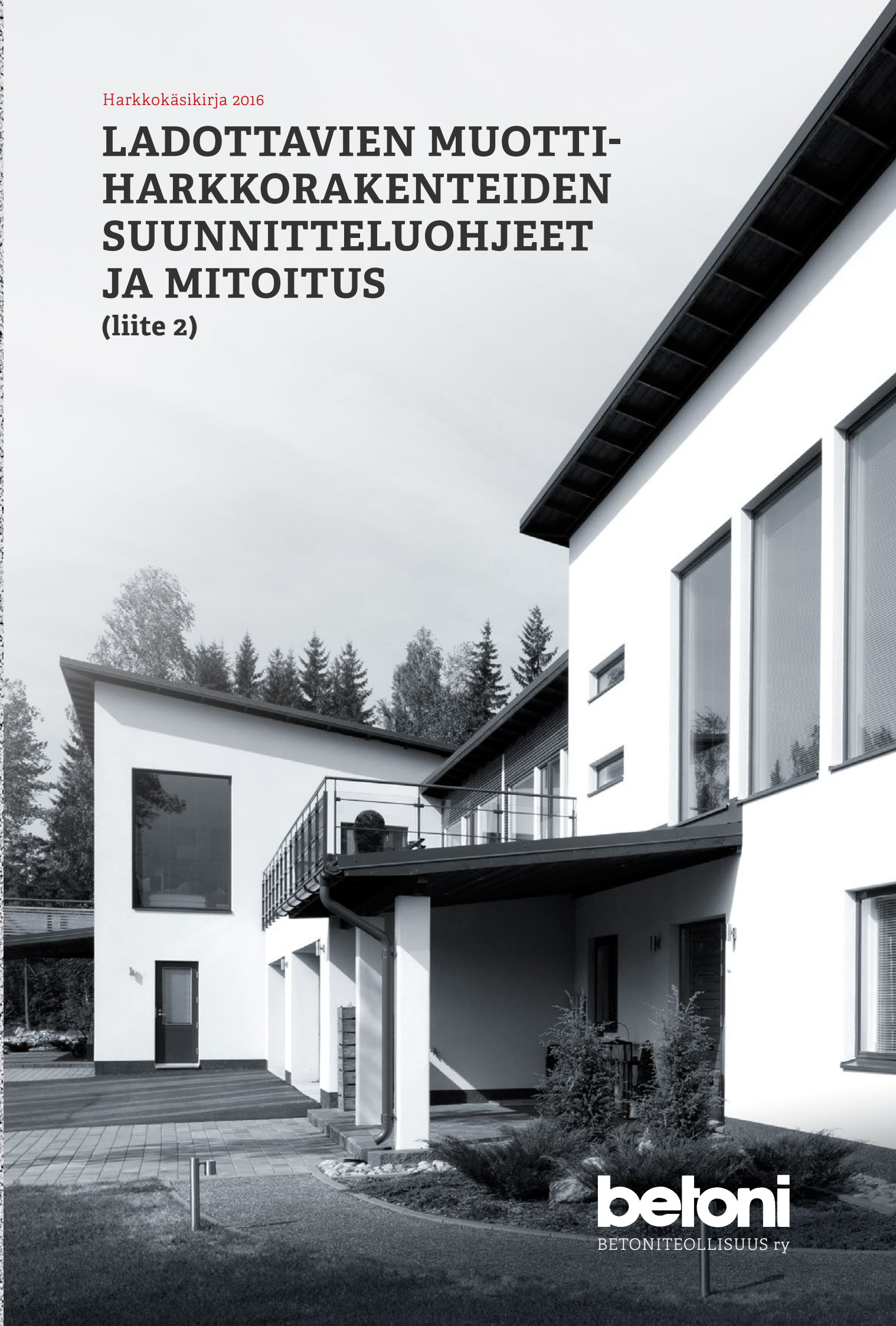


Harkkokäsikirja 2016

LADOTTAVIEN MUOTTI- HARKKORAKENTEIDEN SUUNNITTELUOHJEET JA MITOITUS

(liite 2)



betoni
BETONITEOLLISUUS ry

Sisällysluettelo

1	Yleistä	3
2	Muottiharkkojen ominaisuudet ..	3
3	Mittajärjestelmä	4
4	Laskentaperusteita	4
5	Materiaaliominaisuudet	5
6	Rakenteiden mitoitus	5
6.1	Mitoituskuormat	5
6.2	Kuormien jakaantuminen rakenteessa	6
6.3	Puristuskestävyys	7
6.4	Taivutuskestävyys	8
6.5	Yhdistetty taivutus ja puristus	9
6.6	Leikkauskestävyys	9
6.7	Raudituksen ankkurointi- kestävyys	9
6.8	Paikallinen puristuskestävyys	10
6.9	Rakenteellisia ohjeita	10
6.10	Säilyvyys	11
7	Esimerkkirakennuksen rakenteiden mitoitus	11
7.1	Esimerkkirakennuksen rakenteet ..	12
7.2	Kuormitukset	12
7.3	Kellarin seinän normaalivoima- kapasiteetti	14
7.4	Seinän mitoitus tuulikuormalle	15
7.5	Seinän mitoitus normaalivoimalle ja maanpaineelle	16
7.6	Aukon ylityspalkin mitoitus	20
7.7	Seinämäisen pilarin mitoitus	21
	Kirjallisuutta	23

1 Yleistä

Nämä ohjeet koskevat ladottavia muottiharkkoja ja ladottavia eristeharkkoja, jotka voivat toimia määrätyn edellytyksin kantavina rakenneosina asuinrakennuksissa, toimisto- ja liikerakennuksissa teollisuusrakennuksissa, maatalouden rakennuksissa ja vastaavissa.

