

Valueristeharkkorakenteisen kellarin- seinän mitoittaminen

Olli Vertanen

Opinnäytetyö
Huhtikuu 2020
Tekniikan ja liikenteen ala
Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Tekijä(t) Vertanen Olli	Julkaisun laji Opinnäytetyö, AMK	Päivämäärä Huhtikuu 2020
	Sivumäärä 55	Julkaisun kieli Suomi
		Verkojulkaisulupa myönnetty: x
Työn nimi Valueristeharkkorakenteisen kellarinseinän mitoittaminen		
Tutkinto-ohjelma Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma		
Työn ohjaaja(t) Hannu Haapamaa, Jukka Konttinen		
Toimeksiantaja(t) HB-Betoniteollisuus Oy		
Tiivistelmä <p>Valueristeharkkoja käytetään pientalorakennuksissa ulko- ja kellarinseinissä. Lähtökohtana oli tuottaa HB-Betoniteollisuudelle valueristeharkkorakenteisten kellarinseinien suunnittelun avuksi Excel-laskentapohja, jonka avulla suunnitelmien tekeminen muuttuisi helpommaksi ja tarkemmin valvotuksi. Laskentapohja toimii samalla ohjeistuksena kyseisten rakenteiden suunnitteluun.</p> <p>Valueristeharkkorakenteisen kellarinseinän mitoittamista tutkittiin raudoittamattomana ja raudoitettuna rakenteena, taivutettuna sekä samanaikaisesti puristettuna ja taivutettuna. Rakenteen rakenteellista kestävyyttä tutkittiin Eurokoodien sekä Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan. Mitoitusta lähdettiin tutkimaan perehtymällä julkaistuihin mitoitushjeiseihin ja määräyksiin. Laskentaohjeita lähdettiin laatimaan näiden perusteella, joista yritettiin samalla tuoda esiin mitoituksen kulmakivet. Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B9 mukainen mitoitus on edelleen Ympäristöministeriössä hyväksytty mitoitusmenetelmä.</p> <p>Tuloksena saatiin laskentapohja, joka perustuu Suomen rakentamismääräyskokoelman B-sarjaan. Laskentapohja toimii apuna kyseisen rakenteen suunnitteluun. Laskentapohjaa voidaan soveltaa myös ulkoseinien sekä kantavien väliseinien mitoitukseen. Tulevaisuudessa sitä voitaisiin täydentää muilla harkkotyypeillä. Mikäli ohjeistuksia tullaan jossain määrin muuttamaan, tulee laskentapohjakin päivittää. Käsineläskentämenetelmät soveltuvat alustavaan mitoitukseen mutta tietokoneohjelmia vaaditaan tarkemmassa mitoituksessa.</p>		
Avainsanat (asiasanat) Valueristeharkot, maanpaineseinät, mitoitus, eurokoodit, rakmk		
Muut tiedot		

Author(s) Vertanen, Olli	Type of publication Bachelor's thesis	Date April 2020
	Number of pages 55	Language of publication: Finnish
		Permission for web publication: x
Title of publication Dimensioning of the cast insulation block structured basement wall		
Degree programme Construction and Civil Engineering		
Supervisor(s) Haapamaa, Hannu and Konttinen, Jukka		
Assigned by HB-Betoniteollisuus Oy		
Abstract <p>Cast insulation blocks are used in detached house buildings in exterior and basement walls. The starting point was to provide HB-Betoniteollisuus Oy with an Excel calculation base to help design the cast insulation block structured basement walls. At the same time, the calculation base provides guidelines for the design of such structures.</p> <p>The dimensioning of a basement wall with cast insulation block structure was studied as an unreinforced and reinforced structure, bent and simultaneously pressed and bent. The structural durability of the structure was studied according to the Eurocodes and the National Building Code of Finland. The sizing was studied by examining the published sizing instructions and regulations. The calculation instructions were based on these instructions and regulations which were also used to highlight the cornerstones of dimensioning. Dimensioning in accordance with section B9 of the National Building Code of Finland is still an approved dimensioning method at the Ministry of the Environment.</p> <p>The result was a calculation base that has been prepared in accordance with the B series of the Finnish Building Code. The calculation base serves as an aid in the design of the structure in question. The calculation base can also be applied to the dimensioning of external walls and load-bearing partitions. In the future, it could be supplemented with other types of blocks. If the instructions will be changed to some extent, the calculation base must also be updated. Manual calculation methods are suitable for preliminary dimensioning but computer programs are required for more precise dimensioning.</p>		
Keywords (subjects) Cast insulation block, pressure walls, dimensioning, eurocodes, National Building Code of Finland		
Miscellaneous		

Sisältö

1	Johdanto	4
1.1	Opinnäytetyön tausta, tavoitteet ja rajaukset	4
1.2	Toimeksiantaja.....	4
1.3	Aikaisemmat tutkimukset.....	5
2	Valueristeharkot	6
3	Valueristeharkkorakenteiden mitoittaminen	8
3.1	Mitoittamisen lähtökohdat	9
3.2	Kuormat	13
3.3	Rakenteellinen kestävyys	15
4	Eurokoodin mukainen mitoitus	24
4.1	Kuormat	25
4.2	Maanpaine.....	26
4.3	Tiivistyspaine	30
4.4	Kuormien yhdistely	31
4.5	Rakenteellinen kestävyys	33
5	Laskuesimerkki	40
5.1	Materiaaliominaisuudet	41
5.2	Kuormat	43
5.3	Mitoitus	46
6	Pohdinta	50
7	Lähteet	52
8	Liitteet	55

Kuviot

Kuvio 1.	HB-EMG400 harkon mitat	7
Kuvio 2.	Kertoimen kc arvot	12
Kuvio 3.	Tehollisen korkeuden määrittäminen	13
Kuvio 4.	Maanpainekuormat.....	14
Kuvio 5.	Pystykuorman jakautuminen seinässä	17
Kuvio 6.	Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi sekä poikkileikkauksen murtumistavat normaalivoiman ja epäkeskisyyden vaihdella ..	20
Kuvio 7.	Tiivistetyn täytön aiheuttama paine	30
Kuvio 8.	Pilareiden nurjahduspituudet ja -muodot.....	37
Kuvio 9.	Esimerkkejä C-kertoimen arvoista.....	37
Kuvio 10.	Rakennemalli ja maanpainekuviot	41
Kuvio 11.	Laskentapohjan yhteisvaikutusdiagrammi, <i>Nd1</i>	48
Kuvio 12.	Laskentapohjan yhteisvaikutusdiagrammi, <i>Nd2</i>	49

Taulukot

Taulukko 1. Betonipeitteen vähimmäisvaatimukset 50 vuoden käyttöiälle.....	25
Taulukko 2. Betonin ominaisuuksien vaatimukset 50 vuoden käyttöiälle.....	25
Taulukko 3. Yhdistelykertoimet.....	32
Taulukko 4. Seuraamusluokkien mukaiset kuormakertoimet	32

Keskeiset käsitteet:

Hyötykuorma	Kuorma, jonka suuruus ja sijainti vaihtelee (RIL 201-1-2017, 21).
Kitkamaa	Karkearakeiset maalajit, joiden leikkauslujuus muodostuu ainoastaan rakeiden välisestä kitkasta. Esimerkiksi sora ja hiekka. (Rantamäki, Jääskeläinen & Tammirinne 2009, 124.)
Koheesioma	Maalajit, joiden maahiukkasten välisistä kiinnevoimista aiheutuu koheesio (Rantamäki ym. 2009, 123).
Käyttörajatila	Rakenteen käyttökelpoisuusvaatimukset ylittävä tila (RIL 201-1-2017, 21).
Maanpaine	Maan ja rakenteen kosketuskohdassa vaikuttava, rakenteeseen kohdistuva paine (Rantamäki ym. 2009, 233).
Muottiharkko	Päällekkäin ladottavat harkot, joissa on ontelot betonivalulle harkkojen sisällä (EMG400 suunnittelu- ja työohje, n.d).
Murtorajatila	Rakenteen vaurioitumiseen tai sortumiseen johtava tila (RIL 201-1-2017, 21).
Pysyvä kuorma	Kuorma, joka pysyy oletettavasti samana koko rakennuksen käyttöajan ajan (RIL 201-1-2017, 21).
RakMK	Suomen rakentamismääräyskokoelma.
Tiivistyspaine	Seinän vierustalla tapahtuvasta maan tiivistyksestä aiheutuva paine rakenteeseen (RIL 207-2009, 163).

1 Johdanto

1.1 Opinnäytetyön tausta, tavoitteet ja rajaukset

Opinnäytetyössä käsitellään valueristeharkkoseinän rakenteellisen kestävyuden määrittämistä. Opinnäytetyö rajataan HB-Betoniteollisuus Oy:n harkkotyyppiin EMG400, yksiaukkoiseksi rakenteeksi ilman välitukia. Työssä ei huomioida aukkojen vaikutusta, ääneneristävyyttä, liikuntasauvoja, raudoitusten ankkurointia eikä lämmöneristävyyttä.

Työn tavoitteena on tuottaa HB-Betoniteollisuus Oy:lle Excel-laskentapohja valueristeharkkorakenteisten kellarinseinien suunnittelun avuksi yksinkertainen ja helppokäyttöinen, joka toimii samalla ohjeistuksena kyseisten rakenteiden mitoittamiseen. Laskentapohjasta on tavoitteena saada tulostettua A4-kokoinen tuloste, josta käy ilmi lähtötietoina rakenteen mitat, kuormat, käytetyt materiaalit sekä valitut teräkset ja laskennan tulokset.

Ongelmaksi on muodostunut suunnittelijoiden kapea osaaminen valueristeharkkorakenteiden mitoittamiseen. Excel-laskentapohja tarjoaa suunnittelijoille työkalun valueristeharkkorakenteisten kellarinseinien mitoittamiseen sekä oleellista tietoa valueristeharkkorakenteiden suunnitteluun.

1.2 Toimeksiantaja

Työn toimeksiantajana toimii HB-Betoniteollisuus Oy. Armas Harjun vuonna 1963 Jyväskylässä perustama valmisbetoniasema Harjun Betoni Oy teki konkurssin vuonna 1992 ja perustettiin HB-Betoniteollisuus Oy. Nykyään HB-Betoniteollisuus on keskittynyt valmistamaan betonituotteita, joita ovat porraselementit, mosaiikkibetonilaatat, valu-, kevytsora- ja väliseinääharkot sekä erilaiset ympäristötuotteet kuten pihapäällysteet ja muurikivet. HB-Betoniteollisuuden asiakkaita ympäri Suomea ovat rakennusliikkeet, viherasennusurakoitsijat, rautakaupat sekä kivimyymälät. Pääkonttori sijaitsee Jyväskylässä ja toimintaa on myös Jyväskylän lisäksi Somerolla. HB-

Betoniteollisuus Oy työllistää n.200 henkilöä ja liikevaihto vuonna 2018 oli 18,0 milj. €. (Ahonen 2018.)

Opinnäytetyö tehdään yhteistyössä Ramboll Finland Oy:n kanssa, joka on osa Ramboll-konsernia. Vuonna 1945 Tanskassa perustettu suunnittelu- ja konsultointiyritys työllistää n.16 500 henkilöä maailmanlaajuisesti, joista Suomessa työskentelee n. 2500 henkilöä. Ramboll-konsernin liikevaihto vuonna 2019 oli 1,89 mrd. €, josta Ramboll Finland Oy:n osuus oli 240 milj. €. (Ramboll Finland Oy, n.d.)

1.3 Aikaisemmat tutkimukset

Vuonna 2012 on tehty opinnäytetyö muottiharkkorakenteiden mitoittamisesta eurokoodilla. Opinnäytetyössä on tutkittu muottiharkkorakenteiden mitoittamista eurokoodien sekä Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) osan B9 luonnoksen 2011 mukaan. Kyseisessä opinnäytetyössä ei ole käsitelty eristehalkaisulla olevia valuharkkoja. Tuohon aikaan on ollut käynnissä RakMK B-sarjan uudistaminen, tarkoituksena tehdä B-sarjasta eurokoodien kanssa yhteen sopiva. B-sarjan oli tarkoitus valmistua vuonna 2013, jolloin vanhat B-sarjat poistuisivat käytöstä. (Arffman 2012.) Arffmanin opinnäytetyössä käytettyä B9 luonnosta eikä uutta B9 julkaisua ole enää saatavilla.

Arffmanin opinnäytetyön tuloksissa on todettu mitoitusesimerkkeihin perustuen, että vanha RakMK B9 antaa maanpainesinille hieman suurempia maksimitukivälejä kuin eurokoodien mukainen laskenta, jossa on käytetty aktiivipainetta. Vanhojen määräysten mukaan laskettaessa on saatu jopa parempia tuloksia verrattuna eurokoodien mukaiseen laskentaan, kun maanpaine on laskettu lepopaineena. Lopuksi on todettu, että eurokoodien ja vanhojen määräysten väliset erot ovat yleensä merkityksettömiä. Pohdinnassa on myös todettu, että vanhoilla määräyksillä saadut epätarkemmat tulokset ovat kuitenkin riittävän tarkkoja. (Arffman 2012.)

