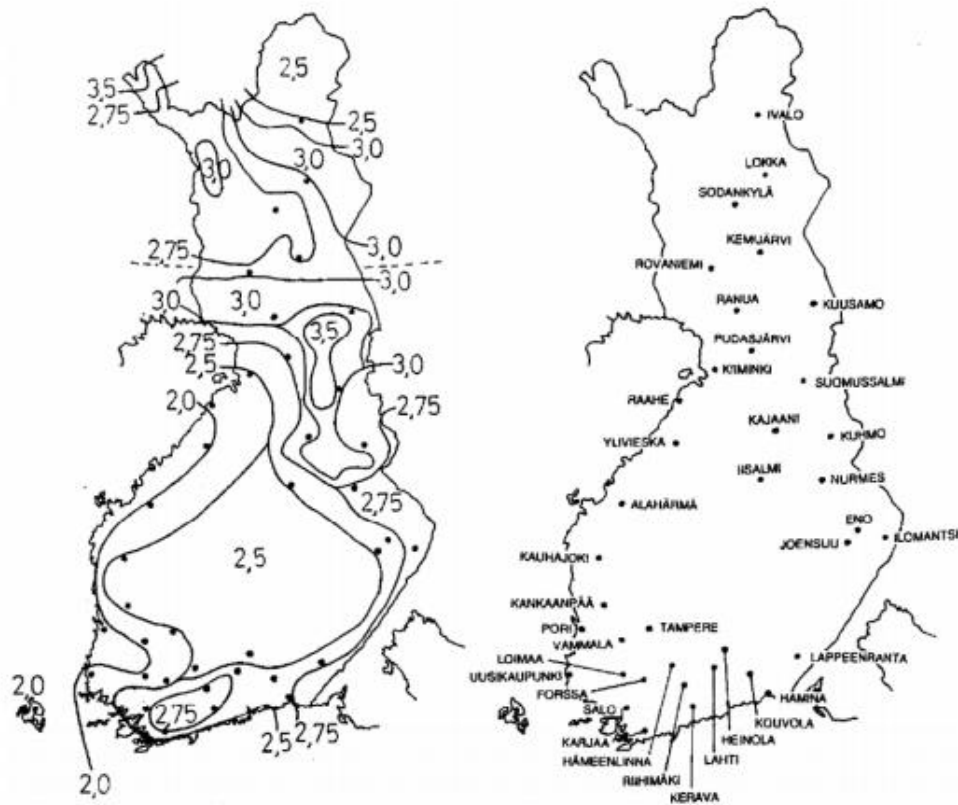
Katon kaltevuuskulma $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30^\circ$	1,6	--

Taulukko 2. Tuulensuojaisuskertoimet maastotyyppin mukaan (SFS-EN 1991-1-3, 30)

Maastotyyppi	$C_e$
Tuulinen <sup>a</sup>	0,8
Normaali <sup>b</sup>	1,0
Suojainen <sup>c</sup>	1,2

<sup>a</sup> *Tuulinen maasto*: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.  
<sup>b</sup> *Normaali maasto*: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.  
<sup>c</sup> *Suojainen maasto*: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Lämpötilatekijät voidaan huomioida lämpökertoimella  $C_t$ , kun katon lämpöhäviöt aiheuttavat sulamista lämmönläpäisevyyden ollessa suuri ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). Lämpökertoimena voidaan käyttää pienempää arvoa kuin 1,0 tarkemman selvityksen perusteella. Tavallisesti lämpökertoimen arvona käytetään 1,0.



KUVIO 1. Maanpinnalla oleva lumikuorma yksikössä kN/m<sup>2</sup> (Ympäristöministeriö 2016, 15)

Lumen kinostuminen tulee huomioida, kun korkeampaa rakennusta vasten liittyy toinen katto. Kinostuminen huomioidaan tuulesta johtuvalla lumikuorman muoto-  
kertoimella  $\mu_w$  (kuviot 2 ja 3), joka lasketaan kaavalla (SFS-EN 1991-1-3, 40)

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (2)$$

missä

$b_1$ ,  $b_2$  ja  $h$  ovat rakennuksen mitat kuvion 2 ja 3 mukaan

$\gamma$  on lumen tilavuuspaino, jonka arvona voidaan tässä kaavassa käyttää arvoa 2kN/m<sup>3</sup>.

Kertoimelle  $\mu_w$  on määritetty raja-arvot (Ympäristöministeriö 2016, 18)

$$0,8 \leq \mu_w \leq 2,5, \text{ jos alemman katon pinta-ala} \geq 6m^2$$

$$0,8 \leq \mu_w \leq 1,5, \text{ jos alemman katon pinta-ala} = 2m^2 \text{ tai}$$

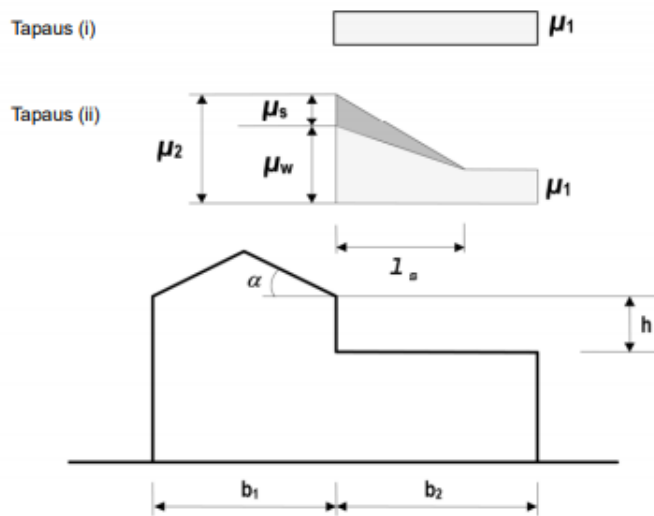
$$\mu_w = 0,8, \text{ jos alemman katon pinta-ala} \leq 1m^2.$$

Kertoimen  $\mu_w$  ylärajan väliarvot on interpoloitava lineaarisesti, kun alemman katon pinta-ala on  $\leq 6m^2$ . (Ympäristöministeriö 2016, 3).

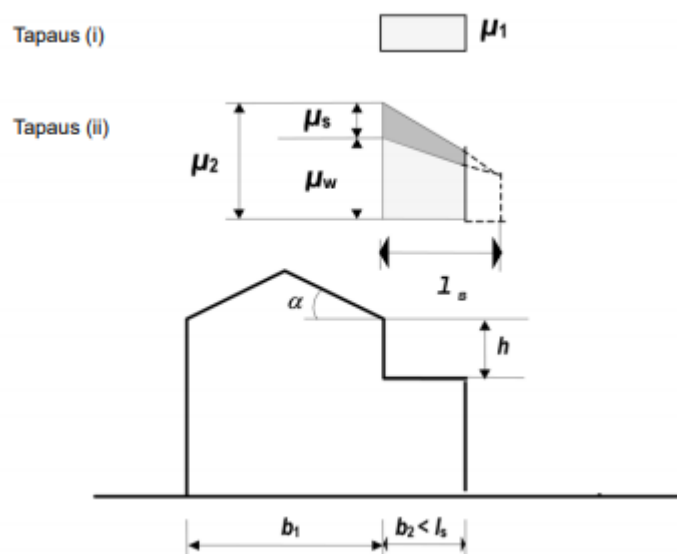
Kinostumispuite määritetään kaavalla (SFS-EN 1991-1-3, 40)

$$l_s = 2 * h. \quad (3)$$

Kinostumispuitevaihtelu on  $2m \leq l_s \leq 6m$  (Ympäristöministeriö 2016, 3).



KUVIO 2. Kinostuneen lumen kuormituskaavio (SFS-EN 1991-1-3, 42)



KUVIO 3. Kinostuneen lumen kuormituskaavio, kun  $b_2 < l_s$  (SFS-EN 1991-1-3, 42)

### 4.1.3 Hyötykuormat

Hyötykuormat aiheutuvat tilojen käytöstä. Hyötykuormia ovat esimerkiksi henkilökuormat, huonekalut, varastoitavat tavarat, siirrettävät väliseinät sekä ajoneuvot. (SFS-EN 1991-1-1,28). Taulukosta 3 määritetään rakennuksen käyttöluokka. Tämän jälkeen taulukosta 4 määritetään kyseessä olevan rakennusluokan mukainen hyötykuorman ominaisarvo.