Kantavissa rakenteissa muottiharkkorakenteelta edellytetään rakenteellisen lujuuden lisäksi yleensä palonkestävyyttä ja ääneneristävyyttä. Tässä ohjeessa keskitytään kuitenkin rakenteellisen kantokyvyn mitoittamiseen.

Nämä ohjeet perustuvat Ympäristöministeriön 1.10.1993 antamaan ohjeeseen ”Betoniharkkorakenteet, Suomen rakentamismääräyskokoelma osa B9”. Ohje antaa mahdollisuuden ottaa huomioon rakenteiden mitoituksessa muottiharkon rakenteellista lujuutta lisäävän vaikutuksen määrättyissä tilanteissa. Tällä hetkellä eurooppalaiset standardit eivät anna tähän mahdollisuutta, vaan muottiharkon oletetaan toimivan rakenteessa ainoastaan rakentamisaikaisena muottina. Eurooppalaisten standardien mukaan muottiharkon ominaisuuksia voidaan kuitenkin hyödyntää, kun määritetään rakenteen palonkestävyyttä ja ääneneristävyyttä sekä säilyvyyttä.

Mikäli muottiharkkoa ei oteta rakenteiden suunnittelussa ja mitoituksessa kantavana rakenteena huomioon, mitoitetaan rakenne paikalla valettuna betoni- tai teräsbetonirakenteena tavanomaiseen tapaan eurokoodien ja näihin liittyvien kansallisten soveltamisohjeiden mukaan.

Muottiharkot ovat CE -merkittyjä standardin SFS-EN 15435: Betonivalmisosat. Muottiharkot normaalipainoisesta ja kevytkiviainesbetonista -mukaan. CE -merkintä koskee vain harkon toimintaa muottina.

Mikäli rakenne mitoitetaan SRakMK B9 mukaan tulee harkkojen olla lisäksi FI -merkittyjä.

Harkkojen onteloiden valuun käytetty betoni on normaalipainoista ja betonin tulee täyttää lujuudelle ja muille mekaanisille ominaisuuksille sekä säilyvyydelle käyttökohteessa asetetut vaatimukset. Betonin koostumuksen valinnassa ja valussa noudatetaan harkkovalmistajan antamia ohjeita.

Rakenteiden suunnittelussa kuormitukset määritetään SRakMk B1. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset 1998 -mukaan.

2 Muottiharkkojen ominaisuudet

Kantavissa rakenteissa käytettävien muottiharkkojen leveydet ovat yleensä 150, 200, 250 ja 300 mm. Harkkojen liittymämitta korkeussuunnassa on 200 mm ja pituuden liittymämitta joko 500 tai 600 mm. Harkot limitetään ladonnassa siten, että valuontelot osuvat kohdakkain. Harkkojen valmistajakohtaiset mitat ja muut rakenteiden mitoitukseseen liittyvät ominaisuudet tulee tarkistaa ennen rakenteen mitoitusta.

Eristemuottiharkkoja voidaan käyttää myös kantavina rakenteina. Ontelon leveyden tulee olla vähintään 70 mm. Harkkojen asennuksesta ja tuennasta, betonin valinnasta ja betonoinnista, sallituista valukorkeuksista, jälkihoidosta jne. tulee olla kirjallinen työohje, joka tulee olla työmaan käytettävissä ennen asennuksen aloitusta. Eristemuottiharkoilla korkeuden liittymämitta

on 200 mm ja pituuden liittymämitta joko 500 mm tai 600 mm. Eristemuottiharkkoseinissä sekä ulko- että sisäkuori voivat toimia kantavana rakenteena. Kuorten yhteistoiminta voidaan ottaa huomioon rakenteen nurjahduspituutta ja hoikkuutta määritettäessä (ks. RakMk B9). Muottiharkot voivat olla normaalipainoista betonia tai kevytrunkoainebetonia.

Pilareissa käytetään tähän tarkoitukseen soveltuvia muottiharkkoja, jotka voivat toimia osittain kantavana rakenteena.

Rakennusten julkisivuissa betonin tulee täyttää standardin SFS-EN 206 rasitusluokan XF1 ja XC3 vaatimukset. Julkisivuissa jäädytys-sulatusrasitukselle vaaditaan harkkojen onteloiden valussa huokostettu säänkestävä betoni, jonka lujuusluokka on vähintään C30/37.

3 Mittajärjestelmä

Muottiharkkojen rakenteiden suunnittelussa suositellaan käytettäväksi harkkojen valmistajan suosittamaa moduulimitoitusta.