2 Valueristeharkot

Valueristeharkot ovat päällekkäin ladottavia muottiharkkoja, joissa on lämmöneriste kahden valuharkkokuoren välissä. Harkkojen asennuksessa ei käytetä muurauslaastia. Niissä olevat ontelot valetaan betonilla. Valueristeharkot voidaan vaaka- ja/tai pystyraudoittaa, jolloin ne soveltuvat ulkoseinien lisäksi myös kellarin maanpaineseiniksi. Valueristeharkkojen kantavuus perustuu harkkojen valuonteloihin valettavaan betoniin sekä betonivaluun sijoitettaviin teräksiin. (EMG400 suunnittelu- ja työohje, n.d.)

Muottiharkkoja ladottaessa ne limitetään siten, että niiden valuontelot tulevat kohdakkain. Suunniteltaessa valueristeharkkorakenteita on suositeltavaa käyttää valmistajan ohjeistamaa moduulimitoitusta. Tällöin on mahdollista minimoida harkkojen katkaisutarve. Moduulimitoitusta ei kuitenkaan ole välttämätöntä käyttää. (Mattila, Mäki, Palolahti & Tikanoja 2016, 3-4.)

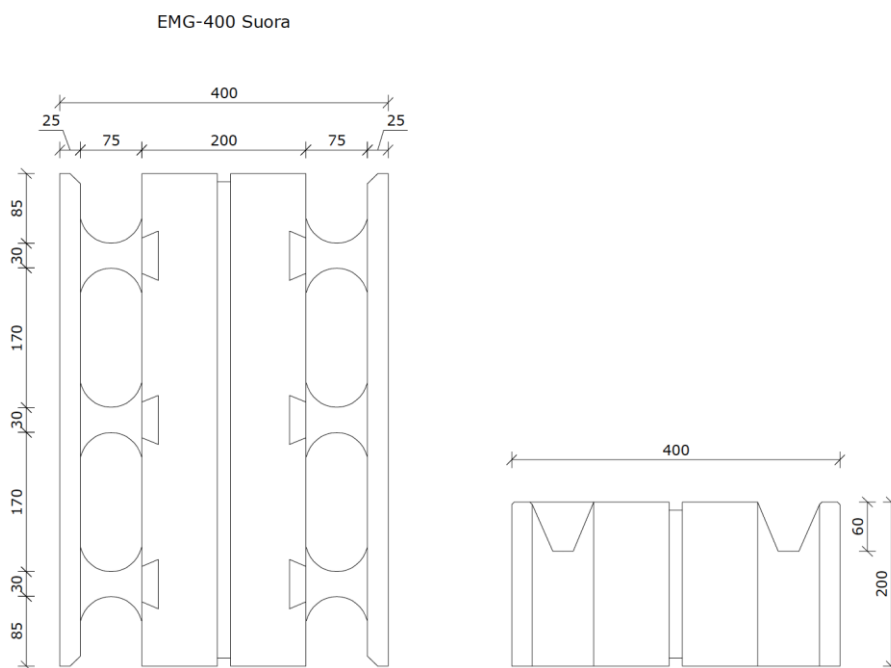
HB-Betoniteollisuuden valmistamat valueristeharkot EMG400 suora-, kulma- ja päätyharkot ovat CE-merkittyjä ja täyttävät kansallisen soveltamisstandardissa SFS 7018 esitetyt vaatimukset. Tuotteiden laadunvalvonta ja tuotanto on valvottua Kiwa Inspecta Oy:n toimesta, josta on todistuksena FI-merkki. HB-Betoniteollisuus Oy noudattaa sertifioituja ympäristöstandardeja ISO 14001 sekä laatustandardeja ISO 9001. (EMG400 suunnittelu- ja työohje. n.d.)

Ympäristöministeriön kantavien rakenteiden asetuksessa sanotaan, että kantavien ja jäykistävien rakenteiden olennaiset tekniset vaatimukset täyttyvät suunniteltaessa eurokoodien mukaan, mutta muitakin suunnittelujärjestelmiä voidaan käyttää rakennusvalvonnan hyväksynnällä. Kantavien rakenteiden asetuksessa sanotaan myös, että suunnittelussa tulee käyttää yhtenäistä suunnittelu- ja toteutusjärjestelmää. (A 477/2014.)

Rakennusteollisuuden mukaan muottiharkkorakenteiden osalta Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) osa B9 on edelleen voimassa. Tällöin suunnittelun osalta noudatetaan koko RakMK B-sarjaa sekä kantavien rakenteiden asetusta.

Kuormien osalta tulee noudattaa RakMK:n osaa B1. Valueristeharkkorakenteet voidaan mitoittaa myös Eurokoodin mukaan, jolloin rakenteen toimivaksi osaksi oletetaan ainoastaan betonivalu. (Koponen 2020.) Ympäristöministeriön kotisivuilla on lista kumotuista rakentamismääräyksistä. Kumottujen määräysten listalla ei ole osaa B9. (Ympäristöministeriö 2019.)

HB-Betoniteollisuus Oy valmistaa myös valuharkkoja ilman eristehalkaisua, mutta tässä opinnäytetyössä niitä ei tarkastella. Tässä työssä käsitellään HB-betoniteollisuus Oy:n valueristeharkkoa EMG400. Harkon rakenne koostuu 25mm muottireunoista, 75mm valettavista ulko- ja sisäkuorista sekä 200mm EPS-Grafit eristeestä ja harkon U-arvoksi annetaan $0,16 \text{ W/m}^2\text{K}$ ja ääneneristävyydeksi (R_w) 54dB. (EMG400 suunnittelu- ja työohje. n.d.) Valueristeharkon EMG-400 mitat on esitetty kuviossa 1.



Kuvio 1. HB-EMG400 harkon mitat
(EMG400 suunnittelu- ja työohje. n.d.)

3 Valueristeharkkorakenteiden mitoittaminen

Suunnittelussa tulee käyttää yhtenäistä suunnittelu- ja toteutusjärjestelmää, jolloin valueristeharkkorakenteinen kellarinseinä voidaan mitoittaa joko Eurokoodien mukaan tai Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) osan B9 mukaan. Mitoitettaessa RakMK:n osan B9 mukaan tulee noudattaa koko RakMK B-sarjaa. Kuormien osalta tulee noudattaa RakMK:n osaa B1. Eurokoodien mukaisia kuormia ja aineominaisuuksia ei voida käyttää mitoitettaessa RakMK B9:n mukaan. (Koponen, 2020.)

Mitoitettaessa valueristeharkkorakenteita RakMK B9:n mukaan voidaan tällöin hyödyntää muottiharkon rakennetta rakenteen lujuutta lisäävänä ominaisuutena (Mattiila ym. 2016, 3). Eurokoodien ja RakMK:n mukaisia mitoitusmenetelmiä ei voida käyttää sekaisin (Koponen 2020).

Eurokoodien mukaisessa mitoituksessa kuormat määritetään standardien SFS-EN 1991-1-1 (Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat), sekä geoteknisten kuormien osalta SFS-EN 1997-1 (Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu) mukaan. Rakenteellisen kestävyuden määrittämiseen käytetään standardia SFS-EN 1992-1-1 (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu), koska eurokoodien mukaan mitoitettaessa rakenteessa toimivaksi osaksi oletetaan ainoastaan betonivalu (Mattiila ym. 2016, 3).

Standardin SFS-EN 1996-1-1 (Eurokoodi 6: Muurattujen rakenteiden suunnittelu) käyttö ei sovellu valueristeharkkoille. Ensimmäiseksi valueristeharkot ovat valettuja rakenteita. Niiden kantavuus perustuu valuonteloihin valettavaan betoniin (EMG400 suunnittelu- ja työohje, n.d.). Toiseksi, standardissa SFS-EN 1996-1-1 (2013, 12) muurattu rakenne on määritelty rakenteeksi, jossa käytetään muurauskappaleita ja laastia. Valueristeharkkojen väleissä ei käytetä muurauslaastia (EMG400 suunnittelu- ja työohje, n.d.).

Muottiharkkojen tulee olla CE-merkittyjä standardin SFS-EN 15435: Betonivalmisosat, Muottiharkot normaalipainoisesta kevytkiviainesbetonista -mukaan. Mitoitettaessa RakMK B9:n mukaan harkkojen tulee myös olla FI-merkittyjä. Mitoitusmenetelmästä riippumatta tulee harkkojen onteloiden valussa käytetyn betonin täyttää standardin

SFS-7022 (ks. taulukko 2) rasitusluokkien mukaiset vaatimukset. Julkisivuissa käytettävän betonin tulee täyttää rasitusluokkien XF1 ja XC3 vaatimukset, jolloin jäädytys-sulatusrasituksen takia betoninlujuusluokaksi vaaditaan vähintään lujuusluokkaa C30/37 vastaava lujuusarvo. (Mattila ym. 2016, 3-4.)

3.1 Mitoittamisen lähtökohdat

Luvuissa 3.1...3.3 kerrotaan valueristeharkkorakenteisen kellarin seinän mitoitus RakMK B-sarjan mukaan.

Mitoituksessa oletuksena on, että kuorten välillä käytetään muuraussiteitä, joiden tulee olla syöpymätöntä terästä. Liittorakenteena toimivalle rakenteelle voidaan vaakavoimien aiheuttamat rasitukset jakaa tasan ulko- ja sisäkuorelle.

Mitoituksessa teholliseksi poikkileikkaukseksi oletetaan betonivalun ja harkon poikkikannasten keskialue muottiharkon kuorien välissä. Tähän voidaan tehdä poikkeuksia seuraavasti (Mattila ym. 2016, 4):

- Muottiharkon kuoret voidaan laskea mukaan rakenteen paksuuteen, kun lasketaan puristetun rakenteen epäkeskisyyttä ja nurjahduspituuden suhdetta paksuuteen.
- Puristusvyöhykkeeseen voidaan ottaa mukaan puolet kuoren paksuudesta, kun lasketaan taivutusmomenttia juoksulimitetylle vaakasuuntaan kantavalle seinälle.

Sisä- ja ulkokuori mitoitetaan puristettuna ja taivutettuna rakenteena riippuen siitä, tuleeko ulkokuorelle puristavaa normaalivoimaa. Mikäli ulkokuorelle ei tule puristavaa normaalivoimaa ja sisäkuoren mitoitus tehdään normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutukselle, tällöin ulkokuoren taivutuskestävyys tulee määritellä erikseen.

RakMK B9 ei anna mitoitusmenetelmää samanaikaisesti taivutetulle ja puristetulle rakenteelle. Taivutetun ja puristetun rakenteen kantokyky voidaan laskea esimerkiksi julkaisun by210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008 mukaan,

betoninormeihin perustuvalla menetelmällä. (Mattila ym. 2016, 16-17.) Tarkempi tapa laskea yhteisvaikutus on viipaloida poikkileikkaus useampaan osaan, joille laskeaan venymät ja jännitykset ja sitä kautta normaalivoima- ja taivutuskapasiteetit.

Raudoitteen betonipeite voidaan mitata harkon ulkokuoren ulkopinnasta, kun rakenne tiivistetään laastilla, sementtipohjaisella tasoitteella tai vastaavalla pinnoitteella edellyttäen, että harkkojen väliset saumat ovat täysiä. Betonipeitteen minimivaatimus on 20mm sisältäen 10mm asennustoleranssin muottiharkon sisäpinnasta mitattuna. (Mattila ym. 2016, 4.)

Ulko- ja sisäkuori tulee ankkuroida anturaan esimerkiksi tartuntateräksillä ja mitoittaa ankkurointi leikkausvoimalle sekä samanaikaisesti vaikuttavalle normaalivoimalle. Vastaavat tarkastelut tulee tehdä seinän yläosassa. (Mts. 20.) Ankkurointia ei tässä opinnäytetyössä käsitellä.

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo voidaan laskea RakMK B9 (1993, 15) kaavasta:

$$f_{ck} = 0,6 K \quad (1)$$

missä

K betonin nimellislujuus

Betonin vetolujuuden ominaisarvo voidaan laskea RakMK B9 (1993, 15) kaavasta:

$$f_{ctk} = 0,15 K^{\frac{2}{3}} \quad (2)$$

Betonin kimmokerroin E_c voidaan laskea lyhytaikaiselle kestävyydelle kaavasta:

$$E_c = 5000 k \sqrt{K} \quad (3)$$

johon kerroin k saadaan kaavasta:

$$k = \frac{\rho_c}{2400} \leq 1 \quad (4)$$

missä

ρ_c betonin tiheys (kg/m^3)

Ainelujuuksien laskenta-arvot saadaan laskettua osavarmuuslukujen avulla. Murtorajatilassa betonin osavarmuuslukuna käytetään arvoa $\gamma_c = 2,0$ ja raudoitukselle arvoa $\gamma_s = 1,2$. Käyttörajatilassa betonille sekä raudoitukselle käytetään osavarmuuslukuna arvoa $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$. (RakMK B9 1993, 15-16.)