TAULUKKO 3. Käyttöluokat rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan (SFS-EN 1991-1-1, 30)

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien ja retkeilymajojen makuuhuoneet, keittiöt ja WC:t.
B	Toimistotilat	
C	Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua (poikkeuksena luokkiin A, B, ja D kuuluvat tilat) <sup>1)</sup>	<p><b>C1:</b> Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat.</p> <p><b>C2:</b> Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat.</p> <p><b>C3:</b> Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit.</p> <p><b>C4:</b> Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt.</p> <p><b>C5:</b> Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit.</p>
D	Myymälätilat	<p><b>D1:</b> Tavallisten vähittäiskauppojen tilat.</p> <p><b>D2:</b> Tavaratalojen tilat.</p>
<p><sup>1)</sup> On syytä kiinnittää huomiota kohtaan 6.3.1.1 (2), erityisesti luokkien C4 ja C5 osalta. Standardissa EN 1990 esitetään, milloin dynaamiset vaikutukset on tarpeen ottaa huomioon. Luokkaa E koskevat tiedot ovat taulukossa 6.3.</p>		
<p>HUOM. 1 Aiotusta käyttötarkoituksesta riippuen tilat, jotka todennäköisesti sijoitettaisiin luokkaan C2, C3 tai C4, voidaan tilaajan päätöksellä tai kansallisen liitteen perusteella sijoittaa luokkaan C5.</p>		
<p>HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä luokat A, B, C1...C5, D1 ja D2 voidaan jakaa alaluokkiin.</p>		
<p>HUOM. 3 Varasto- ja teollisuustiloja tarkastellaan kohdassa 6.3.2.</p>		

TAULUKKO 4. Hyötykuormien ominaisarvoja (SFS-EN 1991-1-1, 30)

Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Luokka A</b>		
— Välipohjat	1,5... <u>2,0</u>	<u>2,0</u> ...3,0
— Portaajat	<u>2,0</u> ...4,0	<u>2,0</u> ...4,0
— Parvekkeet	<u>2,5</u> ...4,0	<u>2,0</u> ...3,0
<b>Luokka B</b>	2,0... <u>3,0</u>	1,5... <u>4,5</u>
<b>Luokka C</b>		
— C1	2,0... <u>3,0</u>	3,0... <u>4,0</u>
— C2	3,0... <u>4,0</u>	2,5...7,0 ( <u>4,0</u> )
— C3	3,0... <u>5,0</u>	<u>4,0</u> ...7,0
— C4	4,5... <u>5,0</u>	3,5... <u>7,0</u>
— C5	<u>5,0</u> ...7,5	3,5... <u>4,5</u>
<b>Luokka D</b>		
— D1	<u>4,0</u> ...5,0	3,5...7,0 ( <u>4,0</u> )
— D2	4,0... <u>5,0</u>	3,5... <u>7,0</u>

## 4.2 Vaakakuormat

Rakennusta rasittavia vaakasuuntaisia kuormia syntyy tuulikuormasta ja lisävaakavoimasta. Näiden laskenta ja määrittäminen esitetään seuraavissa kappaleissa.

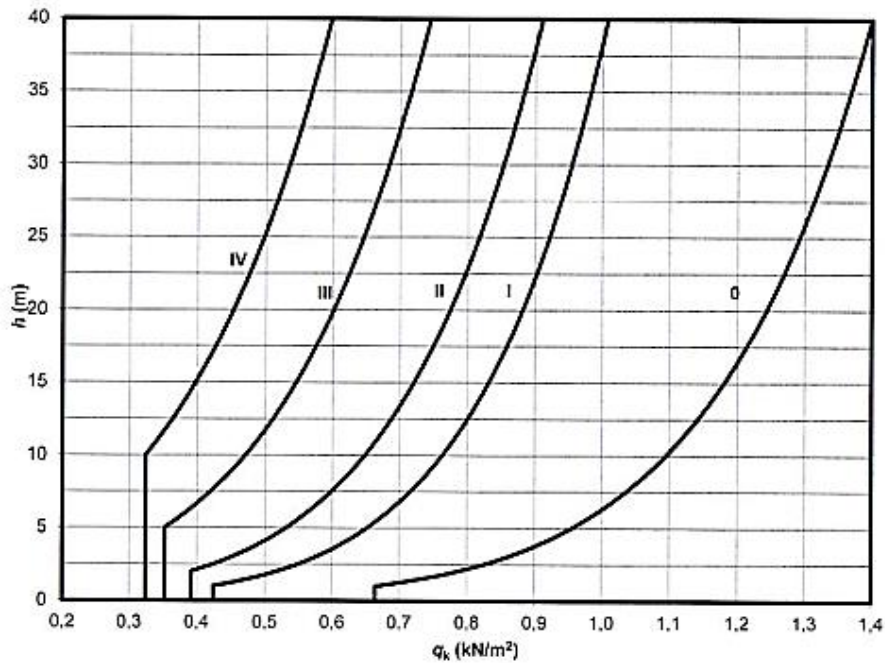
### 4.2.1 Tuulikuorma

Tuulikuorman määrittäminen riippuu mitoitusolosuhteista eli tarkastellaanko rakennuksen jäykistystä vai mitoittainko rakennusosia. Tässä opinnäytetyössä ei käsitellä rakennuksen jäykistystä, joten tuulikuorma määritetään laskemalla tuulenpaineen avulla saatavat painekertoimet. Mitoituksessa tulee huomioida maastoluokka ja maaston pinnanmuotojen vaikutus (RIL 201-1-2017, 128).

Aluksi tulee määrittää maastoluokka taulukon 5 mukaan. Tämän jälkeen valitaan kuviosta 4 tasaista maastoa vastaava puuskanopeuspaineen ominaisarvo  $q_k(h)$ , joka valitaan rakennuksen korkeuden  $h$  ja maastoluokan mukaan. (RIL 202-2011, 106).

TAULUKKO 5. Maastoluokat ja siitä seuraavat parametrit (SFS-EN 1991-1-4, 36)

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



KUVIO 4. Nopeuspaineen ominaisarvot eri maastoluokissa (RIL 202-2011, 107)

Tämän jälkeen arvioidaan maaston pinnanmuotojen vaikutus puuskanopeuspaineeseen, sillä yksittäinen mäki tai harjanne aiheuttaa lisäyksen nopeuspaineen ominaisarvoon, eikä tätä huomioida maastoluokissa. Pinnanmuotojen vaikutus lasketaan kaavalla (RIL 201-1-2017, 133)

$$q_p(z) = \gamma_D * q_{p0}(z), \quad (4)$$

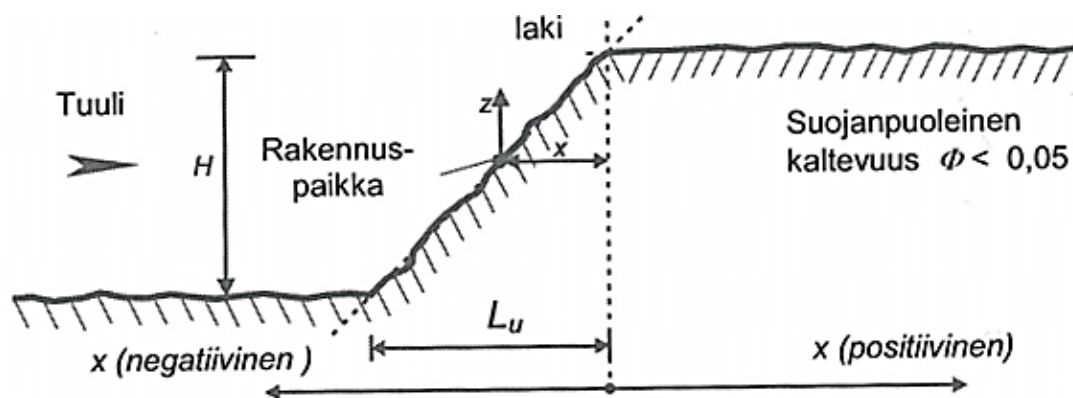
missä  $q_{p0}$  on tasaista maastoa vastaava nopeuspaine ja  $\gamma_D$  on 1, jos maaston kaltevuus on alle  $\phi=0,05$ . Maaston kaltevuus lasketaan kuvioiden 5 ja 6 mukaisilla muuttujilla jakamalla mäen tehollinen korkeus  $H$  tuulenpuoleisen rinteän pituudella  $L_u$ . Kaltevuuden ollessa yli 0,05 lasketaan  $\gamma_D$  toispuoleisen maastokohouman alueella (kuva 3) kaavalla (RIL 201-1-2017, 133)

$$\gamma_D = \begin{cases} 1 + 2,8 * \phi * (1 + x/L_u) & \text{kun } x < 0 \\ 1 + 2,8 * \phi * (1 - 0,33 * x/L_u) & \text{kun } x \geq 0 \end{cases} \quad (5)$$

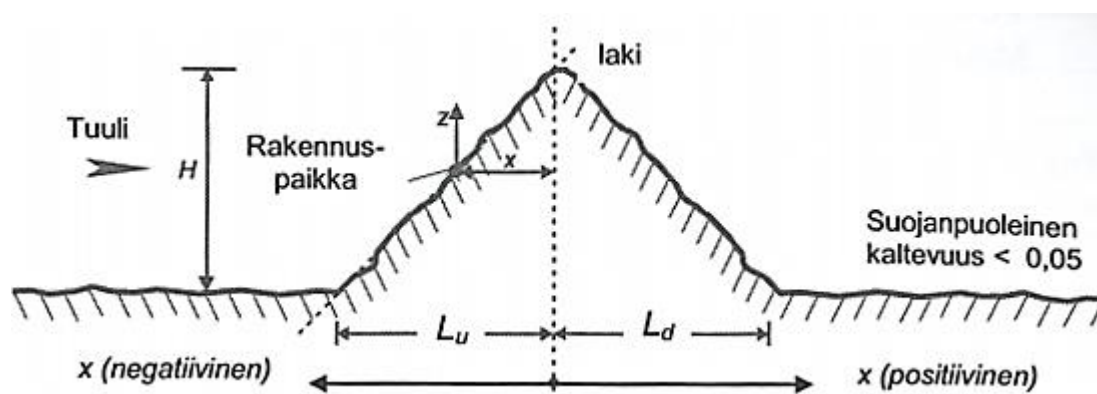
ja kaksipuoleisen maastokohouman alueella kaavalla

$$\gamma_D = \begin{cases} 1 + 2,8 * \phi * (1 + x/L_u) & \text{kun } x < 0 \\ 1 + 2,8 * \phi * (1 - 0,47 * x/L_u) & \text{kun } x \geq 0 \end{cases} \quad (6)$$

Kaavassa 5 esiintyvät muuttuja voidaan lukea kuviosta 5 ja kaavassa 6 esiintyvät muuttujat kuviosta 6.