Moduulimitoitus ei kuitenkaan ole välttämätön, mutta sen käytöllä voidaan vähentää huomattavasti harkkojen katkaisutarvetta. Jos moduuliverkkoa ei voida soveltaa koko rakennuksen osalta, sovitetaan nämä osat toisiinsa lisämuoteilla.

4 Laskentaperusteita

SRakMK B9 mukaisessa rakenteiden mitoituksessa oletetaan rakenteen teholliseksi poikkileikkaukseksi betonivalun ja harkon poikkikannasten muodostama keskialue harkon kuorien välissä. Tähän voidaan tehdä seuraavat poikkeukset

- Puristetun rakenteen epäkeskisyyttä ja nurjahduspituuden suhdetta rakenteen paksuuteen laskettaessa saadaan myös muottiharkon kuoret ottaa mukaan rakenteen paksuuteen
- Juoksulimitetyn vaakasuuntaan kantavan seinän mitoituksessa taivutusmomentille saadaan puristusvyöhykkeeseen ottaa mukaan puolet kuoren paksuudesta

Rakenteen mittoina käytetään nimellismittoja.

Rakenteiden jännemitoiksi otaksutaan tukien keskiöiden etäisyydet sekä seinien ja pilareiden korkeudeksi niiden vapaa korkeus. Jännemitan ei tarvitse kuitenkaan olla suurempi kuin 1,05xtukien vapaa väli.

Voimasuureiden jakautuminen lasketaan kimmoteoriaa käyttäen. Jatkuviissa raudoitetuissa rakenteissa voidaan kimmoteorian mukaisesta taivutusmomenttien jakautumisesta poiketa 20 %, kun muut voimasuureet korjataan muuttunutta jakautumaa vastaavasti.

Rakenteet suunnitellaan ja mitoitetaan sekä murto- että käyttörajatilat huomioon ottaen.

Kun rakenne tiivistetään laastilla, sementtipohjaisella tasoitteella tai vastaavalla tiivistävällä pinnoitteella voidaan myös harkon kuori laskea raudoitteiden suojabetonikerrokseen mukaan. Raudoitteiden betonipeitteen laskettuna muottiharkon sisäpinnasta tulee kuitenkin olla vähintään 20 mm, joka sisältää asennustoleranssin 10 mm.

5 Materiaaliominaisuudet

Puristuslujuuden ominaisarvo (SRakMk B9)

$$f_{ck} = 0,6 K \text{ MN/m}^2,$$

missä K on betonin nimellislujuus 28d iässä määritettynä 150 mm:n koekuutioista.

Betonin vetolujuuden ominaisarvo $f_{ctk} = 0,15 K^{2/3} \text{ MN/m}^2$.

Betonin kimmokerroin lyhytaikaiselle kuormitukselle

$$E = 5000 \cdot k \cdot \sqrt{K} \quad \text{MN/m}^2,$$

jossa $k = \rho_c / 2400 \leq 1,0$;
 ρ_c on betonin tiheys kg/m^3 .

Pitkäaikaiselle kuormitukselle kimmokerroin on $E_{cc} = 0,5 E_c$.

Betonin kutistumiselle voidaan käyttää arvoa $\epsilon_{cs} = 0,4 \text{ mm/m}$.

Pituuden lämpötilakerroin $\alpha_{ct} = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Betonin ja raudoituksen laskentalujuudet saadaan ominaislujuuksista jakamalla arvot **taulukossa 1** esitetyillä aineosavarmuusluvulla.

Taulukko 1. Materiaaliosavarmuusluvut (SRakMk B9)

	Osavarmuusluku murtotila	Osavarmuusluku käyttötila
Betoni	$\gamma_c = 2,0$	$\gamma_c = 1,0$
Raudoitus	$\gamma_s = 1,2$	$\gamma_s = 1,0$

6 Rakenteiden mitoitus

6.1 Mitoituskuormat

Mitoituksessa käytettävät kuormat esitetään SRakMk B1:ssä.

Murtorajatilan määräävä kuormitusyhdistelmä saadaan **kaavoista (1)**:

$$F_d = \begin{cases} 1,2 \\ 0,9 \end{cases} g + 1,6 \cdot q_k + 1,6 \cdot q_{lumi} \text{ (tuuli)} + 1,6 \cdot \sum 0,8 q_k \quad (1)$$

Kaavassa

g	pysyvä kuorma
q_k	yksi muuttuva kuorma, joka ei ole lumi tai tuulikuorma
$q_{lumi, (tuuli)}$	lumi- tai tuulikuorma
q_k	muut muuttuvat kuormat

Muuttuvien kuormien osavarmuuskertoimen voidaan käyttää 1,6:n sijasta arvoa 1,2, jos q_k määritetään siten, että se vastaa fysikaalisesti suurinta mahdollista arvoa. Maanpaineen osalta tarvittava varmuus voidaan ottaa huomioon maan tiheyden sekä käyttörajatilatarkasteluissa kitkakulman ja koheesion laskenta-arvoissa (ks. **taulukko 2**).