Rakenteen mittoina käytetään nimellismittoja ja jännemittoina käytetään tukien keskiöetäisyyttä kuitenkin niin, ettei jännemittana tarvitse käyttää suurempaa arvoa kuin 1,05 kertaa tukien vapaa väli. Seinissä ja pilareissa jännemittana käytetään niiden vapaata korkeutta. (Mts. 14.)

Määritettäessä rakenteen hoikkuutta ja nurjahduspituutta voidaan kuorten yhteistointa ottaa huomioon, kun sisä- ja ulkokuori on tuettu toisiinsa. Tällöin laskettaessa suhdetta L_c/h , voidaan ulkokuoren jäykistävä vaikutus ottaa huomioon. (Mts. 16.)

Rakenteen tehollinen paksuus h_{lch} voidaan laskea kaavasta:

$$h_{lch} = (h_1^3 + h_2^3)^{\frac{1}{3}} \quad (5)$$

missä

h_1 Sisäkuoren paksuus

h_2 Ulkokuoren paksuus

Nurjahduspituutena voidaan käyttää rakenteen vapaata korkeutta, kun rakenteen sivusiirtymä on estetty. Puristetun seinän ollessa tuettu toiselta puolelta nurjahdussuunnassa riittävän jäykällä rakenteella, kun suhde $b/h < 15$ tai molemmilta puolilta tuettuna, kun suhde $b/h < 30$, voidaan nurjahduspituus laskea kaavasta: (RakMK B9 1993, 16.)

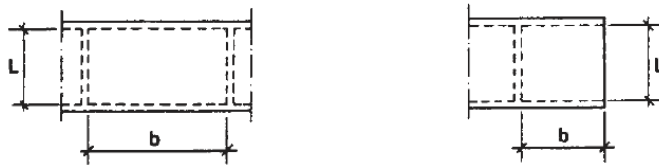
$$L_c = k_c L \quad (6)$$

missä

k_c kerroin

L seinän korkeus

Kerroin k_c määritetään kuvion 2 mukaan. Kertoimelle k_c käytetään arvoa 1, kun rakenteen sivusiirtymä on estetty (RakMK B9 1993, 16).

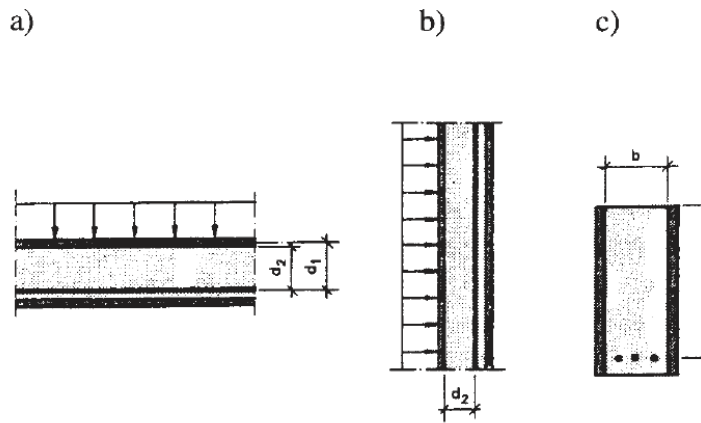


b/L	$b/h < 30$	$b/h < 15$
0,3	0,2	0,5
0,5	0,3	0,7
1,0	0,6	0,9
1,5	0,8	1,0
2,0	0,9	1,0
>2,0	1,0	1,0

Kuvio 2. Kertoimen k_c arvot

(RakMK B9 1993, 16).

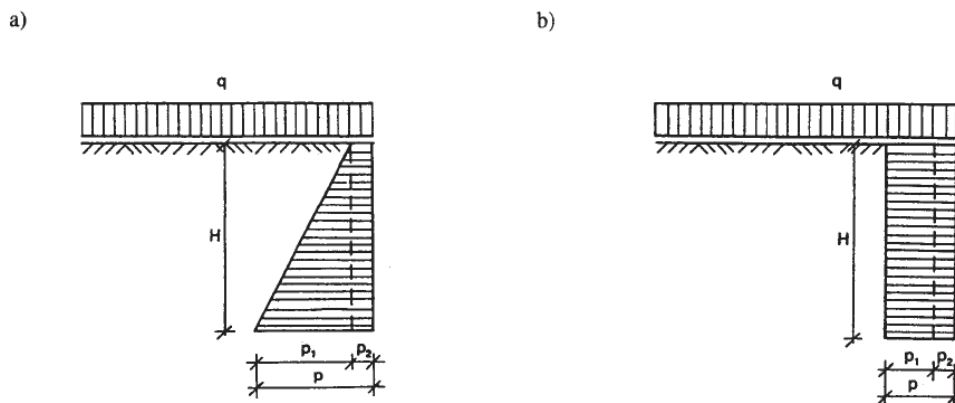
Tehollinen korkeus määritetään kuvion 3 mukaisesti, raudoituksen painopisteestä puristetun kuoren sisäpintaan. Käytännössä vaakaraidoitus ja asennustoleranssit ajavat pystyraudoituksen keskelle valuonteloa, jolloin tehollisena korkeutena voidaan käyttää etäisyyttä valuontelon keskilinjasta puristetun harkkokuoren sisäpintaan. Kuviossa 3 on esitetty tehollisen korkeuden ja leveyden määrittäminen a) vaakaraidoitettu juoksulimitetylle seinälle, kuva b) pystyraudoitetulle seinälle ja kuva c) palkille. (RakMK B9 1993, 17.)



Kuvio 3. Tehollisen korkeuden määrittäminen
(RakMK B9 1993, 17).

3.2 Kuormat

RakMK B9 antaa maanpaineen laskentaan yksinkertaistetun menetelmän kitka- ja koheesiomaalle. Kaavoissa maanpaineen korkeus ja maanpäällinen pintakuorma vaikuttavat maanpaineen suuruuteen. Täyttömaan tiivistäminen ja siitä aiheutuvat rasitukset tulee tarvittaessa ottaa huomioon. Kuviossa 4 on esitetty RakMK B9 mukainen maanpaineen menettely murto- ja käyttötilassa. Kuvassa a) on esitetty maanpaine-kuorman laskenta-arvo. Kuvan b) mukaisia arvoja voidaan käyttää vaakaraudoitetulle seinälle. (RakMK B9 1993, 14).



a)			b)		
MURTOTILA	p_1	p_2	MURTOTILA	p_1	p_2
kitkamaa	6,5H	0,5q	kitkamaa	3,3H	0,5q
koheesiomaa	18H	1,6q-1,3c	koheesiomaa	9H	1,6q-1,3c
KÄYTTÖTILA	p_1	p_2	KÄYTTÖTILA	p_1	p_2
kitkamaa	5,4H	0,3q	kitkamaa	2,7H	0,3q
koheesiomaa	18H	q-2c	koheesiomaa	9H	q-2c

Kuvio 4. Maanpainekuormat

(RakMK B9 1993, 15-16).

Rakenteet mitoitetaan huomioiden murto- ja käyttörajatilat. Mitoituksessa laskentamalli valitaan siten, että se kuvaa rakenteen käyttäytymistä tarkasteltavassa rajatilassa. Riittävä varmuus saadaan osavarmuuskerroin menetelmällä. (RakMK B1 1998, 3.) Rakenteen katsotaan täyttävän käyttörajatilavaatimukset, kun seinän jännemitan ja seinän paksuuden suhde toteuttaa ehdon $L/h \leq 25$ (RakMK B9 1993, 15).

Murtorajatilatarkasteluissa laskentakuorma (F_d) määritetään RakMK B1 (1998, 3) mukaan seuraavasti:

$$F_d = \left[\begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right] g + 1,6 q_k + 1,6 q_{k \text{ lumi (tuuli)}} + \sum 0,8 q_k \quad (7)$$

missä

 g pysyvä kuorma q_k muuttuva kuorma, joka ei ole lumi- tai tuulikuorma $q_{k \text{ lumi (tuuli)}}$ lumi- tai tuulikuorma q_k muut muuttuvat kuormat, osavarmuuskerroimen ollessa 0,8

Käyttörajatilatarkasteluissa laskentakuorma (q_d) voidaan määrittellä RakMK B1 (1998, 4) mukaan seuraavasti:

$$q_d = g + q_k + q_{k \text{ lumi (tuuli)}} + \sum 0,5 q_k \quad (8)$$

Varmuuskerroin ja kuormitusyhdistelmä tulee valita siten, että saadaan mitoittava vaikutus. Muuttuvien kuormien osavarmuuskertoimena voidaan käyttää arvon 1,6 sijasta arvoa 1,2, mikäli muuttuva kuorma (q_k) on määritetty vastaamaan fysikaalisesti suurin mahdollista arvoa. Maanpaineen osalta riittävän varmuuden saaminen voidaan huomioida kitkakulman, koheesion sekä tiheyden laskenta-arvoissa. (RakMK B1 1998, 3-4.)

3.3 Rakenteellinen kestävyys

Rakenne voidaan mitoittaa RakMK B9 mukaan raudoittamattomana rakenteena normaalivoimalle ja esimerkiksi tuulenpaineelle. Mikäli rakenne on hoikka, tulee rakenne mitoittaa tarkemmin RakMK B4 mukaan. RakMK B9:n kaavat eivät sovellu suurille epäkeskisyyksille ja hoikille rakenteille, joissa joudutaan huomioimaan toisen kertaluvun vaikutukset ja tarvitaan raudoitusta.

Epäkeskisyyden laskenta-arvo voidaan laskea RakMK B9 (1993, 16) mukaan:

$$e_d = 0,05 h + e_0 \quad (9)$$

missä

h rakenteen paksuus

e_0 alkuepäkeskisyyys

Alkuepäkeskisyyden (e_0) tulee olla pienempi kuin $\frac{h}{3}$ (RakMK B4 1993, 20).

Rakenneosan hoikkuus määritetään kaavasta (RakMK B4 1993, 19):

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad (10)$$

missä

i betonipoikkileikkauksen jäyhyys säde ($i = \frac{h}{12^{0,5}}$)

Hoikkuuden kaava saadaan seuraavaan muotoon, jossa voidaan hyödyntää ulkokuoren jäykistävä vaikutus.

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_c}{h_{lc}h} \quad (11)$$

Mikäli hoikkuusluku $\lambda > 25$, on rakenne hoikka. Tällöin tulee huomioida lisäepäkeskisyys sekä mitoittaa RakMK B4 mukaan. Lisäepäkeskisyys saadaan kaavasta:

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145}\right)^2 h \quad (12)$$

Raudoittamattomilla rakenteilla hoikkuusluvun tulee olla pienempi kuin 90 ja raudoitetuilla rakenteilla pienempi kuin 140 (RakMK B4 1993, 20).

Raudoittamattomalle seinälle puristuskestävyys (N_u) voidaan laskea RakMK B9 (1993, 16) mukaan seuraavasti:

$$N_u = \frac{1-2\frac{e_d}{h_c}}{1+0,001\left(\frac{L_c}{h}\right)^2} A_c f_{cd} \quad (13)$$

missä

e_d epäkeskisyyden laskenta-arvo

h_c poikkileikkauksen tehollinen paksuus (kuvio x)

h rakenteen paksuus

L_c nurjahduspituus

A_c betonipoikkileikkauksen tehollinen pinta-ala ($A_c = h_c b$)

f_{cd} betonin puristuslujuuden laskenta-arvo

Puristusrasituksen kohdistuttua vain tietylle osalle valetusta betonista, voidaan puristuslujuuden laskenta-arvolle käyttää korotettua arvoa, mikäli on edellytykset, että

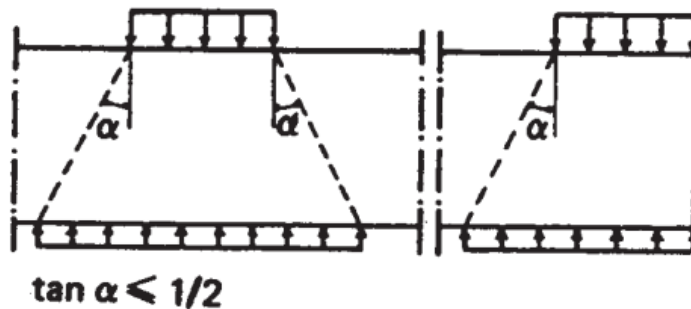
puristusrasitus jakautuu suuremmalle alalle alkuperäistä jakautumista (kuvio 8). Rakenteen paikallinen puristuskestävyys lasketaan kaavasta (RakMK B9 1993, 17):

$$N_u = A_{co} f_{cd} \sqrt[3]{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} \leq 3 A_{co} f_{cd} \quad (14)$$

missä

A_{co} kuormitetun pinnan ala

A_{c1} kuormituksen jakautumispinnan ala, olettaen jännitysten jakautumisen tapahtuvan korkeintaan yhden harkkokerroksen korkeudella



Kuvio 5. Pystykuorman jakautuminen seinässä

(RakMK B9 1993, 15).