KUVIO 5. Parametrien määrittely toispuoleisille maastokohoumille (RIL 201-1-2017, 134)



KUVIO 6. Parametrien määrittely kaksipuoleisille maastokohoumille (RIL 201-1-2017, 135)

Tuulen puuskanopeuspaineen määrittelyn jälkeen voidaan määrittää tuuli-kuorma rakenneosille. Rakenneosan pintoihin vaikuttavat ulkopuolinen kuorma

ja sisäpuolinen kuorma. (RIL 201-1-2017, 143). Rakenteen ulkopintoihin vaikuttava tuulenpaine lasketaan kaavalla (RIL 201-1-2017, 138)

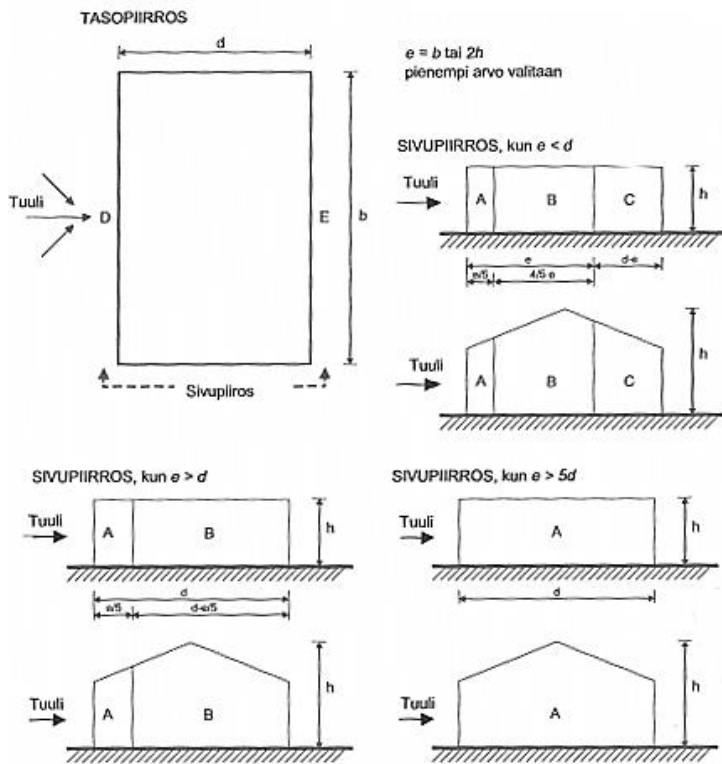
$$w_e = q_p(z) * c_{pe}. \quad (7)$$

Ulkoisen paineen painekerroin  $c_{pe}$  saadaan taulukosta 6.

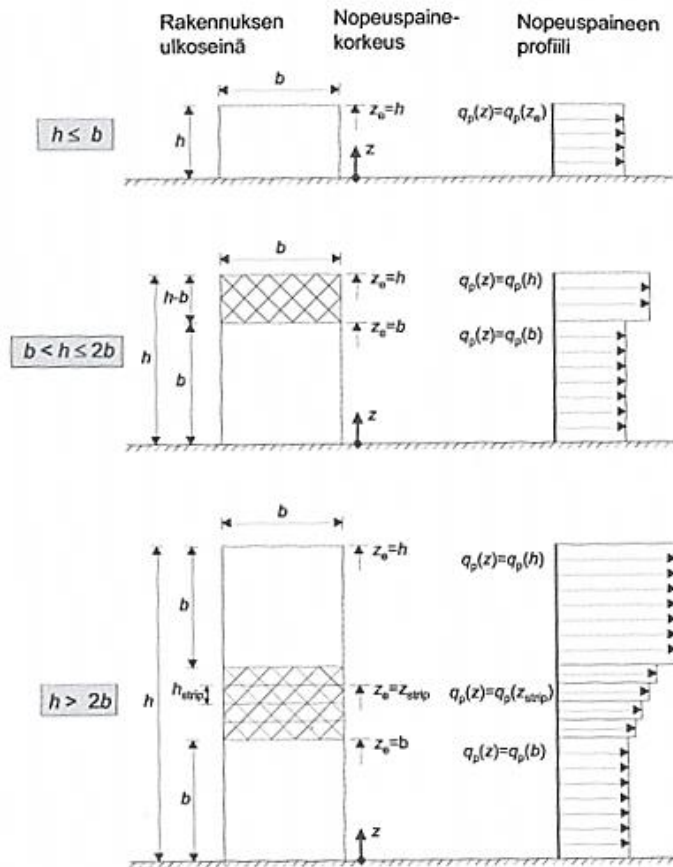
TAULUKKO 6. Ulkoisen paineen painekertoimien suositusarvot pystyseisille (SFS-EN 1991-1-4, 62, muokattu)

Vyöhyke	A	B	C	D	E
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Tarkasteltavan seinän vyöhyke valitaan kuvion 7 mukaisesti, kun rakennuksen pohja on suorakaiteen muotoinen. Tarkasteltavan rakennuksen korkeuden suhde leveyteen vaikuttaa siihen, tarkastellaanko rakennusta korkeussuunnassa yhdessä vai useammassa osassa kuviossa 8 määritetyllä menetelmällä. (RIL 201-1-2017, 148).



KUVIO 7. Pystyseiniä vyöhykekaavio (RIL 201-1-2017, 150)



KUVIO 8. Nopeuspaineen  $z_e$  korkeus riippuen rakennuksen leveydestä ja korkeudesta (RIL 201-1-2017, 149)

Rakennuksen pintoihin vaikuttava ulkopuolinen kuorma voidaan laskea seuraavaksi kaavalla (RIL 201-1-2017, 143, 145)

$$F_{w,e} = c_s * c_d * w_e * A_{ref}, \quad (8)$$

missä  $A_{ref}$  on yksittäisen pinnan pinta-ala johon tuulenpaine vaikuttaa. Rakennekertoimille  $c_s$  ja  $c_d$  voidaan käyttää arvoja 1, jos

- rakennuksen korkeus on alle 15 m
- rakennuksen korkeus on alle 100 m korkeuden ollessa pienempi kuin 4 kertaa rakennuksen tuulensuuntainen mitta ja rakennuksen rungossa on kantavat seinät.
- kun mitoitetaan ulkoseiniä tai vesikattorakenteita, joiden ominaistajuus on yli 5 Hz.

Jos nämä ehdot eivät täyty, määritetään edellä mainitut rakennekertoimet SFS-EN-1991-1-4 luvun 6 mukaisesti.

Rakennuksen pintoihin vaikuttava sisäpuolinen kuorma lasketaan kaavalla (RIL 201-1-2017, 143, 145)

$$F_{w,i} = w_i * A_{ref}, \quad (9)$$

missä  $w_i$  lasketaan kaavalla (RIL 201-1-2017, 143, 145)

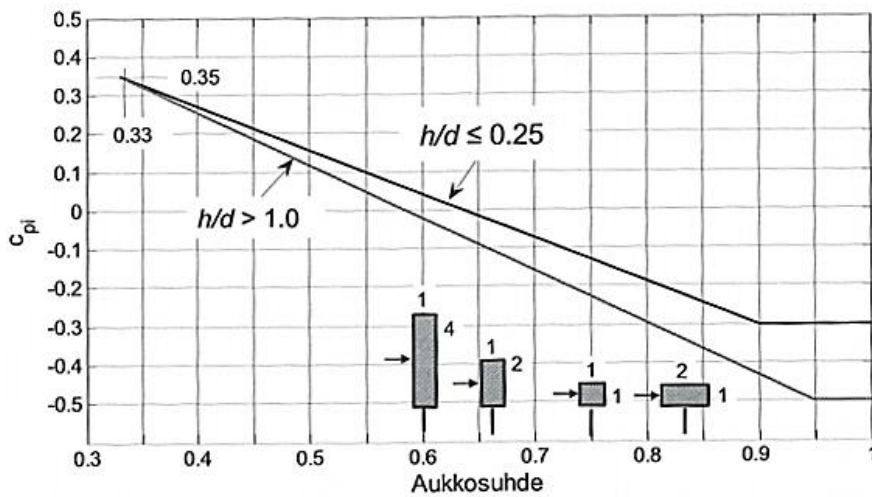
$$w_i = q_p(z) * c_{pi}. \quad (10)$$

Sisäisen paineen painekerroin  $c_{pi}$  riippuu rakennuksen vaipassa olevista aukoista ja niiden jakaumasta. Rakennuksen yhdellä sivulla olevien aukkojen pinta-alan ollessa kaksinkertainen muihin rakennuksen sivuilla oleviin aukkoihin nähden, pidetään kyseistä seinää määräävänä. Kun rakennuksella on määräävä seinä, ja määräävän sivun aukkojen pinta-ala on kaksinkertainen muiden sivujen aukkojen pinta-alaan verrattuna, voidaan  $c_{pi}$  laskea kertomalla  $c_{pe}$  luvulla 0,75. Edellä mainitun aukkosuhteen ollessa kolminkertainen, lasketaan  $c_{pi}$  kertomalla  $c_{pe}$  luvulla