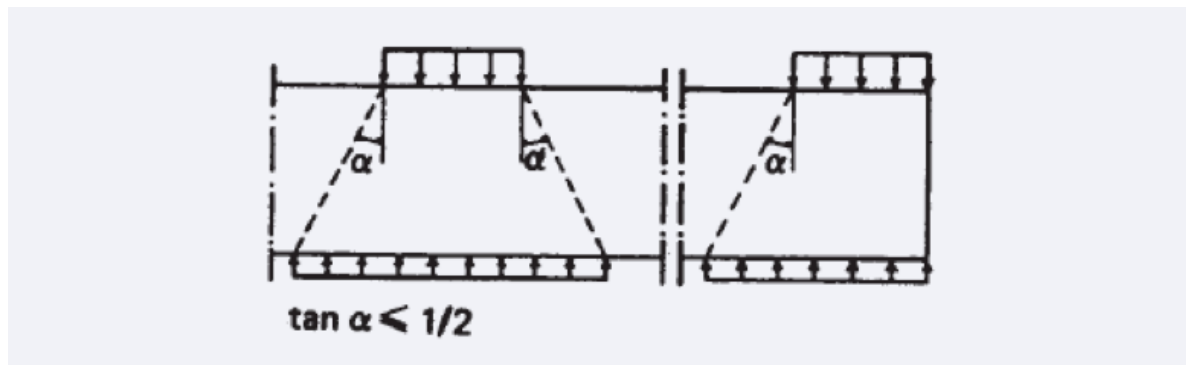
Käyttörajatilatarkasteluissa laskentakuorma q_d määritetään **kaavasta (2)**

$$q_d = g + q_k + q_{\text{lumi(tuuli)}} + \sum 0,5 q_k \quad (2)$$

6.2 Kuormien jakautuminen rakenteissa

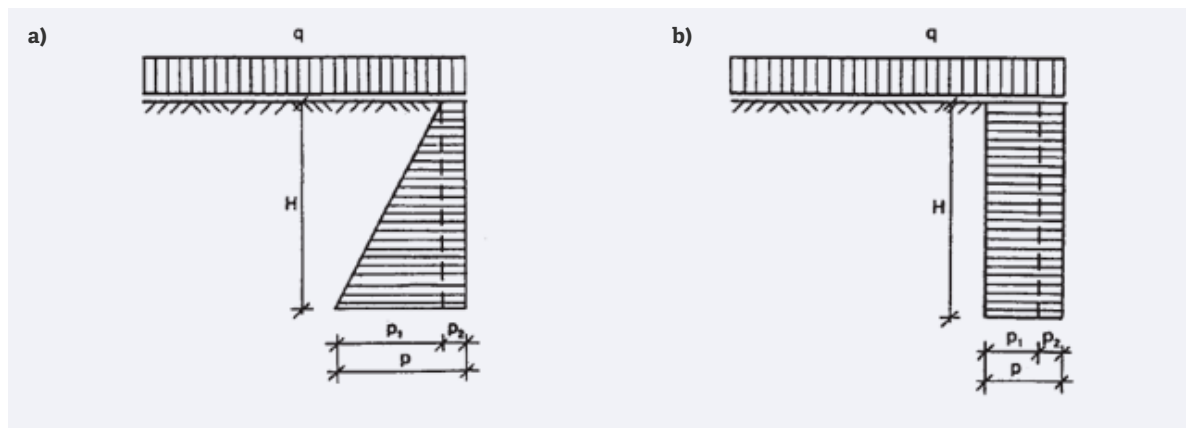
Pystykuormien oletetaan jakautuvan ja siirtyvän seinissä ja pilareissa **kuvan 1** mukaisesti. Vaakarakenteiden tuilla sekä seinien ja pilareiden alapäissä kuormien otaksutaan jakautuvan tasan koko tukipinnalle.

Kuva 1. Pystykuorman jakautuminen seinässä.



Maanpaine kuorman oletetaan jakautuvan **kuvan 2** mukaisesti.

Kuva 2 Maanpaine kuorman jakautuminen on esitetty **kuvassa a)**. Vaakaraudoitetussa seinässä kuormien jakautuma voidaan määrittää **kuvan b)** mukaan. Maanpaine kuorman laskenta-arvot kitkamaalle esitetään **taulukossa 2**.



Taulukko 2. Maanpaine kuorman laskenta-arvot kitkamaalle (SRakMK B9)

Laskenta-arvo	Murtorajatila		Käyttörajatila	
	Laskenta-arvo, kuva 3a	Laskenta-arvo, kuva 3b	Laskenta-arvo, kuva 3a	Laskenta-arvo, kuva 3b
p_1	$6,5H$	$3,3H$	$5,4H$	$2,7H$
p_2	$0,5q$	$0,5q$	$0,3q$	$0,3q$

p_1 on maan painosta aiheutuva maanpaineen laskenta-arvo (kN/m^2)

p_2 on pintakuormasta aiheutuva maanpaineen laskenta-arvo (kN/m^2)

H on täyttökorkeus (m)

q on pintakuorma (kN/m^2)