Raudoittamattomalle rakenteelle reunajännitykset lasketaan Mattilan ym. (2016, 15) mukaan seuraavasti:

$$\sigma = \frac{N_d}{b h_{c1}} \pm \frac{M_d + N_d e_d}{W_c} \quad (15)$$

missä

h_{c1} Sisäkuoren paksuus

W_c poikkileikkauksen tehollinen taivutusvastus

Laskutoimituksesta saadaan maksimi puristusjännitys käyttämällä yhteenlaskua ja vastaavasti käyttämällä erotusta saadaan maksimi vetojännitys, jonka tulee olla pienempi kuin betonin vetolujuuden mitoitusarvo (f_{ctd}).

Taivutusvastusta (W_c) laskettaessa saadaan korkeuteen ottaa mukaan puolet puristetun kuoren paksuudesta (RakMK B9 1993, 16):

$$W_c = \frac{b h_1^2}{6} \quad (16)$$

Raudoitettulle poikkileikkaukselle voidaan taivutuskestävyys laskea kaavasta (RakMK B9 1993, 16):

$$M_u = 0,85 A_s f_{yd} d \leq 0,3 b d^2 f_{cd} \quad (17)$$

missä

A_s vetoraudoituksen poikkileikkausala

f_{yd} terästen myötölujuuden mitoitusarvo

d poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Samanaikaisesti puristetun ja taivutetun rakenteen kantokyky voidaan laskea pilarina julkaisun by210 kohdan 6.3 mukaan käyttäen karkeaa yhteisvaikutusta, joka soveltuu käsin laskentaan. Tarkemmassa mitoituksessa voidaan käyttää laskentapohjalla tehtävää tarkempaa yhteisvaikutusdiagrammia. (Mattila ym. 2016, 17.)

Mitoittaessa samanaikaisesti normaalivoimalle ja vaakavoimalle, saadaan siirtymättömille rakenteille epäkeskisyyden laskenta-arvo kaavalla (RakMK B4 1993, 20).

$$e_d = \max \begin{cases} e_a + e_{01} \\ e_a + e_2 + 0,6 e_{01} + 0,4 e_{02} \\ e_a + e_2 + 0,4 e_{01} \end{cases} \quad (18)$$

missä

e_{01}	itseisarvoltaan suurempi rakenneosan päissä esiintyvistä alkuepäkeskisyksistä
e_{02}	itseisarvoltaan pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä alkuepäkeskisyksistä
e_a	perusepäkeskisyys
e_2	lisäepäkeskisyys

Mikäli e_{02} on erimerkkinen kuin e_{01} , valitaan tällöin e_{02} negatiiviseksi (mts. 20).

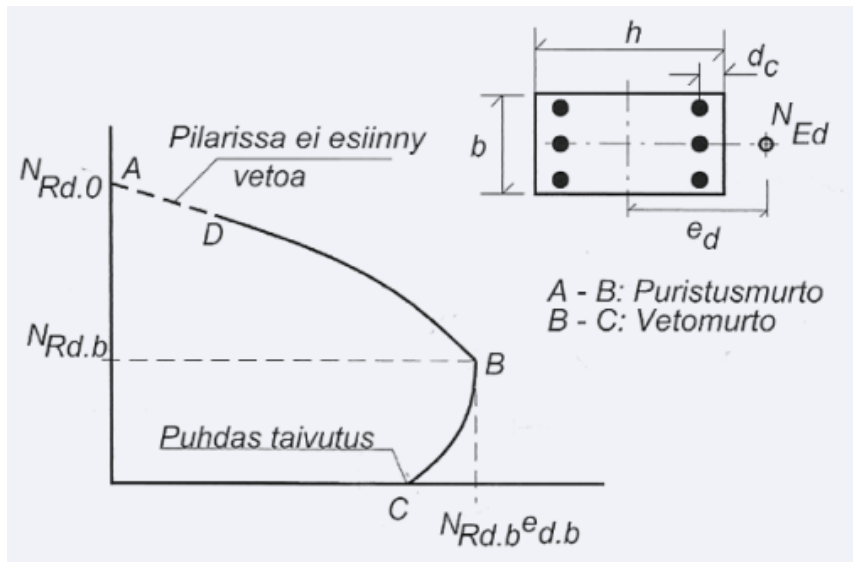
Työsuoritukseen liittyvä perusepäkeskisyys lasketaan kaavasta:

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_c}{500} \quad (19)$$

missä

h sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

Suhteelle $\frac{h}{20}$ ei kuitenkaan tarvitse käyttää 50mm suurempaa arvoa (RakMK B4 1993, 20).



Kuvio 6. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi sekä poikkileikkauksen murtumistavat normaalivoiman ja epäkeskisyyden vaihdellessa

(Mattila ym. 2016, 17).

Käytettäessä vain yhtä teräsriiviä yhdessä valuontelossa, tällöin puristusteräksiä ei käytetä ja niiden osuus voidaan tarvittaessa pudottaa pois kaavoista (Mattila ym. 2016, 19).

Keskeisen puristuksen normaalivoimakestävyys N_{Rd0} , sekä tasapainomurtoon kuuluvat normaalivoima $N_{Rd.b}$ ja epäkeskisyys $e_{d.b}$ lasketaan Mattila ym. (2016, 17) mukaan kaavoista:

$$N_{Rd0} = (A_s + A_{sc}) f_{yd} + b h f_{cd} \quad (20)$$

$$N_{Rd.b} = 0,8 b d f_{cd} \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s} + (A_{sc} - A_s) f_{yd} \quad (21)$$

$$e_{d.b} = \frac{f_{cd} y_b b \left(d - d_s - \frac{y_b}{2} \right) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c - d_s) + A_{cs} f_{cd} d_s}{N_{Rd.b}} \quad (22)$$

joissa

A_s vetorauskoituksen poikkileikkauksala

A_{sc} puristusraudoituksen poikkileikkauksala

ε_{cu}	0,0035
d_c	etäisyys puristusterästen painopisteestä poikkileikkauksen yläreunaan
d	etäisyys vetoterästen painopisteestä poikkileikkauksen yläreunaan
d_s	$d - x_b$
h	poikkileikkauksen korkeus
E_s	teräksen kimmokerroin
$e_{d.b}$	epäkeskisyyys yhteisvaikutusdiagrammin pisteessä B (kuvio 6)
y_b	$0,8 x_b$

$$x_b = \frac{d \varepsilon_{cu} E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s} \quad (23)$$

Rakenteessa tapahtuu puristusmurto, jos normaalivoima on pienempi kuin puhdas puristuskestävyys ja suurempi kuin tasapainomurtoon kuuluva normaalivoima ($N_{Rd.b} < N_{Ed} < N_{Rd.0}$) (mts. 18).

Rakenteen puristuskestävyys lasketaan Mattilan ym. (2016, 18) mukaan kaavasta:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rd.0}}{1 + \frac{e_d}{e_{d.b}} \left(\frac{N_{Rd.0}}{N_{Rd.b}} - 1 \right)} \quad (24)$$

Vaihtoehtoisesti puristuskestävyys on mahdollista arvioida Whitneyyn menetelmällä:

$$N_{Rd} = \frac{A_{sc} f_{cd} (d - d_c) + 0,4 f_{cd} b d^2}{e_d + d - \frac{h}{2}} \quad (25)$$

Mitoitus on hyväksyttävää, kun $N_{Ed} \leq N_{Rd}$.

Teräsännitykset tarkistetaan Mattila ym. (2016, 20) mukaan seuraavasti:

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{z A_s} < f_{yd} \quad (26)$$

missä

M_{Ed} mitoittava taivutusmomentti

z sisäinen momenttivarsi ($z = 0,85 d$)

A_s vetoaradoituksen poikkipinta-ala

f_{yd} terästen myötölujuuden mitoitusarvo

Lopuksi tarkistetaan, että tasapainoradotusta vastaava suhde $\left(\frac{x}{d}\right)$ on pienempi kuin puristusjännityssuorakaiteen korkeus (y_b) (mts. 2016, 20).

$$\frac{x}{d} < y_b \quad (27)$$

johon puristetun pinnan korkeus (x) saadaan kaavasta:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{b f_{cd}} \quad (28)$$

Pystyterästen etäisyys saa olla enintään 300mm (RakMK B4 1993, 32).

Mitoittava leikkausvoima voidaan laskea etäisyyden d päässä tuen reunasta. Vetoaradoituksen ollessa riittävän hyvin ankkuroitu voidaan taivutusaradoitetulle rakenteelle leikkauskestävyys laskea kaavasta (RakMK B9 1993, 17):

$$V_c = 0,4 f_{ctd} b d \quad (29)$$

missä

d poikkileikkauksen tehollinen korkeus

b poikkileikkauksen leveys

Vaakasaumoihin sijoitettavat kutistuma teräkset voidaan laskea Mattilan ym. (2016, 20) mukaan RakMK B9 (1993, 18) kaavasta seuraavasti:

$$A_s = 0,001 A \quad (30)$$

missä

A poikkileikkauksen bruttopinta-ala, jossa on mukana harkon kuoret

4 Eurokoodin mukainen mitoitus

Tässä luvussa kerrotaan valueristeharkkorakenteisen kellarin seinän mitoittaminen eurokoodien mukaan.

Eurokoodit eivät anna mitoitusmenetelmää valueristeharkkorakenteille, joten rakenne mitoitetaan paikallavalettuna betoni- tai teräsbetonirakenteena, jolloin poikki-leikkauksen korkeutena käytetään valuontelon leveyttä. Tällöin noudatetaan standardia SFS-EN 1992-1-1 (Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt). Eurokoodit eivät anna mahdollisuutta huomioida muottiharkon rakenteellista lujuutta lisäävää vaikutusta määrättyissä tilanteissa, vaan muottiharkon oletetaan toimivan ainoastaan rakentamisaikaisena muottina. Määritettäessä rakenteen palonkestävyyttä, säilyvyyttä ja ääneneristävyyttä eurokoodit antavat mahdollisuuden käyttää muottiharkon ominaisuuksia. (Mattila ym. 2016, 3.)

Betonirakenteiden suunnitteluohjeen RIL 202:n (2011, 17) mukaan käyttöikä ja säilyvyyttä koskevia ohjeita täydentävät RIL 201-1 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat ja by51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu. Käyttöikä määritellään kohdekohtaisesti siten, ettei kunnan heikkeneminen heikennä rakenteen toimivuutta suunniteltuna käyttöikäna huomioiden ympäristö ja mahdollinen ylläpito (RIL 201-1-2017, 27-28).

Betonipeitteen vähimmäisarvoksi c_{min} valitaan pienin teräksen halkaisijan, 10mm tai $c_{min,dur}$ (taulukko 1) kesken. Betonipeitteen vähimmäisarvoa tulee suurentaa 5mm, kun kiviaineksen suurin nimelliskoko on yli 32mm. (RIL 202-2011, 27.) Muottipintaa vasten valettaessa on huomioitava mittapoikkeama $\Delta c_{dev} = 10mm$ (mts. 28).

Taulukko 1. Betonipeitteen vähimmäisvaatimukset 50 vuoden käyttöiälle (RIL 202-2011, 27).

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo vaatimus $c_{min,tar}$ (mm)				
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan			
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4
Betoniteräs	10	10	20	25
100 vuoden suunniteltu käyttöikä			+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5

Betoninlujuusluokka valitaan standardin SFS-7022 mukaisesta taulukosta 2 määrään rasitusluokan mukaan, kun suunniteltukäyttöikä on 50 vuotta (RIL 202-2011, 27).

Taulukko 2. Betonin ominaisuuksien vaatimukset 50 vuoden käyttöiälle (SFS 7022:2019, 11).

	Rasitusluokat																	
	Ei korroosion tai rasituksen vaaraa	Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio				Kloridien aiheuttama korroosio						Jääditys-sulatusrasitus ¹⁾²⁾				Aggressiivinen kemiallinen rasitus		
		X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	Merivesi			Kloridit muusta kuin merivedestä			XF 1 ³⁾	XF 2	XF 3 ³⁾	XF 4	XA 1	XA 2
w/c enintään	0,90	0,80	0,60	0,60	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,60	0,50	0,50	0,45	0,50	0,45	0,40	
Vähimmäislujuusluokka	C12/15	C20/25	C20/25	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45	C40/50
Vähimmäis-sementtimäärä (kg/m ³)		160	160	250	250	300	320	320	300	300	320	270	330	300	360	300	320	330
Ilmamäärä ⁵⁾ (%)												4,0 ⁴⁾	5,0 ⁴⁾	4,0 ⁴⁾	5,0 ⁴⁾			

1) Lisäksi pakkasenkestävyyden vaatimukset liitteen A taulukon A.1-F1 mukaan.

2) Rasitusluokissa XF2 ja XF4 edellytetty betonin vesi-sementtisuhteen, ilmamäärän ja sementtimäärän vaatimukset ovat sementtilaaduille CEM I, CEM II/A-D CEM II/A-L, CEM II/A-M ja CEM II/B-M taulukossa 2-F1 esitettyin rajoituksin.