0,9. Jos määrävää sivua ei ole, lasketaan aukkosuhde  $\mu$  kaavalla (RIL 201-1-2017, 161–162)

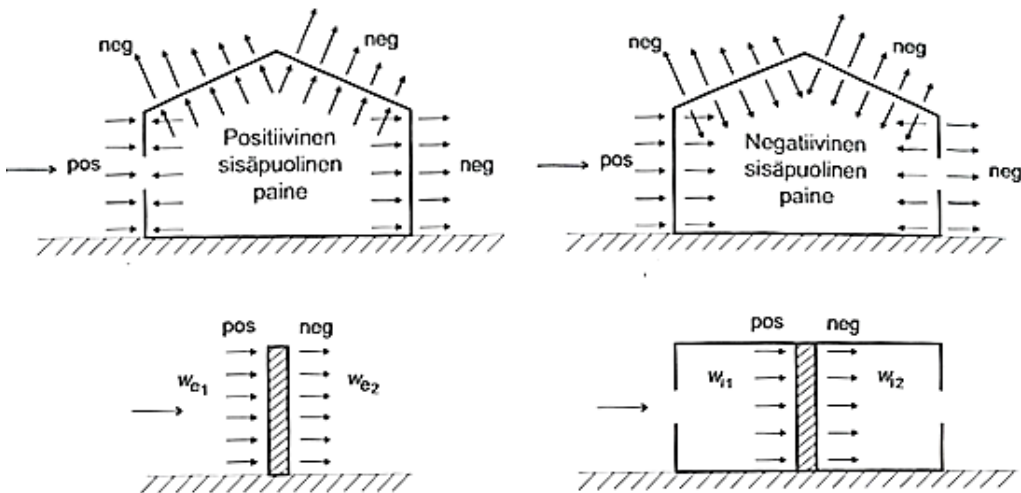
$$\mu = \frac{\sum \text{niiden aukkojen pinta-ala, missä } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{kaikkien aukkojen pinta-ala}}, \quad (11)$$

jonka jälkeen  $c_{pi}$  voidaan lukea kuviosta 9. Paine kertoimeen  $c_{pi}$  vaikuttaa aukkosuhde ja rakennuksen korkeuden  $h$  suhde tuulensuuntaiseen mittaan  $d$ .



KUVIO 9. Sisäisen painekertoimen kuvaaja (RIL 201-1-2017, 162)

Lopuksi voidaan laskea rakenneosan tuulikuorma  $F_w$  laskemalla rakennuksen pintoihin vaikuttava ulkoinen kuorma  $F_{w,e}$  ja sisäinen kuorma  $F_{w,i}$  yhteen. Voimien suunnat tulee huomioida kuvion 10 mukaisesti.



KUVIO 10. Pintoihin vaikuttava paine (RIL 201-1-2017, 139)

#### 4.2.2 Lisävaakavoima

Puristetuissa rakenneosissa, kuten esimerkiksi seinissä ja pilareissa, esiintyy aina kapasiteettia pienentäviä tekijöitä. Rakenneosan alkukäyryys ja/tai alkukaltevuus tulee ottaa huomioon laskennassa lisävaakavoimaa aiheuttavana perusepäkeskisyytenä. (RIL 125 Teräsbetonirakenteet 1986, 141)

Kuorma ei ole pilarilla tai seinällä koskaan täysin keskeinen, mikä aiheuttaa rakenteelle taivutusmomenttia. Pilarin tai seinän tuentatapa sekä sivusiirtyvyys aiheuttavat myöskin vaakasuuntaista kuormitusta rakenteelle. (BY203 1995, 161–162)

Rakenteen mahdolliset mittapoikkeamat ja kuormien sijainnin epäedulliset vaikutukset tulee ottaa huomioon murtorajatilatarkasteluissa. Epätarkkuudet voidaan esittää vinouden  $\theta_i$  avulla seuraavalla kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 54)

$$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m, \quad (12)$$

missä

$\theta_0$  on perusarvo, jonka suositusarvo on 1/200

$\alpha_h$  on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin

$\alpha_m$  on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin.

Pienennyskerroin  $\alpha_h$  määritetään kaavalla

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1, \quad (13)$$

missä  $l$  on erillisen rakenneosan todellinen pituus tai korkeus metreinä. Pienennyskerroin  $\alpha_m$  lasketaan kaavalla

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + 1/m)}, \quad (14)$$

missä  $m$  on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä, jonka arvo erillisille rakenneosille on 1. (SFS-EN 1992-1-1, 54–55).

Erillisten rakenneosien epätarkkuuksien vaikutus voidaan huomioida esimerkiksi epäkeskisyyden  $e_i$  avulla. Seinille ja jäykistettyjen järjestelmien erillisille pilareille voidaan käyttää yksinkertaistettua epäkeskisyyden arvoa  $l_0/400$ . Epäkeskisyyden arvo voidaan myös laskea kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 55)

$$e_i = \theta_i * l_0 / 2, \quad (15)$$

missä  $l_0$  on rakenneosan tehollinen pituus.

### 4.3 Kuormayhdistelmät

Kuormayhdistelmillä kasvatetaan epäedullisia kuormia esimerkiksi rakenteen kestävyystarkastelussa. Kuorman ollessa mitoituksen kannalta edullinen, sitä tulee pienentää. Esimerkiksi stabiilitarkastelussa rakenteen omaa painoa pienennetään pienennyskertoimella. Osavarmuudet huomioidaan siis rakenneosien laskennassa kasvattamalla rasituksia ja pienentämällä rakenneosien kestävyyskerroin. Seuraavissa kohdissa esitellään murtorajatilan sekä käyttörajatilan kuormitusyhdistelyt.

#### 4.3.1 Murtorajatila

Kuormia tulee kasvattaa tai pienentää erilaisilla kertoimilla mitoitusilanteen mukaan. Kun pysyvien kuormien vaikutus on epäedullinen kantavuuden suhteen, lasketaan murtorajatilan rakenteen tai rakenneosan kuormayhdistelmä kaavalla (RIL 202-2011, 101; RIL 201-1-2017, 39–40)

$$\text{maks} \begin{cases} 1,15K_{fi} * G + 1,5K_{fi} * Q_1 + 1,5K_{fi} * (\psi_0 * Q_2 + \psi_0 * Q_3) \\ 1,35K_{fi} * G \end{cases}, \quad (16)$$

missä

$K_{fi}$  on kuormakerroin taulukosta 7

$G$  on pysyvät kuormat

$Q_1$  on määräävä muuttuva kuorma

$\psi_0$  on yhdistelykerroin taulukosta 8  
 $Q_2$  ja  $Q_3$  ovat muut muuttuvat kuormat.

Jos taas pysyvien kuormien vaikutuksesta on hyötyä, lasketaan kuormayhdistelmä kaavalla (RIL 201-1-2017, 40)

$$\text{maks} \begin{cases} 0,9 * G + 1,5K_{fi} * Q_1 + 1,5K_{fi} * (\psi_0 * Q_2 + \psi_0 * Q_3) \\ 0,9 * G \end{cases}. \quad (17)$$

TAULUKKO 7. Kuormakerroimen  $K_{fi}$  arvot seuraamusluokan mukaan (RIL 201-1-2017, 39, muokattu)

Kuormakerroin $K_{fi}$	Seuraamusluokka
1,1	CC3
1,0	CC2
0,9	CC1

TAULUKKO 8. Yhdistelykerroimen arvot eri luokissa (RIL 201-1-2017, 38)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6 <sup>***)</sup>
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3 <sup>***)</sup>
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3 <sup>*)</sup> , kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma <sup>***)</sup>	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Pakkomuodonmuutokset	1,0	1,0	1,0
Tukien painumat	1,0	1,0	1,0

### 4.3.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa pysyvää ja määräävää muuttuvaa kuormaa ei kerrota millään kertoimella, kun taas muita muuttuvia kuormia pienennetään yhdistelykertoimella. Teräsjännitysten laskennassa kuormayhdistelmä lasketaan kaavalla (RIL 202-2011, 101)

$$G + Q_1 + \psi_0 * Q_2 + \psi_0 * Q_3, \quad (18)$$

missä

- $G$  on pysyvät kuormat
- $Q_1$  on määräävä muuttuva kuorma
- $\psi_0$  on yhdistelykerroin taulukosta 8
- $Q_2$  ja  $Q_3$  ovat muut muuttuvat kuormat.