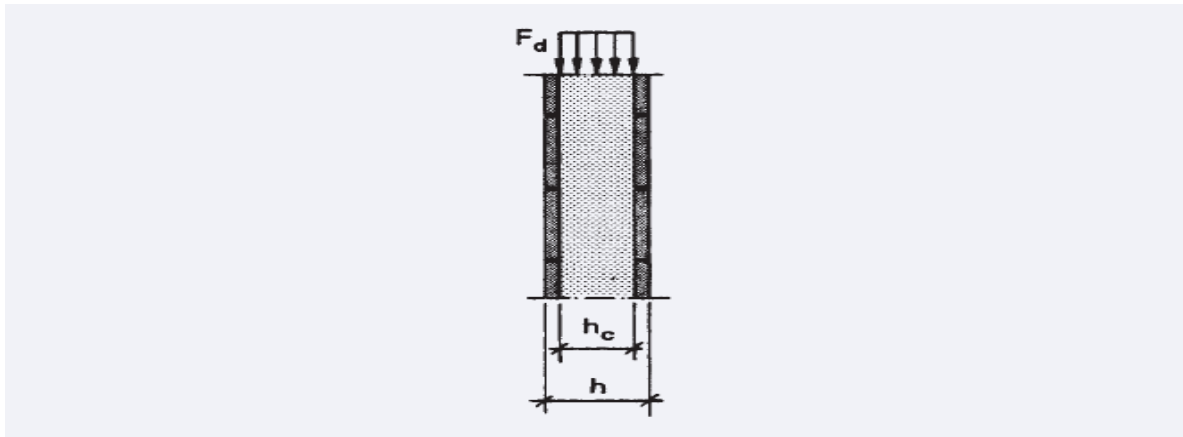
6.3 Puristuskestävyys

SRakMk B9 mukaan seinän ja pilarin puristuskestävyys N_u lasketaan **kaavasta (3)**

$$N_u = \frac{1 - 2 \cdot e_d / h_c}{1 + 0,001 \cdot (L_c / h)^2} A_c \cdot f_{cd} \quad (3)$$

missä	e_d	on kuorman epäkeskisyyden laskenta-arvo (kaava 6)
	h_c	on poikkileikkauksen tehollinen paksuus (kuva 3)
	h	on rakenteen paksuus
	L_c	on nurjahduspituus
	$A_c = h_c b$	on poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala
	b	on poikkileikkauksen leveys

Kuva 3. Seinän ja pilarin poikkileikkausmerkinnät.



Kun rakenteen sivusiirtymä on estetty, voidaan nurjahduspituutena käyttää rakenteen vapaata korkeutta.

Kun puristettu seinä on lisäksi tuettu nurjahdussuunnassa riittävän jäykällä rakenteella toiselta reunaltaan suhteen b/h ollessa enintään 15 tai molemmilta reunoiltaan tuetulla seinällä suhteen b/h ollessa enintään 30, voidaan nurjahduspituus laskea kaavasta

$$L_c = k_c L \quad (4)$$

Kaavassa (4) kerroin k_c saadaan **taulukosta 3**.

Rakoseinissä, joissa mitoitettava seinä on sidottu toiseen seinään siten, että niiden taipumat murtotilassa ovat samat, **kaavassa (3)** suhdetta L_c/h laskettaessa h voidaan laskea kaavasta

$$h = (h_1^3 + h_2^3)^{1/3} \quad (5)$$

missä h_1 ja h_2 ovat seinien paksuudet.

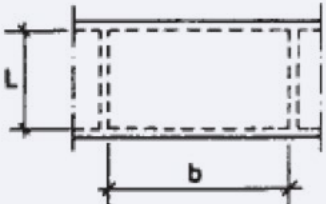
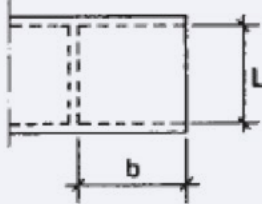
Epäkeskisyyden laskenta-arvo e_d saadaan kaavasta

$$e_d = 0,05h + e_0$$

(6)

missä e_0 on normaalivoiman alkuperäinen epäkeskisyys ja h on rakenteen paksuus **kuva 3** mukaisesti.

Taulukko 3. Kerroin k_c nurjahduspituuden määrittämiseksi (SRakMk B9).

Kerroin k_c nurjahduspituuden määrittämiseksi		
		
Sivutukien välimatkan ja seinän korkeuden suhde b/L	Sivutukien välimatkan ja rakenteen paksuuden suhde $b/h^1 < 30$	Sivutuen etäisyys vapaaseen reunaan jaettuna rakenteen paksuudella $b/h^1 < 15$
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

Mitta b on vapaan reunan etäisyys jäykistävän rakenteen reunasta tai jäykistävien rakenteiden vapaa väli.

L on seinä vapaa korkeus.

¹⁾ rakoseinissä voidaan käyttää rakenteen paksuutena kaavalla (5) laskettua arvoa.