3) Betonin vesi-sementtisuhteen ja ilmamäärän yhdistelmä voidaan määrittää vaihtoehtoisesti F-lukumeneteltyllä (Liite A). Tällöin tämän taulukon sarakkeissa XF1 ja XF3 esitettyjen vesi-sementtisuhde- tai ilmamäärävaatimusten ei tarvitse täyttää, mutta betonin F-lukuaatimukseen tulee täyttää 50 vuoden suunnitellulla käyttöiällä F-lukuaatimus rasitusluokassa XF1 on 1,0 ja rasitusluokassa XF3 1,5.

F-luvun arvoja vesi-sementtisuhteen, ilmamäärän ja kiviaineksen ylänimellisrajan funktiona on esitetty taulukossa D.1-F1.

4) Ilmamäärävaatimus koskee betonia, jossa kiviaineksen ylänimellisraja on vähintään 16 mm. Ylänimellisrajan ollessa 12 mm ilmamäärävaatimusta nostetaan 0,5 %-yksikköä ja ylänimellisrajan ollessa 8 mm 1,0 %-yksikköä.

5) Yli 7 % tavoiteilmamäärä ei ole suositeltava.

Murtorajatilojen yhteydessä materiaaliosavarmuuslukuina käytetään normaalisti valitsevassa ja tilapäisessä tilanteessa betonille $\gamma_c = 1,5$ ja betoniteräkselle $\gamma_s = 1,15$ (RIL 202-2011, 131).

4.1 Kuormat

Pysyviksi kuormiksi luokitellaan kuormat, joiden vaikutus pysyy oletettavasti samana koko rakennuksen käyttöajan ajan. Niiden suuruuden vaihtelut eivät ole merkityksellisiä tai niissä tapahtuvat muutokset ovat aina samaan suuntaan niille annettuihin rajarvoihin saakka. (RIL 201-1-2017, 21.) Pysyviksi kuormiksi luetaan esimerkiksi rakenteiden ja kiinteiden laitteiden oma paino, tiepäällysteiden paino sekä epätasaisista

painumista ja kutistumisesta aiheutuvat välilliset kuormat. Mitoituksessa on huomioitava täyttömaan mahdollinen siirtyminen. (SFS-EN 1990:2006, 58; SFS-EN 1991-1-1:2002, 18).

Muuttuvat kuormat ovat kuormia, joiden suuruus ja sijainti oletetaan muuttuvan tarkasteltavana ajanjaksona. Pääsääntöisesti hyötykuormat oletetaan muuttuviksi kuormiksi, jolloin sen jakautuminen rakenteessa saattaa vaihdella. Muuttuvia kuormia ovat esimerkiksi lumi- ja tuulikuormat sekä oleskelukuorma. (RIL 201-1-2017, 21, 31-32.)

4.2 Maanpaine

Maanpaineella tarkoitetaan maamassasta tai ulkoisista kuormista aiheutuvaa painetta tukirakenteen ja maan kosketuspinnassa. Täyttömaan laatu ja lujuus sekä tukirakenteen liikkeet vaikuttavat maanpaineen suuntaan, suuruuteen ja jakautumiseen. Maanpaine luokitellaan tukirakenteen liikkeen suunnasta riippuen aktiivi- tai passiivipaineeksi tai lepopaineeksi tukirakenteen ollessa jäykkä ja siirtymätön. (RIL 157-2 1990, 151-152.)

Aktiivi- ja passiivipaine perustuvat murtotilaan, jotka ovat maanpaineen raja-arvoja ja esiintyvät silloin, kun tukirakenne liikkuu ja aiheuttaa maa-aineksen hiukkasten välisen liikkumisen. Tällöin maa murtuu, kun maan leikkauslujuus on täysin kehittynyt. (RIL 157-2 1990, 156.) Raja-arvojen määrittämisessä on huomioitava murtotilan suhteellinen siirtymä ja sitä vastaavan murtopinnan muoto (RIL 207-2009, 162).

Aktiivipaine muodostuu jäykissä tukirakenteissa kuten maanvaraiset tukimuurit, joille oletetaan maanpaineensuuntainen pieni siirtymä. Tällöin maanpaine voidaan määrittää aktiivipaineena. Passiivipaineen edellyttämiä suuria siirtymiä voidaan jäykissä rakenteissa sallia ainoastaan ankkurilaatoille. (Rantamäki ym. 2009, 246.)

Lepopaineella mitoitettavat rakenteet ovat jäykkiä betonirakenteita, kuten kallioon kiinnitetyt betonirakenteet ja kellarin seinät (Rantamäki ym. 2008, 246). Lepopaineen määrittäminen ei perustu murtotilatarkasteluun, koska lepopaine edellyttää rakenteen ja

maan liikkumattomuutta. Siihen käytettävät kaavat on määritelty kimmoteorian pohjalta tai kokeellisesti. (Rantamäki ym. 2009, 233-235.)

Tässä opinnäytetyössä tutkitaan ainoastaan kellarin seinän mitoittamista lepopaineella.

Lepopaineen laskentakaavaksi Bond & Harris (2008) ovat määritelleet Eurokoodin mukaisen kaavan (Ruotsala 2011, 31).

$$\sigma_h = K_0 \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u \quad (31)$$

missä

σ_h vaakasuuntainen kokonaisjännitys kohtisuoraa seinää vasten

K_0 lepopainekerroin

γ maan tilavuuspaino

z syvyys maanpinnasta

u huokosvedenpaine

Lepopaine voidaan myös laskea yksinkertaistetusta lepopaineen laskentakaavasta (Rantamäki ym. 2009, 242).

$$p_o = (\gamma z + q) K_0 \quad (32)$$

missä

γ maan tilavuuspaino

z syvyys maanpinnasta

q pintakuorma maanpinnalla

K_0 lepopainekerroin

Tuetun maan pinnan kaltevuus vaikuttaa lepopainekertoimen (K_0) määrittämiseen. Maanpinnan ollessa vaakasuuntainen voidaan lepopainekerroin määrittää kaavasta (SFS-EN 1997-1:2014, 99.)

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') * \sqrt{OCR} \quad (33)$$

missä

φ' maan tehokas leikkauskestävyysskulma

OCR ylikonsolidoitumissuhde $\left(\frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_v}\right)$

Kaavaa ei tule käyttää, kun ylikonsolidoitumissuhde (OCR) on suuri.

Tavallisesti ylikonsolidoitumissuhde on 1, jolloin maahan ei ole kohdistunut konsolidoitumista aiheuttavia voimia (RIL 157-1 1985, 110). Suomessa ylikonsolidoitunutta maata voi olla esimerkiksi pohjamoreeni jääkauden vaikutuksesta (Jääskeläinen 2014, 126).

Ylikonsolidoitumissuhteen ollessa 1, kaava yksinkertaistuu muotoon:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (34)$$

RIL 207:n (2009, 51) taulukon A.4(FI) ja sen alaviitteen mukaan leikkauskestävyysskulle käytetään osavarmuuskerrointa $\gamma_M = 1,0$.

Maanpinnan ollessa seinästä ylöspäin kalteva kulmassa $\beta \leq \varphi'$ suhteessa vaakatasoon, tehokkaan maanpaineen vaakasuuntainen komponentti voidaan johtaa kuormittavan maakerroksen aiheuttamasta pystysuorasta tehokkaasta paineesta q' kertoimella $K_{0;\beta}$

$$K_{0;\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (35)$$

Tällöin voidaan olettaa, että resultanttivoima on maanpinnan suuntainen. (SFS-EN 1997-1:2014, 99).

Maamassan aiheuttama maanpainekuvio oletetaan kolmion muotoiseksi, joka suurenee maanpinnasta syvemmälle mentäessä ja sen resultantti sijaitsee etäisyydellä $h/3$ painekuvion alareunasta (RIL 207-2009, 204). Lepopaineen resultantti voidaan laskea RIL 207 (2009, 204-206) esimerkin mukaisesti:

$$E_{0,g} = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \quad (36)$$

missä

K_0 lepopainekerroin

γ maan tilavuuspaino

h syvyys maanpinnasta

Tasaisen pintakuorman aiheuttama maanpainekuvio oletetaan muodostuvan suorakulmion muotoiseksi koko maanpaineen syvyydelle. Tällöin pintakuorman resultantti sijaitsee suorakulmion keskellä. (RIL 207-2009, 204.) Tämä resultantti voidaan laskea RIL 207 (2009, 204-206) esimerkin mukaisesti:

$$E_{0,g} = K_0 q h \quad (37)$$

missä

K_0 lepopainekerroin

q tasainen pintakuorma

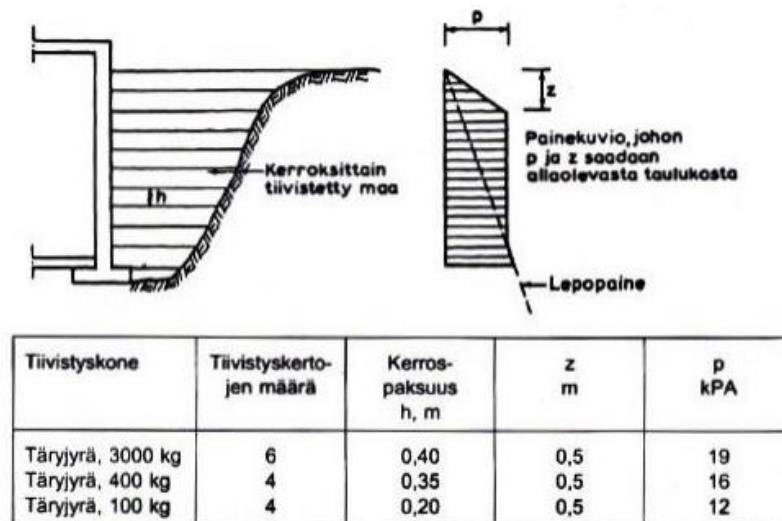
h syvyys maanpinnasta

4.3 Tiivistyspaine

Täyttömaan tiivistäminen ja tiivistysmenetelmä tulee huomioida maanpainetta määriteltäessä, jotta välttyttäisiin liiallisilta lisäpaineilta. Tiivistyskoneen tiivistysenergia, sen kulkureitti ja tiivistettävän kerroksen paksuus vaikuttavat tiivistyspaineen suuruuteen. Tiivistyspaine aiheuttaa pysyvää maanpainetta siirtymättömään tukirakenteeseen. (RIL 207-2009, 163.)

Tiivistyspaineen vaikutus on aina vaakasuora, eikä tukirakenteen liikkuvuudella tai tiivistettävän alueen leveydellä ole vaikutusta sen suuruuteen. Tiivistyksestä aiheutuva paine ei kuitenkaan voi olla suurempi kuin passiivipaineella määritetty maanpaine. (RIL 181-1989, 59.)

Siirtymättömillä rakenteilla voidaan tiivistämättömän kitkamaatytön aiheuttama maanpaine laskea 10% korotettuna aktiivimaanpaineena. Tiivistetyn kitkamaan aiheuttama maanpaine mitoitetaan kokemusperäisesti. (Rantamäki ym. 2009, 246.) Lisäksi, jos maa altistuu tärinälle esim. louhinnalle tai paalutukselle, on sen vaikutus otettava huomioon (mts. 253).



Kuvio 7. Tiivistetyn täytön aiheuttama paine

(RIL 207-2009, 163).

4.4 Kuormien yhdistely

Geotekniset kuormat määritellään SFS EN 1997-1 mukaan (RIL 201-1-2017, 32).

Eurokoodissa EN 1997-1 on esitetty mitoitustavat 1...3. Suomessa mitoitustapaa 1 ei käytetä. Mitoitustapaa 2 käytetään tukirakenteiden, ankkureiden, paaluperustusten sekä antura- ja laattaperustusten mitoituksessa. Mitoitustapaa 3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa. (RIL 207-2009, 52-53.)

Mitoitustavassa 2 voidaan käyttää maanpaineen määrittämiseen mitoitustapaa DA2, jossa laskenta tehdään mitoitusarvoilla tai DA2*, jossa laskenta tehdään ominaisarvoilla ja kuormien osavarmuuslukuja käytetään vasta lopussa tarkasteltaessa murto-rajatilaehtoä vertaamalla mitoituskuormaa kestävyteen (Ympäristöministeriö 2018, 28). Mitoitustavassa DA2* kaikki pysyvät kuormat on oletettu epäedullisiksi (RIL 207-2009, 53).

Mitoitustavan 2 mukaisista kahdesta kuormitusyhdistelmästä käytetään epäedullisempaa (RIL 207-2009, 49-53).

Kaava 6.10b

$$1,15K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (38)$$

tai kaava 6.10a

$$1,35K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad (39)$$

joissa

K_{FI} seuraamusluokan mukainen kerroin

$G_{kj,sup}$ epäedullisen pysyvän kuorman ominaisarvo

$G_{kj,inf}$ edullisen pysyvän kuorman ominaisarvo

$Q_{k,1}$ määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\Psi_{0,i}$ muiden samanaikaisesti vaikuttavien kuormien yhdistelykerroin (taulukko 3)

$Q_{k,i}$ muiden samanaikaisesti vaikuttavien kuormien ominaisarvo

Taulukko 3. Yhdistelykertoimet

(RIL 201-1-2017, 38).

Kuorma	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6 ^{***)}
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3 ^{***)}
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} , kun			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{***)}	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

^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\Psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä.

Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään Ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.

^{**)} Ajokäytävillä $\Psi_2 = 0$.

^{***)} Koskee huurtumisesta, jäävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia.

Kerroin K_{FI} riippuu seuraamusluokasta, kertoimet on esitetty taulukossa 4. Seuraamusluokkia ovat CC1, CC2 ja CC3. Seuraamusluokka CC1 tarkoittaa vähäisiä seuraamuksia ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen suhteen. Seuraamusluokassa CC2 seuraamukset ovat keskisuuria, ja seuraamusluokassa CC3 ne ovat suuria. (RIL 201-1-2017, 26.)

Taulukko 4. Seuraamusluokkien mukaiset kuormakertoimet

(RIL 201-1-2017, 39).

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

4.5 Rakenteellinen kestävyys

Sisäkuoren ollessa samanaikaisesti vaaka- ja pystykuormitettuna, mitoitetaan sisäkuori puristettuna ja taivutettuna rakenteena. Ulkokuori voidaan mitoittaa samalla tavalla. Mikäli ulkokuoreen ei kohdistu puristavaa normaalivoimaa, voidaan ulkokuori mitoittaa palkkina mitoittavalle taivutusmomentille. Liittorakenteena toimivalle rakenteelle voidaan momentti jakaa tasan ulko- ja sisäkuoren kesken.

Ulkokuoren mitoitus vaakavoimille tapahtuu perinteiseen tapaan 1m leveänä palkkina. Rasitusten jälkeen lasketaan suhteellinen momentti μ , jonka tulisi olla pienempi tasapainorauoituksen mukaista suhteellista momenttia μ_{bd} , jotta poikkileikkaus on riittävä ottamaan momentin vastaan. Mikäli ehto ei toteudu, voidaan kokeilla kasvattaa betonin lujuutta tai lisäämällä puristusteräksiä tehdä poikkileikkauksesta normaallirauoitettu. Poikkileikkauksen kasvattaminen ei valueristeharkkorakenteilla onnistu. (By211 2015, 100.)

Taivutusmitoitus By211 (2015, 100-101) mukaan:

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} \quad (40)$$

missä

M_{Ed} mitoittava taivutusmomentti

η tehollisen lujuuden kerroin. $\eta = 1,0$, kun $f_{ck} \leq 50MPa$

f_{cd} betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

d poikkileikkauksen tehollinen korkeus

b poikkileikkauksen leveys

Suhteellisen momentin raja-arvolle μ_{bd} voidaan käyttää arvoa 0,372, kun raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk} = 500\text{MPa}$ (mts. 99).

Lasketaan tehollisen puristusvyöhykkeen tehollinen korkeus β sekä mekaaninen raudoitussuhde ω :

$$\omega = \beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (41)$$

Tämän jälkeen tarvittava vetoterästen pinta-ala A_s saadaan kaavasta:

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (42)$$

Vetorausdoitusta tulee kuitenkin olla enemmän kuin $A_{s,min}$. Vähimmäisraudoituksen pinta-ala lasketaan kaavasta (mts. 188):

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{array} \right. \quad (43)$$

missä

f_{ctm} betonin vetolujuuden keskiarvo

f_{yk} terästen myötölujuuden ominaisarvo

b_t vedetyn osan keskimääräinen leveys

Taivutuskestävyys voidaan laskea By211 (2015, 104) mukaisesti:

Mekaaninen raudoitussuhde ω sekä tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β :

$$\beta = \omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d \eta f_{cd}} \quad (44)$$

Puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden tulee täyttää ehto $\beta \leq \beta_{bd}$. Kun käytettävä teräksen myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk} = 500 \text{MPa}$ tällöin $\beta_{bd} = 0,493$ (mts. 99).

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (45)$$

Momenttikestävyys saadaan laskettua kaavasta:

$$M_{Rd} = \mu b d^2 \eta f_{cd} \quad (46)$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo lasketaan tehollisen korkeuden (d) päässä tuen reunasta. Leikkausraudoittamattomalle rakenteelle betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvo saadaan kaavasta (SFS-EN 1992-1-1 2015, 84-85.):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (47)$$

kuitenkin vähintään

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (48)$$

joissa

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$$

A_{sl} vetorausituksen pinta-ala

b_w poikkileikkauksen leveys

k_1 0,15

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

N_{Ed} poikkileikkauksen normaalivoima

A_c betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

f_{ck} betonin puristuslujuuden ominaisarvo

Samanaikaisesti puristetun ja taivutetun rakenteen mitoitustapahtuu pilarina. Poikkileikkauksen pituuden ollessa neljä kertaa suurempi sen paksuuteen nähden, määritellään rakenne seinäksi. Mitoitus ei kuitenkaan poikkea merkittävästi pilarien mitoituksesta. (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan. Osa 5. Pilarit n.d., 17.)

Poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoiselle pilarille määritellään hoikkuusluku RIL 202:n (2011, 32) mukaan seuraavasti:

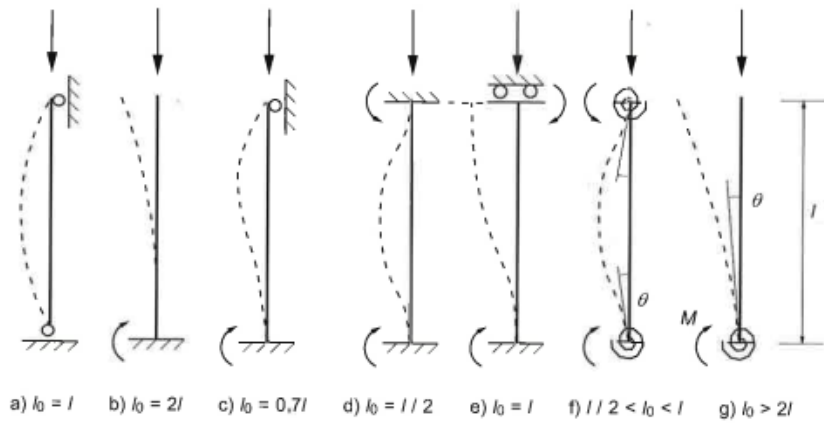
$$\lambda = 3,46 \frac{l_0}{h} \tag{49}$$

missä

l_0 nurjahduspituus (kuvio 8)

h sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

Hoikkuusluvulle ei tule käyttää suurempaa arvoa kuin 100 (mts. 33).



Kuvio 8. Pilareiden nurjahduspituudet ja -muodot

(RIL 202-2011, 33).

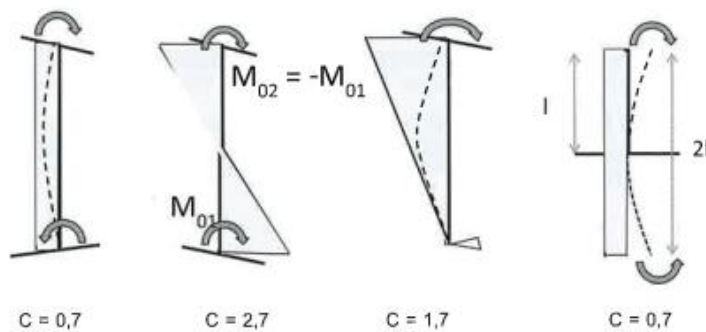
Hoikkuusluvun ollessa suurempi kuin rajahoikkuus (λ_{lim}) tulee toisen kertaluvun vaikutukset huomioida (RIL 202-2011, 31). Rajahoikkuus saadaan kaavasta:

$$\lambda_{lim} = \frac{15,4 C}{\sqrt{n}} \quad (50)$$

missä

n suhteellinen normaalivoima $\left(= \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \right)$

$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}}$, jossa M_{01} on pilarin alapään momentti ja M_{02} on pilarin yläpään momentti. Kuvion 9 mukaisesti.



Kuvio 9. Esimerkkejä C-kertoimen arvoista

(RIL 202-2011, 32).

Nimelliseen kaarevuuteen perustavassa menetelmässä hoikalle pilarille huomioidaan toisen kertaluvun vaikutukset taivutusmomentin mitoitusarvon laskennassa. Taivutusmomentin mitoitusarvo saadaan laskettua RIL 202 (2011, 33, 36) mukaan seuraavasti:

$$M_{Ed} = \max \begin{cases} M_{02} \\ M_{0e} + M_2 \\ N_{Ed} e_0 \end{cases} \quad (51)$$

missä

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

$$M_{01} = M_{1,end} + e_i N_{Ed}$$

$$M_{02} = M_{2,end} + e_i N_{Ed}$$

$$e_i = \max \begin{cases} l_0/400 \\ h/30 \\ 20mm \end{cases}$$

$$M_2 = N_{Ed} e_2$$

$$e_2 = \text{toisen kertaluvun aiheuttama taipuma} \left(= \left(\frac{\lambda}{130} \right)^2 d \right)$$

Pilarin päissä vaikuttavista momenteista $M_{2,end}$ on itseisarvoltaan suurempi ja $M_{01,end}$ itseisarvoltaan pienempi, kun momenteissa ei ole huomioitu epätarkkuuden vaikutusta. Mikäli momentit ovat erimerkkisiä, $M_{1,end}$ valitaan negatiiviseksi. (RIL 202-2011, 33.)

Mitoitusmomentti on $M_{Ed} = M_{02}$, kun toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse huomioida (mts. 33).

Tarvittava teräsmäärä voidaan laskea RIL 202 (2011, 36) esimerkin mukaisesti seuraavista kaavoista:

$$m = \frac{M_{Ed}}{b_w d^2 f_{cd}} \quad (52)$$

$$\omega = 1 - (1 - 2m)^{0,5} \quad (53)$$

$$A_s = \omega b d \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \quad (54)$$

Teräsmäärän laskentaan voidaan myös käyttää yhteisvaikutusdiagrammeja, jolloin mekaaninen raudoitussuhde (ω) luetaan diagrammista. Yhteisvaikutusdiagrammeja on esitetty mm. Betoniteollisuuden julkaisussa: Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan (n.d. 15-17) osa 5.

Pystyraudoituksen minimi ala saadaan kaavasta:

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c \quad (55)$$

missä

A_c poikkileikkauksen pinta-ala

Rinnakkaisten pystyterästen välinen etäisyys saa olla korkeintaan pienempi seuraavista: $3h$ tai 400 mm . Poikittainen jakorauditus tulee olla vähintään 20% pääraudoituksesta. (RIL 202-2011, 76,78.)

5 Laskuesimerkki

Tässä luvussa esitetään kellarin seinän mitoitus RakMK:n B-sarjan mukaan, luvuissa 3.1...3.3 esitettyjen kaavojen mukaisesti. Kuormat määritetään RakMK B1 1998 mukaan, maanpaineen osalta kuormat määritetään RakMK B9 1993 mukaan. Rakenteellinen kestävyys määritetään RakMK:n osien B4 sekä B9 mukaan. Osavarmuuslukuina käytetään RakMK B9 mukaisia arvoja, betonille $\gamma_c = 2,0$ ja betoniteräksille $\gamma_s = 1,2$.

Esimerkissä kuormien ominaisarvoina on käytetty lumelle $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$, hyötykuorma oleskelusta $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$, jotka on laskettu metrikuormiksi sekä rakenteiden omapainoista $g = 25 \text{ kN/m}$. Mitat kuvion 1 mukaan.

$h = 400\text{mm}$ Harkon leveys

$b = 1000\text{mm}$ Poikkileikkauksen leveys

$h_1 = 100\text{mm}$ Harkkokuoren leveys

$h_2 = 100\text{mm}$ Harkkokuoren leveys

$h_e = 200\text{mm}$ Eristeosan leveys

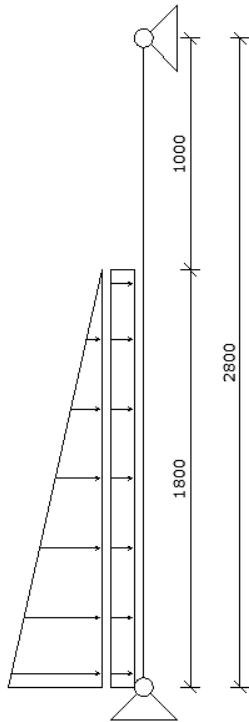
$h_{c1} = 75\text{mm}$ Sisäkuoren poikkileikkauksen tehollinen paksuus

$h_{c2} = 75\text{mm}$ Ulkokuoren poikkileikkauksen tehollinen paksuus

Lähtötiedot:

- Seinän korkeus: 2,8 m
- Maanpaineen korkeus: 1,8 m
- Alkuepäkeskisyys: 0 mm
- Betoni: K35-2 (C30/37)

- Teräs: B500B



Kuvio 10. Rakennemalli ja maanpainekuviot

Kuormat:

- Pintakuorma 2,5 kN/m²
- Pysyvät kuormat: 25 kN/m
- Lumikuorma: 6,6 kN/m
- Hyötykuorma: 3,6 kN/m

5.1 Materiaaliominaisuudet

Betonin puristuslujuuden ominaisarvo lasketaan kaavasta 1:

$$f_{ck} = 0,6 * 37MPa = 22,2MPa$$

Betonin puristuslujuuden laskenta-arvo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{22,2MPa}{2} = 11,1MPa$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo kaavan 2 mukaisesti:

$$f_{ctk} = 0,15 * 37^{\frac{2}{3}} = 1,66MPa$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = \frac{1,66MPa}{2} = 0,83MPa$$

Betonin kimmokerroin (E_c) saadaan kaavasta 3:

$$E_c = 5000 * 1 * \sqrt{37} = 30413,81MPa$$

Kimmokerroin pitkäaikaiselle kuormitukselle (E_{cc})

$$E_{cc} = 0,5 * E_c$$

$$E_{cc} = 0,5 * 30413,81MPa = 15206,9MPa$$

Teräksen B500B aineominaisuudet:

$$f_{yk} = 500MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500MPa}{1,2} = 416,67MPa$$

$$E_s = 200\ 000MPa$$

5.2 Kuormat

Tarvittavat lähtöarvot:

- Täyttömaa: kitkamaa
- Pintakuorma: $2,5 \text{ kN/m}^2$

Lasketaan maanpaineen suuruus, kun täyttömaan syvyys on $1,8$ metriä:

$$p_1 = 6,5 * H$$

$$p_1 = 6,5 * 1,8m$$

$$p_1 = 11,70 \text{ kN/m}^2$$

Pintakuorman aiheuttama paine:

$$p_2 = 0,5 * q$$

$$p_2 = 0,5 * 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

Seuraavaksi lasketaan maanpaineiden aiheuttamat rasitukset.