## 5 SEINÄELEMENTIN OSIEN MITOITUSOHJEET

Rakenneosan tai rakenteen määrittely on kerrottu luvussa 3.3. Poikkileikkauksen mitat määrittelevät sen, mitoitetaanko rakenneosaa tai rakenne palkkina, pilarina vai seinänä.

### 5.1 Mitoitus raudoittamattomana seinärakenteena

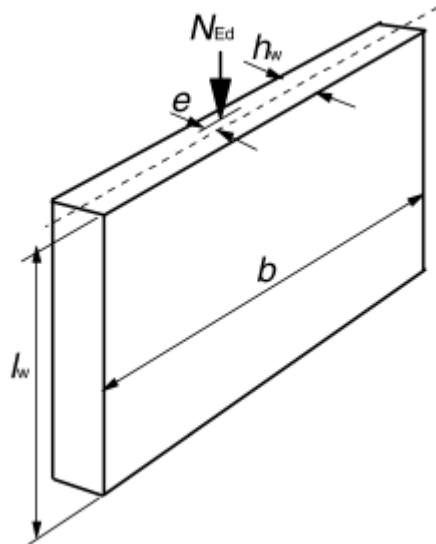
Seinä mitoitetaan lähtökohtaisesti raudoittamattomana, jolloin raudoitusta on vähemmän kuin teräsbetonirakenteen minimiteräsmäärä vaatii. Eurokoodissa on määritetty betonin puristuskestävyyteen vaikuttava kerroin  $\alpha_{cc} = 0,85$ , joka huomioi puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamista vasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Raudoittamattomissa rakenteissa tämä kerroin on korvattu Kansallisen liitteen (2019, 27) mukaan kertoimella  $\alpha_{cc,pl} = 0,7$  koska raudoittamattomilla betonirakenteilla ei ole samaa sitkeyttä kuin raudoitetuilla betonirakenteilla. Hoikan ja puristetun betoniseinän normaalivoimakestävyys lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 35, 188–189)

$$N_{Rd} = \eta * f_{cd,pl} * b * h_w * (1 - 2 * \frac{e}{h_w}), \quad (19)$$

missä

$f_{cd,pl}$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo $\alpha_{cc,pl} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
$b$	on poikkileikkauksen kokonaisleveys kuvan 3 mukaan
$h_w$	on poikkileikkauksen kokonaispaksuus kuvan 3 mukaan
$e$	on normaalivoiman epäkeskisyys
$\eta$	on 1,0 kun $f_{ck} \leq 50MPa$ ja kun $50MPa < f_{ck} < 90MPa$ , lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 37)

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50MPa)}{200MPa}. \quad (20)$$



KUVA 3. Seinärakenteen mitoituksen poikkileikkaussuureet (SFS-EN 1992-1-1, 189)

Raudoittamattoman rakenteen hoikkisuuden tulee olla alle 86. Hoikkuus lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 190, 192)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (21)$$

missä

$i$  on pienempi poikkileikkauksen jäyhyysäteistä

$l_0$  on rakenneosan nurjahduspituus, joka lasketaan kaavalla

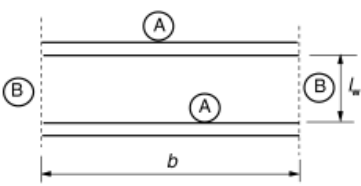
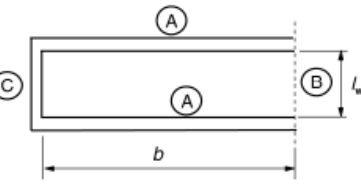
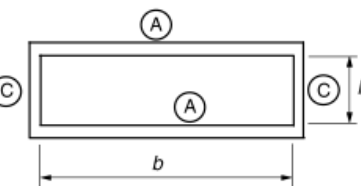
$$l_0 = \beta * l_w, \quad (22)$$

missä

$l_w$  on rakenneosan korkeus

$\beta$  on tukiehdoista riippuva kerroin. Arvoksi voidaan olettaa ulokeseinissä  $\beta = 2$ . Muiden seinien arvot saadaan taulukosta 9.

TAULUKKO 9. Kertoimen  $\beta$  arvot eri reunaehdoilla (SFS-EN 1992-1-1, 191)

Poikittaissiirtymä estetty	Kaavio	Kaava	Kerroin $\beta$																		
kahdella reunalla			$\beta = 1,0$ kaikilla suhteen $l_w/b$ arvoilla																		
kolmella reunalla		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,26	0,4	0,59	0,6	0,76	0,8	0,85	1,0	0,90	1,5	0,95	2,0	0,97	5,0	1,00
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,26																				
0,4	0,59																				
0,6	0,76																				
0,8	0,85																				
1,0	0,90																				
1,5	0,95																				
2,0	0,97																				
5,0	1,00																				
neljällä reunalla		<p>Jos <math>b \geq l_w</math></p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Jos <math>b &lt; l_w</math></p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,10</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,69</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,80</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,96</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,10	0,4	0,20	0,6	0,30	0,8	0,40	1,0	0,50	1,5	0,69	2,0	0,80	5,0	0,96
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,10																				
0,4	0,20																				
0,6	0,30																				
0,8	0,40																				
1,0	0,50																				
1,5	0,69																				
2,0	0,80																				
5,0	0,96																				

(A) – Välipohjalaatta

(B) – Vapaa reuna

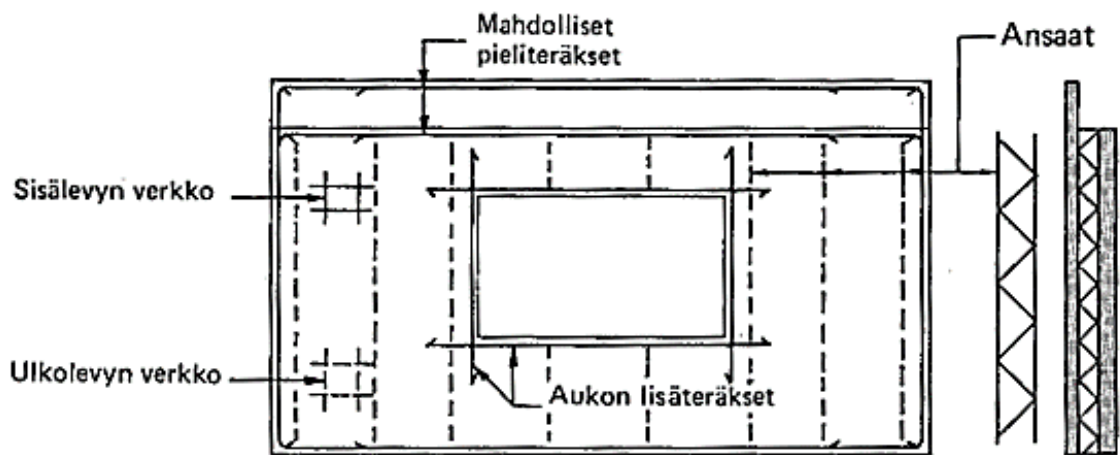
(C) – Poikittainen seinä

## 5.2 Mitoitus raudoitettuna seinärakenteena

Teräsbetoneinä määritellään raudoitetuksi, kun rakenteen pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4 ja rauditus otetaan huomioon kestävyystarkastelussa (SFS-EN 1992-1-1, 161). Pystyraudoituksen pinta-ala valitaan betonipoikkileikkauksen pinta-alan  $A_c$  perusteella väliltä  $A_{s,vmin}=0,002A_c$  ja  $A_{s,vmax}=0,06A_c$  (RIL 202-2011, 141). Vaakaraudoituksen pinta-alan tulee olla minimissään  $A_{s,hmin}=0,001A_c$  tai 25% pystyraudoituksen pinta-alasta sen mukaan kumpi on suurempi (SFS-EN 1992-1-1, 161).

Raudoitettu seinärakenne mitoitetaan samalla periaatteella kuin teräsbetonipilari tutkimalla 1 m levyistä kaistaa seinän pystysuunnassa. Raudoitettujen seinärakenteiden nurjahduspituus lasketaan samalla tavalla kuin raudoittamattoman seinärakenteen nurjahduspituus (taulukko 9). Raudoituksen tulee olla rakenteen kummassakin pinnassa sekä pysty- että vaakasuunnassa. (BY203 1995, 182, 186).

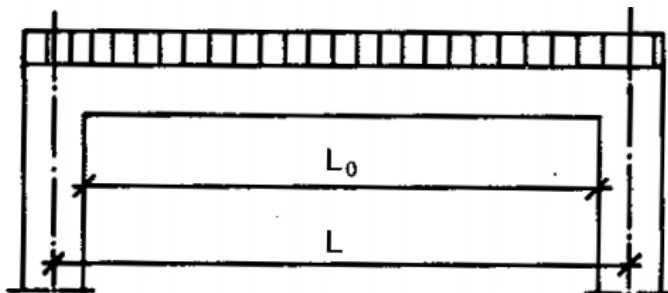
Kuvassa 4 on esitelty sandwich-elementin raudoitusperiaate. Sandwich-elementissä on betonisen sisä- ja ulkolevyn välissä lämmöneristeenä yleensä mineraalivillaa, polystyreeniä, polyuretaania tai kevytsoraa. Elementin sisä- ja ulkokuori sidotaan toisiinsa lämmöneristeen läpi menevillä ruostumattomilla ansailla. Kuvassa käytetään verkkoraudoitusta ja aukot varustetaan lisäteräksillä. (BY203, 1995, 241).