6.4 Taivutuskestävyys

Raudoittamattoman rakenteen taivutuskestävyys lasketaan kaavasta

$$M_u = f_{ctd} W_c$$

(7)

Kaavassa (7) W_c on poikkileikkauksen tehollinen taivutusvastus, johon voidaan ottaa mukaan puolet puristetun muottiharkon kuoren paksuudesta

Raudoitetun poikkileikkauksen taivutuskestävyys M_u lasketaan kaavasta

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

(8)

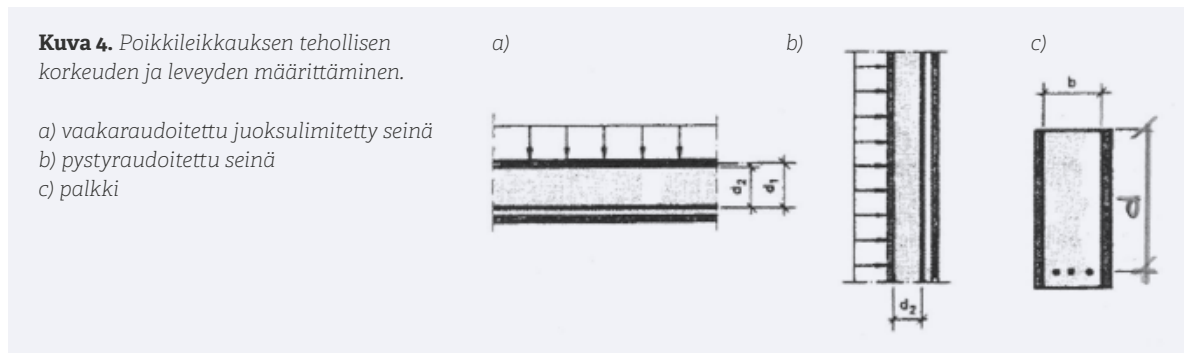
missä A_s on vetoraudoituksen poikkileikkausala
 d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus
 b on seinän tai palkin tehollinen leveys

Vaakaraudoitetussa juoksulimitetyssä seinässä poikkileikkauksen tehollinen korkeus d voidaan laskea vetoraudoituksen painopisteestä harkon puristetun kuoren puoliväliin.

Pystyraudoitetussa seinässä tehollinen korkeus d lasketaan harkon puristetun kuoren sisäpintaan.

Muottiharkoista tehdyissä palkeissa tehollinen korkeus on $d \leq L/3$, jossa L on jänneväli.

Kuvassa 4 esitetään poikkileikkauksen tehollisen korkeuden ja leveyden määrittäminen eräissä tapauksissa.



6.5 Yhdistetty taivutus ja puristus

SRakMK B9 ei anna mitoitusmenetelmää, jossa rakenteeseen kohdistuu samanaikaisesti vaakakuormia (momentti) ja normaalivoima.

Mitoituksen perusteet ja mitoitus on esitetty esim. julkaisussa by210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008.

6.6 Leikkauskestävyys

Jos vetorausdointi on ankkuroitu riittävän hyvin (ks. **kaava 10**), lasketaan taivutusraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys **kaavasta (9)**

$$V_c = 0,4 f_{ctd} b d \quad (9)$$

missä d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus (ks. **kuva 4**).

Leikkausvoima voidaan laskea etäisyyden d päästä tuen reunasta.

6.7 Raudituksen ankkurointikestävyys

Ankkurointikestävyys F_{bu} rakenteen tuella lasketaan kaavasta

$$F_{bu} = 1,7 f_{ctd} u_s l_b \geq \sigma_s A_s \quad (10)$$

missä	f_{ctd}	on betonin vetolujuuden laskenta-arvo
	u_s	on tangon ympäröimä
	l_b	on tangon ankkurointipituus
	σ_s	on murtorajatilän laskentakuormaa vastaava teräsännitys

Raudoituksen vetorasitus on tarkasteltavassa poikkileikkauksessa taivutusmomentin ja leikkausvoiman aiheuttamien rasitusten summa. Poikkileikkauksessa olevien raudoitetankojen ankkurointikestävyysien summa ΣF_{bu} lasketaan kaavasta

$$\Sigma F_{bu} \geq M_d/z + V_d \quad (11)$$

missä	M_d	on poikkileikkauksen taivutusmomentin laskenta-arvo
	V_d	on poikkileikkauksen leikkausvoiman laskenta-arvo
	z	on poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

Kenttäraudoitus ankkuroidaan vapaalle tuelle vähintään leikkausvoiman suurinta arvoa vastaavalle voimalle. Kiinnitetyllä tuella kenttäraudoituksen ankkurointipituutena käytetään vähintään 10xtangon halkaisija.

6.8 Paikallinen puristuskestävyys

Paikallinen puristuskestävyys N_u lasketaan kaavasta

$$N_u = A_{co} f_{cd} \sqrt[3]{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 A_{co} f_{cd} \quad (12)$$

missä	A_{co}	on kuormitetun pinnan ala
	A_{c1}	on kuormituksen jakaantumispinnan ala, kun jännitysten jakautuminen oletetaan tapahtuvan enintään yhden harkkokerroksen korkeudella.

6.9 Rakenteellisia ohjeita

Harkkorakenteet jaetaan tarvittaessa liikuntasaumoilla osiin haitallisten halkeamien estämiseksi. Halkeamien kokoa rajoitetaan tarvittaessa raudoituksella.