Maanpaineen aiheuttama maksimimomentti (M_{p1}) ja leikkausvoimat:

$$M_{p1} = \frac{p_1 * H^2}{6 * L} * \left(L - H * \left(1 - \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{H}{3 * L}} \right) \right)$$

$$M_{p1} = \frac{11,7 \text{ kN/m}^2 * (1,8m)^2}{6 * 2,8m} * \left(2,8m - 1,8m * \left(1 - \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{1,8m}{3 * 2,8m}} \right) \right)$$

$$M_{p1} = 3,5 \text{ kNm/m}$$

Leikkausvoima seinän alapäässä:

$$V_{A,p1} = p_1 * \frac{H * \left(1 - \frac{H}{3 * L}\right)}{2}$$

$$V_{A,p1} = 11,7 \text{ kN/m}^2 * \frac{1,8 \text{ m} * \left(1 - \frac{1,8 \text{ m}}{3 * 2,8 \text{ m}}\right)}{2}$$

$$V_{A,p1} = 8,27 \text{ kN/m}$$

Leikkausvoima seinän yläpäässä:

$$V_{Y,p1} = p_1 * \frac{H^2}{6 * L}$$

$$V_{Y,p1} = 11,7 \text{ kN/m}^2 * \frac{(1,8 \text{ m})^2}{6 * 2,8 \text{ m}}$$

$$V_{Y,p1} = 2,26 \text{ kN/m}$$

Pintakuorman aiheuttama maksimimomentti (M_{p2}) ja leikkausvoimat:

$$M_{p2} = \frac{p_2 * H^2}{2} * \left(1 - \frac{H}{2 * L}\right)$$

$$M_{p2} = \frac{1,25 \text{ kN/m}^2 * (1,8 \text{ m})^2}{2} * \left(1 - \frac{1,8 \text{ m}}{2 * 2,8 \text{ m}}\right)$$

$$M_{p2} = 1,37 \text{ kNm/m}$$

Leikkausvoima seinän alapäässä:

$$V_{A,p2} = p_2 * \frac{H * (2 * L - H)}{2 * L}$$

$$V_{A,p2} = 1,25 \text{ kN/m}^2 * \frac{1,8\text{m} * (2 * 2,8\text{m} - 1,8\text{m})}{2 * 2,8\text{m}}$$

$$V_{A,p2} = 1,53 \text{ kN/m}$$

Leikkausvoima seinän yläpäässä:

$$V_{Y,p2} = p_2 * \frac{H^2}{2 * L}$$

$$V_{Y,p2} = 1,25 \text{ kN/m}^2 * \frac{(1,8\text{m})^2}{2 * 2,8\text{m}}$$

$$V_{Y,p2} = 0,72 \text{ kN/m}$$

Seuraavaksi muodostetaan kuormitusyhdistelyt kaavan 7 mukaisesti:

$$N_{d1} = 1,2 * g + 1,6 * q_{k,hyöty} + 1,6 * q_{k,lumi} = 46,4 \text{ kN}$$

$$N_{d2} = 0,9 * g = 22,5 \text{ kN}$$

Kuormien sijoituksen jälkeen valitaan mitoittava kuormitusyhdistelmä:

$$N_d = \max(N_{d1}; N_{d2})$$

$$N_d = N_{d1} = 46,4 \text{ kN}$$

Momentin mitoitusarvo saadaan summaamalla yhteen maamassan ja pintakuorman aiheuttamat momentit:

$$M_d = M_{p1} + M_{p2} = 3,5 \text{ kNm/m} + 1,37 \text{ kNm/m} = 4,9 \text{ kNm/m}$$

Tässä kohtaa on syytä huomata, että maamassan ja pintakuorman aiheuttamat taivutusmomentit oletetaan vaikuttavan samassa kohdassa, vaikka todellisuudessa näin ei ole. Tämä yhteenlaskumenetelmä vie mitoitusta varmalle puolelle.

Momentti voidaan jakaa molemmille kuorille tasan, jolloin sisä- ja ulkokuoren momentiksi saadaan $\frac{M_d}{2} = 2,45 \text{ kNm/m}$.

5.3 Mitoitus

Mikäli seinään ei kohdistu suurta vaakavoimaa voitaisiin kokeilla, onnistuuko mitoitus raudoittamattomana rakenteena. Maanpaine aiheuttaa melko suuren vaakakuormituksen, jota valueristeharkkorakenne ei kestä, joten mitoitetaan rakenne raudoitettuna. Normaalivoimaa tulee ainoastaan sisäkuorelle.

Mitoitetaan rakenne keskeisillä teräksillä, jolloin poikkileikkauksen tehollinen korkeus $d = 37,5 \text{ mm}$. Mitoitus on tällöin varmalla puolella.

Mitoitetaan kellarin seinä yksiaukkoisena rakenteena ilman välituentoja. Seinän nurjahduspituus tällöin sama kuin rakenteen jänneväli (L).

$$L_{cr} = k_c * L = 1 * 2,8m = 2,8m$$

Kun ulko- ja sisäkuori on tuettu toisiinsa, voidaan rakenteen paksuus laskea kaavasta 5:

$$h_{lch} = (h_1^3 + h_2^3)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_{lch} = ((100\text{mm})^3 + (100\text{mm})^3)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_{lch} = 126 \text{ mm}$$

Rakenteen hoikkuus lasketaan kaavasta 11:

$$\lambda = \sqrt{12} * \frac{2800\text{mm}}{125,99\text{mm}} = 77$$

Kun hoikkuusluku $\lambda > 25$, on rakenne hoikka. Tällöin tulee huomioida lisäepäkeskisyys.

Lasketaan epäkeskisyydet RakMK B4 mukaan kaavoista (e_a) 19 ja (e_2) 12:

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_c}{500} = \frac{75\text{mm}}{20} + \frac{2800\text{mm}}{500} = 9,35 \text{ mm}$$

$$e_{01} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{\frac{4,9\text{kNm}}{2} * 1000}{46,4\text{kN}} = 52,8 \text{ mm}$$

$$e_{02} = 0 \text{ mm}$$

$$e_2 = \left(\frac{77}{145}\right)^2 * 75\text{mm} = 21,14 \text{ mm}$$

Epäkeskisyyden mitoitusarvo saadaan sijoittamalla arvot kaavaan 18:

$$e_d = \max \begin{cases} 9,35\text{mm} + 52,8\text{mm} = 62,2 \text{ mm} \\ 9,35\text{mm} + 21,14\text{mm} + 0,6 * 52,8\text{mm} + 0,4 * 0\text{mm} = 62,2 \text{ mm} \\ 9,35\text{mm} + 21,14\text{mm} + 0,4 * 52,8\text{mm} = 51,6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_d = 62,2 \text{ mm}$$

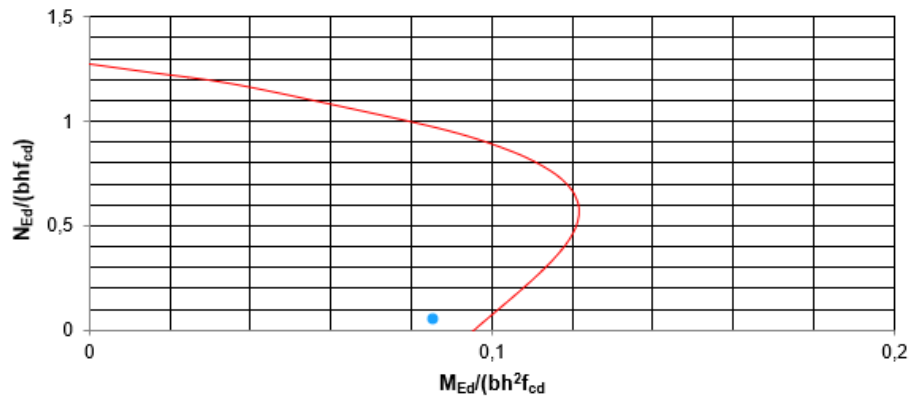
Lasketaan sisäkuoren mitoitusmomentti, joka muodostuu maanpaineesta ja normaalivoiman epäkeskisyydestä:

$$M_{Ed} = N_d e_d + \frac{M_d}{2} = 46,4\text{kN} * 0,0622\text{m} + \frac{4,9\text{kNm}}{2} = 5,33 \text{ kNm}$$

Sisäkuori mitoitetaan normaalivoimalle $N_d = 46,4 \text{ kN}$ sekä taivutusmomentille $M_{Ed} = 5,33 \text{ kNm}$.

Käytetään laskennassa laskentapohjan yhteisvaikutusdiagrammia, joka näyttää onko mitoitus hyväksyttävää (kuvio 11). Käyrä viiva kuvaa rakenteen kestävyyttä ja piste kertoo normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutuksen aiheuttaman rasituksen. Piste tulee olla diagrammissa käyrän vasemmalle puolella, jotta mitoitus on hyväksyttävää.

Valitaan pystyteräksiksi T12 k200.



Kuvio 11. Laskentapohjan yhteisvaikutusdiagrammi, N_{d1}

Tarkistetaan lisäksi tilanne, jolloin pystykuorma $N_d = N_{d2} = 22,5 \text{ kN}$. Tällöin normaalivoima on pienimmillään ja pystykuorman stabiloiva vaikutus pienenee.

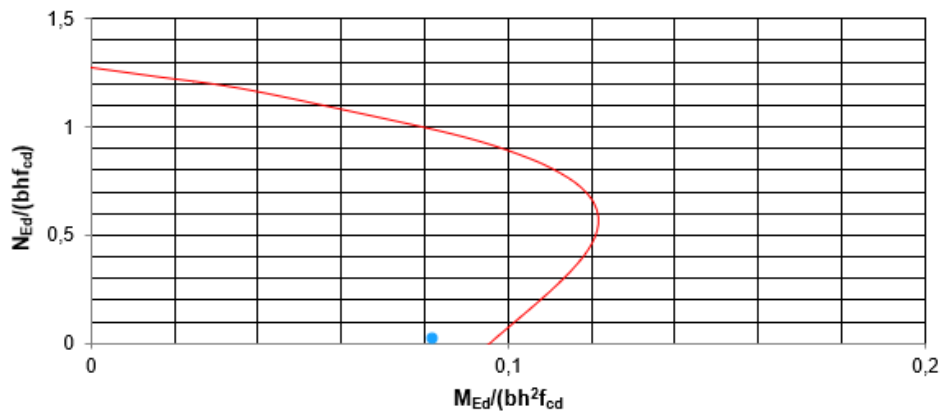
Lasketaan epäkeskisyydet kuten edellä:

$$e_{01} = \frac{\frac{4,9 \text{ kNm}}{2} * 1000}{22,5 \text{ kN}} = 108,9 \text{ mm}$$

$$e_d = 118,3 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 22,5 \text{ kN} * 0,118 + \frac{4,9 \text{ kNm}}{2} = 5,1 \text{ kNm}$$

Seuraavassa kuviossa on esitetty laskentapohjalla laskettu yhteisvaikutusdiagrammi normaalivoimalle $N_d = 22,5 \text{ kN}$ ja taivutusmomentille $5,1 \text{ kNm}$ epäkeskisyyden ollessa $e_d = 118,3 \text{ mm}$.