KUVA 4. Periaatekuva sandwich-elementin raudoituksesta (BY203, 1995, 241)

### 5.3 Mitoitus palkkina

Kun mitoitetaan esimerkiksi seinäelementin ikkunapalkkia, tulee määrittää palkin jännevälin mitta  $L$ . Tukien ollessa palkkirakenteen molemmissa päissä kuten kuvassa 5 on esitetty, oletetaan laskennassa käytettävän jännevälin mitaksi pienempi arvoista  $1,05L_0$  tai tukien keskiöiden väli. (BY203, 1995, 60).



KUVA 5. Palkkirakenteen jännevälin määrittäminen (BY203, 1995, 60)

### 5.3.1 Palkkirakenteen taivutuskestävyys

Palkkirakenteita mitoittaessa tulee tarkastaa rakenteen taivutus- ja leikkauskestävyys. Taivutetun teräsbetonipalkin mitoitus aloitetaan määrittämällä betonin ja teräksen laskentalujuudet. Betonin laskentalujuus  $f_{cd}$  lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 35)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (23)$$

missä

$\alpha_{cc}$  on pitkäaikaisvaikutuksen ja kuormitustavan huomioiva kerroin, jonka arvona käytetään yleensä 0,85

$f_{ck}$  on betonin ominaislujuus taulukosta 10

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku taulukosta 11.

Teräksen laskentalujuus  $f_{yd}$  lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 35)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (24)$$

missä

$f_{yk}$  on teräksen ominaislujuus

$\gamma_s$  on teräksen osavarmuusluku taulukosta 11.

TAULUKKO 10. Betonin lujuusarvot (SFS-EN 1992-1-1, 30)

Betonin lujuusluokka														Analyttinen yhteys/viittaus	
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	96	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ ( $f_{cm}$ MPa)
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

TAULUKKO 11. Betonin ja betoniterästen osavarmuudet murtorajatilassa (Ympäristöministeriö 2019, 15)

Mitoitustilanne	Betonin osa- varmuusluku $\gamma_c$	Betoniteräk- sen osavar- muusluku $\gamma_s$	Jänneteräk- sen osavar- muusluku $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoitustilanteessa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä: - SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu - betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu	1,35	1,10	1,10
Onnettomuustilanne	1,0	1,0	1,0

Tämän jälkeen määritetään suhteellinen momentti  $\mu$  kaavalla (BY203 1995, 74)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, \quad (25)$$

missä

$M_{Ed}$  on palkissa vaikuttava maksimimomentti

$b$  on palkin leveys

$d$  on palkin tehollinen korkeus eli mitta palkin puristetun puolen reunaan pääraudoituksen painopisteakselille

$f_{cd}$  on määritetty kaavalla 23.

Suhteellisen momentin  $\beta$  avulla saadaan laskettua tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus, minkä arvon tulee olla alle taulukosta 12 saatavan raja-arvon. Suhteellinen momentti lasketaan kaavalla (BY203 1995, 75)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}. \quad (26)$$

TAULUKKO 12. Tehollisen puristuspinnan raja-arvot (BY211 2013, 99)

Osavar- muus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$
$\gamma_s=1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s=1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Poikkileikkauksen mittoja on kasvatettava, jos suhteellisen momentin arvo ylittää taulukon 12 raja-arvon. Kun poikkileikkauksen mitat on todettu riittäväksi, voidaan määrittää taivutuksen vaatima raudoitus  $A_s$  johdetulla kaavalla (BY203 1995, 72)

$$A_s = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (27)$$

Lopuksi tulee tarkastaa, että saatu raudoitus täyttää minimiraudoitusehdon. Tarkastus tehdään kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 150)

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, \quad (28)$$

missä  $f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus taulukosta 10. Kaavan 28 tulee täyttää ehto

$$0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013. \quad (29)$$

### 5.3.2 Palkkirakenteen leikkauskestävyys

Yksiaukkoisen teräsbetonipalkin leikkauskestävyystarkastelu aloitetaan tarkastamalla rakenteen leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana. Jos rakenne kestää rasitukset leikkausraudoittamattomana, voidaan palkki raudoittaa minimiteräsmäärää vastaavalla hakamäärällä. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys tarkastetaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 84)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100\rho_l * f_{ck})^{1/3}] * b_w * d \quad (30)$$

missä

$C_{Rd,c}$  on  $0,18/\gamma_c$  missä  $\gamma_c$  on betonin puristuslujuuden osavarmuusluku

$k$  on  $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  missä  $d$  on palkin tehollinen korkeus millimetreinä

$\rho_l$  on  $\frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,02$  missä  $A_{sl}$  on palkin mitoittavan leikkausvoiman kohdalla olevan poikkileikkauksen pääteräsmäärä

$b_w$  on palkin uuman leveys

$d$  on palkin tehollinen korkeus millimetreinä.

Kaavan 30 sulkulausekkeen tulee täyttää vähimmäisarvo  $v_{min}$ . Jos ehto ei täyty, käytetään kaavassa 30 sulkulausekkeen tilalla arvoa  $v_{min}$ . Vähimmäisarvo lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 85)

$$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}. \quad (31)$$

Tämän jälkeen voidaan määrittää vaadittava minimihakateräsmäärä palkkimet-  
rille johdetulla kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 154)

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} * b_w * 1000mm \quad (32)$$

Jos rakenne ei kestä leikkausraudoittamattomana, määritetään hakateräsmäärän leikkauskapasiteetti kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 87)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * z * f_{ywd} * cot\theta \quad (33)$$

missä

$\frac{A_{sw}}{s}$	on hakateräsmäärä palkkimetrille [ $mm^2/m$ ]
$z$	on taivutusmomenttia vastaava sisäinen momenttivarsi, jonka arvona voidaan käyttää likiarvoa $0,9d$ , kun rakenteessa ei ole normaallivoimaa
$f_{ywd}$	on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
$cot\theta$	on betonin muodostaman puristussauvan ja palkin pituusakselin välinen kulma, jonka arvoksi valitaan $1,0 \leq cot\theta \leq 2,5$ eli $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ .

#### 5.4 Mitoitus pilarina

Pilarin mitoitus aloitetaan määrittämällä betonin ja betoniteräksen laskentaluudet kaavoilla 14 ja 15. Pilariin vaikuttaa yleensä pystysuuntainen puristava voima  $N_{Ed}$  sekä ulkoisesta kuormasta aiheutuva momentti  $M_{0Ed}$ . Pilarirakenteilla tulee määrittää rakenteen hoikkuus. Rajahoikkuuden arvo lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 64)

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}}, \quad (34)$$

missä

$A$	on 0,7 (suositusarvo)
$B$	on 1,1 (suositusarvo)
$C$	on 0,7 (suositusarvo).

$n$  lasketaan kaavalla

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}, \quad (35)$$

missä  $A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala.

Pilarin hoikkuus määritetään kaavalla (BY203 1995, 164–165)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (36)$$



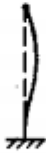


missä  $i$ , eli betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde tarkasteltavassa suunnassa, lasketaan suorakaidepoikkileikkaukselle kaavalla

$$i = \sqrt{\frac{b * h^3 / 12}{A_c}}. \quad (37)$$

Nurjahduspituus  $l_0$  lasketaan taulukosta 13 saatavan rakenteen tuentatavasta riippuvan kertoimen  $k_0$  ja rakenteen pituuden  $L$  avulla (BY203 1995, 162)

$$l_0 = k_0 * L. \quad (38)$$

TAULUKKO 13. Teräsbetonipilarin nurjahduspituuksien arvot (BY203, 1995, 163)

Tuenta	Sivusiirtävyys	$k_0$		
		Teoreettinen	Suosittelava	
Molemmissa päissä nivelet		Estetty	1,0	1,0
Molemmissa päissä jäykkä kiinnitys		Estetty	0,5	0,70
Toisessa päässä jäykkä kiinnitys, toisessa päässä nivel		Estetty	0,7	0,80
Alapäässä jäykkä kiinnitys, yläpää vapaa, ns. mastopilari		Vapaa	2,0	2,20
Alapäässä jäykkä kiinnitys, yläpäässä sivusiirtymämahdollisuus		Vapaa	1,0	1,20

Pilari on jäykkä, jos  $\lambda$  on pienempi kuin  $\lambda_{lim}$ . Jäykällä pilarilla ei tarvitse huomioida toisen kertaluvun vaikutusta. Jos taas  $\lambda$  on suurempi kuin  $\lambda_{lim}$ , pilari on hoikka, eli lisäepäkeskisyys on huomioitava. Mitoittava epäkeskisyys  $e_d$  lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 192)

$$e_d = e_0 + e_i + e_2, \quad (39)$$

missä

$e_0$  on kuorman epäkeskisyys

$e_i$  on lisäepäkeskisyys, jonka arvo rakennuksen jäykistäville pilareille on  $l_0/150$ . Kun pilarilla ei jäykistetä rakennusta, vaan jäykistys toteutetaan esimerkiksi levyrakenteilla, lisäepäkeskisyyden arvona käytetään  $l_0/400$

$e_2$  on toisen kertaluvun vaikutus.