Laattoina mitoitettujen muottiharkkorakenteiden minimirauditus on vähintään

$$A_s = 0,001 A \quad (13)$$

missä	A	on seinän poikkileikkauksen bruttopinta-ala, jossa on mukana myös harkon kuoret.
-------	-----	--

Palkkirakenteissa pääraudoitusta tulee kentissä ja ulokkeiden yläpinnoissa olla vähintään 2 kpl halkaisijaltaan 10 mm:n tankoa.

Pilarien ja muiden 1-ulotteisten puristettujen tai vedettyjen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Pilarin valetun poikkileikkauksen tulee olla vähintään 28 000 mm² ja pienimmän sivumitan 150 mm. Pientaloissa ja niihin verrattavissa rakennuksissa pilarin valettu poikkileikkausala saa olla 15 000 mm² ja pienin sivumitta 80 mm, jos betonin puristuslujuuden laskenta-arvona käytetään 0,5 f_{cd} .
- Pääraudoituksen tulee olla pilarin sitkeyden turvaamiseksi vähintään 1 kpl läpimitaltaan 10 mm:n tanko.

Seinien ja muiden 2-ulotteisten tai vedettyjen rakenteiden valetun poikkileikkauksen paksuuden tulee olla vähintään 80 mm.

6.10 Säilyvyys

Säilyvyysvaatimukset esitetään standardeissa

- SFS-EN 206-1. Betoni. Määrittely, ominaisuudet ja vaatimustenmukaisuus.
- SFS 7022. Betoni. Standardin SFS-EN 206-1 soveltaminen Suomessa.

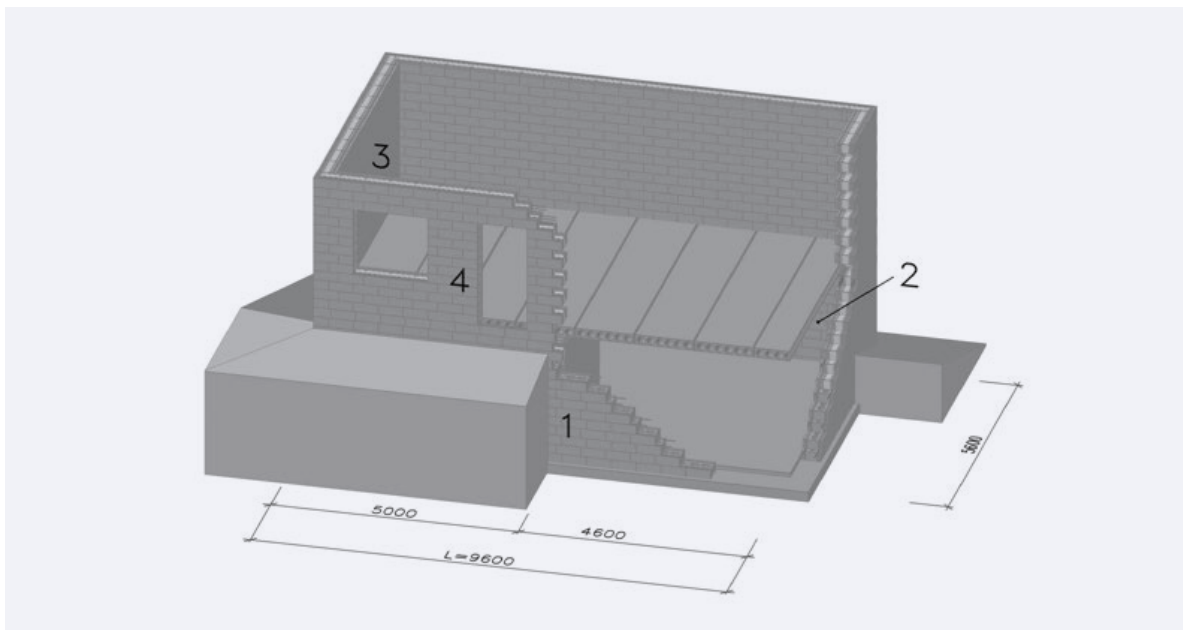
Säilyvyyteen liittyvät rakenteelliset ohjeet

- SRakMk B9
- by50. Betoninormit 2012

Tavallisissa ympäristöolosuhteissa raudoitusta suojaavan betonipeitteen paksuuden tulee olla vähintään 25 mm. Lieterappauksella, rappauksella tai muulla tavoin riittävän tiiviiksi pintakäsitellyssä harkkorakenteessa saa betonipeitteen paksuudessa ottaa huomioon harkon kuoren koko paksuuden, jos harkkojen väliset saumat ovat täysiä, muussa tapauksessa vain puolet.

7 Esimerkkirakennuksen rakenteiden mitoitus

Kuva 5. Esimerkkirakennus.



Käytetään jäljempänä olevissa mitoitus esimerkeissä **kuvasa 5** esitettyä eristemuottiharkkorakenteista rakennusta.