Kuvio 12. Laskentapohjan yhteisvaikutusdiagrammi, N_{d2}

Mitoitetaan ulkokuori taivutusmomentille $\frac{M_d}{2} = 2,45 \text{ kNm/m}$, kaavan 17 mukaan:

$$M_u = 0,85 A_s f_{yd} d$$

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 d f_{yd}} = \frac{2,45 * 10^6 \text{ Nmm}}{0,85 * 37,5 \text{ mm} * 416,6 \text{ N/mm}} = 184,5 \text{ mm}^2$$

Ulkokuoreen riittäisi pystyteräkset T8 k200, jolloin $A_s = 251,3 \text{ mm}^2$

Tarkistetaan yhden kuoren leikkauskapasiteetti kaavasta 29:

$$V_c = 0,4 * (0,83 \text{ N/mm}^2 * 1000 \text{ mm} * 37,5 \text{ mm}) / 1000 = 12,5 \text{ kN/m}$$

Suurin leikkausvoima on seinän alapäässä:

$$V_{A,p1} + V_{A,p2} = 8,27 \text{ kN/m} + 1,53 \text{ kN/m} = 9,8 \text{ kN/m} < 12,5 \text{ kN/m} \rightarrow \text{OK}$$

Tuulikuorma kuormittaa seinän yläosaa ainoastaan 1 metrin matkalta, joten voidaan olettaa, että mitoittava leikkausvoima on seinän alapäässä.

Lasketaan vielä kutistumateräkset kaavan 30 mukaan:

$$A_s = 0,001 * (75 \text{ mm} + 25 \text{ mm}) * 1000 \text{ mm} = 100 \text{ mm}^2$$

Vaakasaumoihin sijoitetaan teräkset T8 k400, jolloin $A_s = 125,6 \text{ mm}^2$

6 Pohdinta

Tässä opinnäytetyössä oli tarkoituksena laatia yksinkertainen ja helppokäyttöinen Excel-laskentapohja valueristeharkkorakenteisen kellarinseinän suunnitteluun. Laskentapohja valmistui, mutta sen testaaminen ja tarkastaminen tulee viemään vielä aikaa. Laskentapohja perustuu vanhan RakMK:n osan B9 mukaiseen mitoitukseen, koska tällöin voidaan hyödyntää muottiharkon rakennetta rakenteen lujuutta lisäävänä ominaisuutena. Mitoitettaessa RaMK B9 mukaan, tulee tällöin noudattaa koko RakMK B-sarjaa. Laskentapohja soveltuu myös ulkoseinien sekä kantavien väliseinien mitoitukseen, joten tulevaisuudessa voisi olla hyödyllistä täydentää laskentapohjaa muilla harkkotyypeillä. Kun suunnitelmat on tehty tietyille harkkotyypille ja se on määritetty suunnitelmiin, harkon vaihtaminen kilpailijan tuotteeseen on suurempi kynnys. RakMK B9:n mukainen mitoitus on edelleen Ympäristöministeriössä hyväksytty menetelmä, jonka käyttämisen jatkamisesta on Ympäristöministeriössä aikoinaan päätetty, kunnes toisin sovitaan. Mikäli tätä ohjeistusta tullaan muuttamaan, tulee laskentapohjakin tällöin päivittää ajan tasalle, koska laskentapohja perustuu RakMK B9 mukaiseen mitoitukseen.

Valueristeharkkorakenteita koskevia ohjeistuksia olisi tarpeen uudistaa ja selkeyttää käytettävistä mitoitusmenetelmistä, sillä valueristeharkkorakenteiden suunnittelu ei ole aivan yksiselkoista ja se vaatii todella paljon perehtymistä aiheeseen. RakMK:n mukaan mitoitettaessa ongelmallista on vanhentuneet ohjeet. Kuormitukset määritellään RakMK osan B1 mukaan, joka on kumottu samoin kuin kaikki vanhat B4 betoninormit. Lisäksi B9 mukaan mitoitettaessa materiaaliominaisuuksien laskenta-arvot ovat huonompia verrattuna Eurokoodin mukaisiin arvoihin. RakMK B9 tarjoaa laskentakaavat käytännössä ainoastaan epäkeskisyyden ollessa pieni. Nykyisin käytössä olevat Eurokoodit eivät tunnista valueristeharkkoa eivätkä mahdollista muottiharkon yhteistoiminnan hyödyntämistä vaan mitoituksessa rakenne on sama kuin paikallavallettu teräsbetoniseinä. Taivutetun rakenteen mitoituksessa voitaisiin myös käyttää laattateoriaa. Suomen rakentamismääräyskokoelman ohjeet ovat hieman epäselvät, kun joudutaan käyttämään osia B9 ja B4 eri tilanteissa ja niiden aiheuttama suurin epätietoisuus on se, että mitkä menetelmät ovat hyväksyttäviä.

Verrattaessa esimerkiksi puu- ja betonirakentamiseen, on valueristeharkkojen käyttö melko vähäistä. Suunnittelija joutuu astumaan melko lailla toiseen maailmaan, kun kohteena on valueristeharkkorakenteet. Onko tähän suunnittelijalla kiinnostusta, jos mitoitus on kovin vaikeata eikä määräysten ja ohjeiden lisäksi löydy RIL:in tapaista kirjaa. Yksi mielenkiintoisista kohdista on RakMK B9:n käyttörajatilavaatimukset täytävissä ehdossa ($L/h \leq 25$). Missään ei ole sanottu, mikä on valueristeharkoilla h -mitta.

Valueristeharkoissa ongelmallista on kapeat valuontelot ja niistä johtuen pystyterästen siirtymävarat ovat pieniä. Pystyterästen sijoittelu toleranssit huomioiden johtaa helposti tilanteeseen, että on mitoitettava keskeisesti raudoitettuna. Asennustilanteessa taas, kun yritetään asentaa teräkset keskelle valuonteloa, voi niiden sijainti vaihdella toleranssien puitteissa kumpaan suuntaan tahansa. Käsineläskentämenetelmät soveltuvat alustavaan mitoitukseen, mutta tarkemmassa mitoituksessa karkean yhteisvaikutusdiagrammin laatiminen käsin on työlästä, jolloin tietokoneohjelmista on suuri apu ja saadaan tarkempia tuloksia.

7 Lähteet

A 477/2014. Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista. Annettu 1.9.2014.

Viitattu 10.4.2020. <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>

Ahonen, K. 2018. Vahvaksi valettu - HB-Betoniteollisuus Oy 1958-. Otavan kirjapaino.

Arffman, M. 2012. Muottiharkkorakenteiden mitoittaminen eurokoodeilla. Opinnäytetyö, AMK. Jyväskylän ammattikorkeakoulu, rakennustekniikan koulutus ohjelma.

Viitattu 22.4.2020. <http://urn.fi/URN:NBN:fi:amk-201205035987>

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan. Osa 5. Pilarit. N.d. Betoniteollisuus. Viitattu 7.4.2020. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoijen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf

By211. 2015. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1. korj. p. 2. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

EMG400 suunnittelu- ja työohje. N.d. HB-Betoniteollisuus Oy. Viitattu 11.02.2020.

http://www.hb.fi/media/kuvat/esitteet/emg400-tyoohje_uusi19_www.pdf

Koponen, A. 2020. Valueristeharkot. Sähköpostiviesti 21.3.2020. Vastaanottaja O. Vertanen. Valueristeharkkojen mitoitusta koskevia ohjeita.

Mattila P., Mäki T., Palolahti T. & Tikanoja T. 2016. Harkkokäsikirja liite 2, Ladottavien muottiharkkorakenteiden suunnitteluohjeet ja mitoitus. Helsinki: Suomen Rakennusmedia Oy.

RakMK B1. 1998. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B1. Ympäristöministeriö. Viitattu 17.2.2020.

<https://www.ym.fi/rakentamismaaraykset>

RakMK B4. 1993. Betonirakenteet. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B4.

Ympäristöministeriö. Viitattu 20.2.2020. <https://www.ym.fi/rakentamismaaraykset>

RakMK B9. 1993. Betoniharkkorakenteet. Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B9. Ympäristöministeriö. Viitattu 9.4.2020. <https://www.ym.fi/rakentamismaaraykset>

Rantamäki M., Jääskeläinen R. & Tammirinne M. 2009. Geotekniikka. 22. muuttumaton painos. Helsinki: Yliopistokustannus/Otatieto.

Ramboll Finland Oy. N.d. Yritys. Viitattu 21.4.2020. <https://fi.ramboll.com/ramboll-finland-oy>

RIL 157-1. 1985. Geomekaniikka 1. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

RIL 157-2. 1990. Geomekaniikka 2. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

RIL 181-1989. 1989. Rakennuskaivanto-ohje. Vammala: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

RIL 201-1-2011. 2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

RIL 202-2011. 2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

Ruotsala M. 2011. Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodeilla. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä. Liikenneviraston nettisivut. Viitattu 8.3.2020 https://julkaisut.vayla.fi/pdf3/lts_2011-26_ratojen_tukiseinien_web.pdf

SFS-7022:2019. Betoni, Standardin SFS-EN 206 käyttö Suomessa. 3.p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 13.9.2019. <https://janet.finna.fi> , SFS Online.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2002. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 21.10.2002. Viitattu 20.3.2020. <https://janet.finna.fi> , SFS Online.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. 2. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 19.1.2015. Viitattu 30.3.2020. <https://janet.finna.fi> , SFS Online.

SFS-EN 1996-1-1 + A1. 2013. Eurokoodi 6: Muurattujen rakenteiden suunnittelu. 2. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 12.8.2013. Viitattu 7.5.2020. <https://janet.finna.fi> , SFS Online.



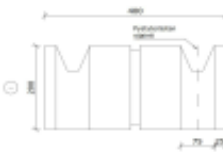
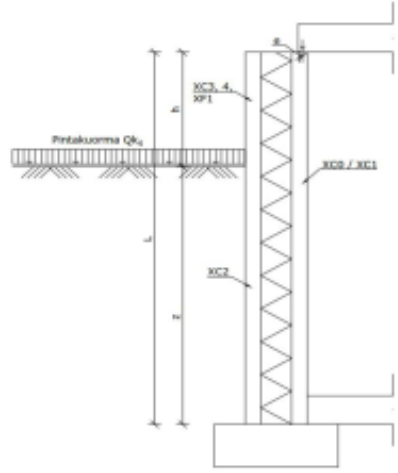
SFS-EN 1997-1 + A1 + AC. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. 3. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 27.1.2014. Viitattu 10.3.2020. <https://janet.finna.fi> , SFS Online.

Ympäristöministeriö. 2018. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Vahvistettu 10.1.2018. Viitattu 8.5.2020. <https://www.eurocodes.fi/ymn-kansalliset-liitteet/>

Ympäristöministeriö. 2019. Kumotut rakentamismääräykset. Päivitetty 22.2.2019. Viitattu 7.5.2020. https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Kumotut

8 Liitteet

Liite 1 Laskentapohjan tulostesivu

Rakennelaskelma, lähötiedot		 		
Rakennuskohde:				
Suunnittaja:				
Työ numero:				
Tekijä:				
Päivä:				
Yksilukkoisen vapaasti tuetun, valueristeharkkoseinän mitoitus RakMK B-sarjan mukaan.			Versio 0.9	
Rakenneluokka:	2	Raittuluokka:	XC2 Maan alla olevat rakenteet	
			Suunniteltu käyttöikä: 50v	
Merkit:	EMD400			
				
Rakenne:				
Maanpinnan korkeus (s) :	1,80	[m]		
Seinän korkeus ilman vasten (h) :	1,00	[m]		
Seinän korkeus (L) :	2,80	[m]		
Epäkennäisyys (x) :	0,00	[mm]		
Materiaalit:				
		Min	Max	
Betoni	C30/37 (K37)	C20/25 (K25)	C32/40 (K40)	
Teräs	B500B			
Täyttömaa	Kittamaa			
Rauditus:				
	T	k-jako	[mm]	
Seinän teräs	12	200		
Kuormat:				
Muuttuvat kuormat				
Tuulikuorma	$Q_{k,w}$	1,00	kN/m ²	
Lumikuorma	$Q_{k,s}$	6,00	kN/m	
Höyrykuorma	$Q_{k,v}$	3,00	kN/m	
	$Q_{k,v}$	2,50	kN/m ²	
Pysyvät kuormat				
Seinän omapaino	$Q_{k,p}$	6,75	kN/m	
Pysyvä kuorma 1	$Q_{k,p}$	3,30	kN/m	
Pysyvä kuorma 2	$Q_{k,p}$	6,50	kN/m	
Pysyvä kuorma 3	$Q_{k,p}$	8,50	kN/m	
Pysyvä kuorma 4	$Q_{k,p}$	0,00	kN/m	
TAI →				
Normaalivoima	N_d	0,00	kN	
Momentti	M_d	0,00	kNm	
Leikkauvoima	yläpuolella	$V_{d,u}$	0,00	
	alapuolella	$V_{d,a}$	0,00	
Tulokset				
	T	k-jako		
Seinän teräset	12	200	mm	
Ulkoisen teräset	12	200	mm	
Leikkauskestävyys	V_d	12,49	kN/m	
Seinän yläpuolella	$V_{d,u}$	3,80	kN/m	
Seinän alapuolella	$V_{d,a}$	9,68	kN/m	
			Käyttöaste	
			OK	30,4 %
			OK	79,9 %
				Rakenteen leikkaukspätevyys riittää
				Rakenteen leikkaukspätevyys riittää
Yhteisvaikutus diagrammi				