Kuorman epäkeskisyys on suurin arvoista (BY203, 1995, 170; SFS-EN 1992-1-1, 82)

$$e_0 = \max \begin{cases} M_{Ed}/N_{Ed} \\ h/30 \\ 20\text{mm} \end{cases} \quad (40)$$

Toisen kertaluvun vaikutus lasketaan pilareille, joilla on symmetrinen poikkileikkaus, kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 72)

$$e_2 = K_r * K_\varphi * \frac{f_{yd}/E_s}{4,5*d} * l_0^2, \quad (41)$$

missä

$K_r$  on normaalivoimasta ja poikkileikkauksen mekaanisesta raudoitussuhteesta riippuva korjauskerroin. Arvona voidaan käyttää 1,0 jolloin saadaan varmallalla puolella oleva raudoitusmäärä

$K_\varphi$  on viruman huomioiva kerroin

$E_s$  on teräksen kimmokerroin.

Viruman huomioiva kerroin lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 73)

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) * \varphi_{ef} \geq 1,0 \quad (42)$$

missä  $\varphi_{ef}$  on tehollinen virumaluku, jonka arvoksi voidaan valita 1,5.

Kun mitoittava epäkeskisyys on laskettu, voidaan laskea mitoittava taivutusmomentti kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 71–72)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} * e_d. \quad (43)$$

Mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$  luetaan kuvion 11 mukaisesta kuvaajasta suhteellisen normaalivoiman  $\nu$  ja suhteellisen momentin  $\mu$  avulla. Oikea kuvaaja valitaan suhdeluvun  $d'/h$  perusteella, missä  $d'$  on pilarin pääraudoituksen painopisteen

etäisyys pilarin reunasta ja  $h$  on pilarin poikkileikkauksen korkeus. Raudoitussuhteen määrittämiseen lasketaan suhteellinen momentti kaavalla (BY203 1995, 166)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}, \quad (44)$$

ja suhteellisen normaalivoiman arvo kaavalla

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}, \quad (45)$$

missä

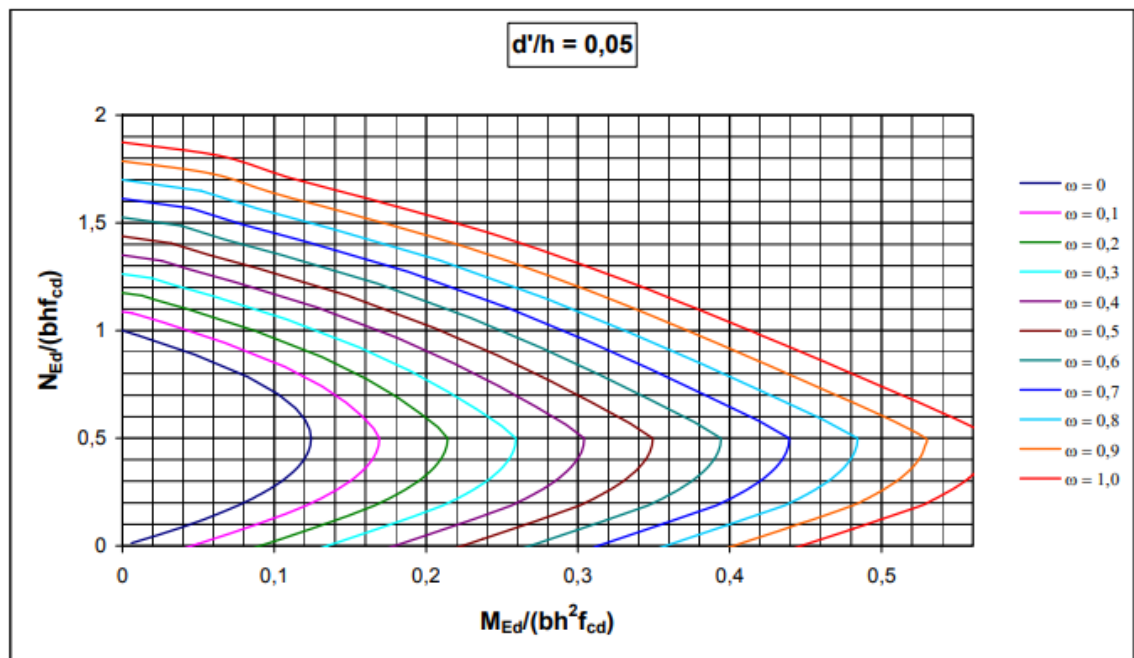
$M_{Ed}$  on pilarissa vaikuttava mitoitusmomentti

$N_{Ed}$  on pilarissa vaikuttava normaalivoiman mitoitusarvo

$b$  on pilarin poikkileikkauksen leveys

$h$  on pilarin poikkileikkauksen korkeus

$f_{cd}$  on betonin laskentalujuus.



KUVIO 11. Esimerkki pilarin yhteisvaikutusdiagrammista (Betoniteollisuus, 15)

Lopuksi määritetään vaadittava teräsmäärä ja valitaan riittävä rauditus. Vaadittava teräsmäärä lasketaan kaavalla (BY203 1995, 168)

$$A_s = \omega * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * h. \quad (46)$$

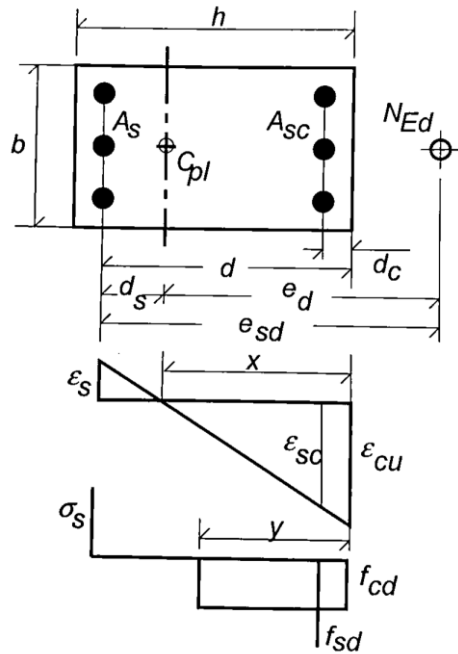
Varmistetaan, että minimi- ja maksimiraudoitusehto täyttyy. Raudoitusta saa olla enintään kansallisen liitteen mukaan  $A_{s,max}=0,06*A_c$ . Minimiraudoitus lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 160)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,002 * A_c \\ \frac{0,10 * N_{Ed}}{f_{yd}} \end{array} \right. . \quad (47)$$

Hakaraudoituksen avulla sidotaan pääraudoitus ja estetään pääraudoitusta nurjahtamasta. Hakaraudoituksen halkaisijaksi valitaan vähintään 6 mm tai neljäsosa pääraudoitustankojen halkaisijasta, sen mukaan kumpi antaa suuremman arvon. Hakojen jakoväli on kansallisen liitteen mukaan suurin seuraavista: (SFS-EN 1992-1-1, 160)

- 15 kertaa pääraudoitustangon halkaisija
- pilarin pienin sivumitta
- 400 mm.

Normaalivoiman ja taivutuksen rasittaman pilarin kapasiteettia laskettaessa tulee tarkastella neljää tapausta. Kapasiteettikuvaaja määritetään selvittämällä kapasiteetti keskiselle puristukselle, tasapainomurrolle, puhtaalle taivutukselle ja taipaukselle, jossa pilarin reunapuristuma on nolla. Seuraavissa kaavoissa esiintyviä poikkileikkaussuureita on esitelty kuviossa 12. (BY210 2008, 217).



KUVIO 12. Pilarin kapasiteetin mitoituksessa käytettävät poikkileikkaussuureet (BY210 2008, 214)

Aluksi tarkastellaan tilannetta, jossa pilariin vaikuttaa keskinen normaalivoima ja pilarissa ei esiinny momenttia. Poikkileikkauksen puristuskestävyys tässä tapauksessa lasketaan kaavalla (BY210 2008, 213)

$$N_{Rd,0} = f_{cd} * A_c + f_{yd} * A_s. \quad (48)$$

Seuraavassa pisteessä momenttia on riittävästi, jotta rakenteen poikkileikkauksen vedetyn puolen raudoituksessa on likimain nollijännitys. Puristuspuolella huomioidaan myös puristusraudoituksena toimivan raudoituksen pinta-ala  $A_{sc}$  kuten kuviossa 12 on esitetty. Normaalivoimakapasiteetti lasketaan kaavalla (BY210 2008, 217)

$$N_{Rd,D} = \lambda * b * h * f_{cd} + A_{sc} * f_{yd}, \quad (49)$$

ja momenttikapasiteetti kaavalla

$$M_{Rd,D} = \left(0,125 - \frac{(\lambda - 0,5)^2}{2}\right) * b * h^2 * f_{cd} + \left(\frac{h}{2} - d_c\right) * A_{sc} * f_{yd}. \quad (50)$$

Kaavoissa 49 ja 50 esiintyvän  $\lambda$  kertoimen arvo on 0,8 kun betonin  $f_{ck}$  on alle 50MPa. Muuttuja  $d_s$  eli plastisen painopisteen kautta kulkevan neutraaliakselin etäisyys vetoraidoituksesta (kuvio 12) lasketaan kaavalla (BY210 2008, 214)

$$d_s = \frac{f_{cd} * b * h * (d - 0,5h) + A_{sc} * f_{yd} * (d - d_c)}{f_{cd} * b * h + (A_s + A_{sc}) * f_{yd}}. \quad (51)$$

Tasapainomurto tapahtuu, kun vetoteräksset saavuttavat myötörajan juuri kun betonin reunapuristuma on  $\varepsilon_{cu}$  eli betonissa tapahtuu puristusmurto. Reunapuristuman  $\varepsilon_{cu}$  arvo saadaan taulukosta 10. Tasapainomurron laskenta aloitetaan selvittämällä betonin poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti ja siitä saatava puristusvyöhykkeen korkeus kaavalla (BY210 2008, 214)

$$y_b = \frac{\varepsilon_{cu} * E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} * E_s} * \lambda * d, \quad (52)$$

jonka jälkeen voidaan laskea normaalivoimakapasiteetti kaavalla

$$N_{Rd,b} = \lambda * b * h * f_{cd} * \frac{\varepsilon_{cu} * E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} * E_s} + (A_{sc} - A_s) * f_{yd}, \quad (53)$$

ja momenttikapasiteetti kaavalla

$$M_{Rd,b} = f_{cd} y_b b (d - d_s - 0,5 y_b) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c - d_s) + A_s f_{yd} d_s. \quad (54)$$

Viimeisenä tarkastetaan puhdas taivutuskestävyys, jolloin pilarissa ei esiinny normaalivoimaa. Tällöin murto tapahtuu joko veto- tai puristusmurtona riippuen raudoitussuhteesta  $\omega$ . Varmimmin vetomurto tapahtuu, kun raudoitusta on kohtuullisesti. Taivutuskestävyys lasketaan kaavalla (BY210 2008, 206)

$$M_{pl,Rd} = \mu * b * d^2 * f_{cd}, \quad (55)$$

jonka kaavassa esiintyvä kerroin  $\mu$  ottaa huomioon raudoitussuhteen, terästen sijainnin poikkileikkauksessa sekä puristetun poikkileikkauksen suhteellisen korkeuden. Kertoimen  $\mu$  arvo lasketaan kaavalla

$$\mu = \omega * \left(1 - \frac{d_c}{d}\right) - \beta_c * \left(\frac{\beta_c}{2} - \frac{d_c}{d}\right). \quad (56)$$

Kertoimen  $\beta_c$  arvo lasketaan esimerkiksi jakamalla poikkileikkauksen puristusjännityksen suorakaiteen korkeus  $y$  poikkileikkauksen tehollisella korkeudella  $d$  (BY210 2008, 200, 206).

## 6 POHDINTA

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli selvittää opinnäytetyön tekijälle ja lukijalle, mitä betonirakenteisen aukotetun seinäelementin mitoituksessa tulee ottaa huomioon. Teoriaosuuden perusteella oli tarkoitus laatia tilaajayrityksen käyttöön eri rakenneosille kapasiteettitaulukot sekä selkeä mitoituksen kulkukaavio. Mielestäni nämä tavoitteet toteutuivat, ja lopputuloksena saatiin käyttökelpoinen työkalu elementtisuunnittelun tueksi. Lopputuloksena saatiin lisäksi Excel-laskentapohjat eri rakenneosien mitoitukseen. Työn tavoitteena oli tehostaa ja helpottaa seinäelementtien suunnittelua tilaajayrityksessä ja tämän tavoitteen toteutuminen selvinnee paremmin ajan kuluessa. Uskon, että kapasiteettitaulukot, kapasiteettikuvaajat, mitoituksen kulkukaavio ja Excel-laskentapohjat tulevat nopeuttamaan ja tehostamaan suunnittelutyöskentelyä tilaajayrityksessä.

Näkemykseni mukaan tästä opinnäytetyöstä kokonaisuudessaan tulee olemaan hyötyä etenkin aloitteleville elementtisuunnittelijoille. Rakenneosien kapasiteettitaulukoista uskon olevan hyötyä myös kokeneemmille suunnittelijoille. Tästä opinnäytetyöstä oli paljon hyötyä myös työn tekijälle, sillä käsitelty kirjallisuus ja teokset tulivat opinnäytetyötä tehdessäni tutummiksi ja uskon, että niiden käyttäminen jatkossa on helpompaa kuin aiemmin. Aiheeseen liittyvää kirjallisuutta lukiessani tuli myös aiempaa selkeämmäksi, miksi tiettyjä asioita lasketaan ja tarkastellaan rakenteita mitoittaessa ja mihin asioihin ne lopputuloksen kannalta vaikuttavat. Aiheena elementtisuunnittelu oli itselleni melko vieras ennen työhön ryhtymistä mutta aihe selkeytyi melko nopeasti työn edetessä. Tämä lisäsi siis omaa ammattitaitoani ja osaamistani rakennesuunnittelijana ja olen tyytyväinen, että kyseinen aihe valikoitui opinnäytetyöni aiheeksi.

Jatkossa Excel-laskentapohjia on hyvä tarpeen vaatiessa kehittää, sillä niiden käytettävyys selviää kunnolla vasta siinä vaiheessa, kun niitä aletaan todellisuudessa käyttämään. Laskentapohjia on mahdollista myös kehittää pidemmälle sen mukaan, mitä käytön myötä koetaan tarpeelliseksi. Esimerkiksi eri raudoitevaihtoehtoja ei ole vielä kovin paljoa tarjolla laskentapohjissa ja niitä voisikin lisätä tarpeen mukaan. Ankkurointipituuden määrittäminen saattaisi myös olla hyödyllinen lisä Excel-laskentaan. Rakenneosien kapasiteettitaulukot ja -kuvaajat taas on

luotu vain käytetyimmille elementtimitoille, joten tässä näen kehitysmahdollisuuden jatkoa ajatellen. Olisi ehkä hyödyllistä, jos taulukoista pystyisi lukemaan myös korkeampien elementin rakenneosien kapasiteetit. Tämä oli myös yksi syy erillisten Excel-laskentapohjien luontiin.

Laskentapohjia luodessa selkeni myös se, mistä eri rakenneosien kuormituskapasiteetit koostuvat ja miten esimerkiksi eri poikkileikkausmittojen muutokset vaikuttavat rakenteen kapasiteettiin. Myös eri raudoitusmäärien vaikutus kapasiteettiin ja leikkausraudoituksen määrään vaikuttavat tekijät selkenivät työtä tehdessäni. Uskoisin, että jatkossa on helpompi lähteä kasvattamaan rakenteen kuormituskapasiteettia rakenteita mitoittaessa. Etenkin rakenneosien kestävyysluokkien arviointi on kehittynyt huomattavasti laskentapohjien ja taulukoiden teon myötä.

## LÄHTEET

Betoniteollisuus ry. n.d. Betonirakenteiden suunnitteluohje, osa 5.  
<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/pilarit>

Betoniyhdistys ry. 1995. BY203. Betonirakenteiden perusteiden oppikirja. Helsinki. Betoniyhdistys ry.

Betoniyhdistys ry. 2008. BY210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. 4.painos. Helsinki. Betoniyhdistys ry.

Betoniyhdistys ry. 2013. BY211. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja–osa 1. 2. korjattu painos. Helsinki. Betoniyhdistys ry.

Betoniyhdistys ry. Elementtirakentamisen historia. Luettu 17.2.2020.  
<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen/elementtirakentamisen-historia>

Saarinen E. 1986. RIL 125 Teräsbetonirakenteet. Helsinki. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL.

SFS EN 1991-1-1+AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. osa 1-1: yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Luettu 19.2.2020. Vaatii käyttöoikeuden.  
<https://online.sfs.fi/fi/index.html.stx>

SFS EN 1992-1-1+A1+AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS. Luettu 19.2.2020. Vaatii käyttöoikeuden. <https://online.sfs.fi/fi/index.html.stx>

Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry & Suomen Betoniyhdistys ry. 2011. RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry & Suomen Betoniyhdistys ry

Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry. 2017. RIL 201-1-2017 Sunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

Ympäristöministeriö. 2019. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Betonirakenteet. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Luettu 17.3.2020

Ympäristöministeriö. 2016. 6/16 ympäristöministeriön asetus lumikuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-3. Helsinki. Luettu 1.3.2020. [https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden\\_lujuus\\_ ja\\_vakaus](https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ ja_vakaus)

## LIITTEET

Liite 1. Mitoituksen kulkukaavio, kapasiteettitaulukot ja -kuvaajat

Tämä liite ei ole mukana julkisessa raportissa