Rinteessä sijaitsevan rakennuksen sokkelimitat ovat 5,6x9,6 m². Ylärinteen puolella ja osittain sivuseinillä seiniin kohdistuu normaalivoimien lisäksi maanpaineesta ja rakennuksen ulkopuolella vaikuttavasta pintakuormasta vaakakuormitus (momentti, leikkausvoima). Alarinteen puolella olevaan seinään ja toisen kerroksen seiniin kohdistuu tuulikuorma.

7.1 Esimerkkirakennuksen rakenteet

Yläpohja

- pulpettikatto kaltevuus 1:3, betonitiilikate, päädyn suuntaisen lappeen pituus 6,6 metriä
- naulalevypuuristikot k 900 päätysivujen suuntaisesti
- lämmöneriste 500 mm
- höyrynsulku
- ristiin koolaus lauta 22x100 mm², k200 ja k600
- sisäverhouspaneeli 15 mm

Välipohja

- kelluva parketti 15 mm
- tasoite noin 10 mm
- ontelolaatta 175 mm päätysivujen suuntaisesti

Alapohja

- maanvarainen betonilaatta 80 mm
- EPS -lämmöneriste 100 mm
- kapillaarikatkokiviaines 300 mm

Ulkoseinä

- eristemuottiharkko normaalipainoinen betoni, sisäkuoren ja ulkokuoren leveys 120 mm, kuorten paksuus 20, valuontelon leveys 80 mm ja eristeen paksuus 180 mm.

Kellarin seinä

- eristemuottiharkko kuten ulkoseinässä
- kellarin seinän korkeus anturan yläpinnasta ontelolaatan alapintaan on 3000 mm.
- täytön korkeus on 2400 mm anturan yläpinnasta
- rakenne mitoitetaan pystyraudoitettuna ja vaakakuormitus jaetaan tasan kummallekin harkon kuorelle

7.2 Kuormitukset

Yläpohja

- lumikuorma $q_{\text{lumi}} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- yläpohjan paino $g_{\text{vp}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Yläpohjasta muottiharkon sisäkuoreen kohdistuvat kuormat

- $q_{\text{lumi}} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 6,6 \text{ m} / 2 = 6,6 \text{ kN/m}$
- yläpohjan painosta $g_{\text{vp}} = 1,0 \text{ kN/m}^2 \times 6,6 \text{ m} / 2 = 3,3 \text{ kN/m}$

Välipohja

Välipohjan kuormitukset

- $q_{\text{k,vp}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (SRakMK B1, oleskelukuorma I)
- välipohjan paino $g_{\text{vp}} = 2,6 \text{ kN/m}^2$

Välipohjasta kellarin seinään (harkon sisäkuori) kohdistuvat kuormat:

- oleskelukuormasta $q_{kvp} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \times 4,8 \text{ m} / 2 = 3,6 \text{ kN/m}$
- välipohjan painosta $g_{vp} = 2,6 \text{ kN/m}^2 \times 5,0 \text{ m} / 2 = 6,5 \text{ kN/m}$

Ulkoseinä

Ulkoseinän sisä/ulkokuoren 120 mm (yläkerran seinän korkeus 2,8 m) paino

- $g_{us} = 24,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,120 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} = 8,1 \text{ kN/m}$

Kellarin seinä

Kellarin seinän sisä/ulkokuoren paino

- $g_{kell.seinä} = 24,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,120 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} = 8,6 \text{ kN/m}$

Kellarin seinän vaakakuormat (SRakMk B9)

Kellarin seinään kohdistuvat vaakakuorma (mitoituskuormia)

- kitkamaa $p_1 = 6,5H = 6,5 \times 2,4 = 15,6 \text{ kN/m}^2$ (pystyraudoitettu rakenne, kolmiokuorma)
- pintakuorma $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$, $p_2 = 0,5q = 1,25 \text{ kN/m}^2$

Maanpaineen aiheuttama maksimimomentti $M_{p1,max}$ ja leikkausvoimat

$$M_{p1,max} = \frac{p_1 \cdot H^2}{6 \cdot L} \left(L - H \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{H}{3 \cdot L}} \right) \right) \quad (14)$$

Maksimimomentti on korkeudella H_{p1} seinän alareunasta

$$H_{p1} = H \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{H}{3 \cdot L}} \right) \quad (15)$$

Leikkausvoima seinä alapäässä

$$V_{A p1} = p_1 \cdot \frac{H \left(1 - \frac{H}{3L} \right)}{2} \quad (16)$$

ja yläpäässä

$$V_{Y p1} = p_1 \cdot \frac{H^2}{6L} \quad (17)$$

Pintakuorman q aiheuttaman vaakakuorman p_2 maksimimomentti ja leikkausvoimat

$$M_{p2,max} = \frac{p_2 \cdot H^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{H}{2 \cdot L} \right) \quad (18)$$

Maksimimomentti on korkeudella H_{p2} seinän alareunasta

$$H_{p2} = H \cdot \left(1 - \frac{H}{2L} \right) < H \quad (19)$$

Leikkausvoima seinän alapäässä

$$V_{Ap2} = p_2 \cdot \frac{H(2L - H)}{2L} \quad (20)$$

Leikkausvoima seinän yläpäässä

$$V_{Yp2} = p_2 \cdot \frac{H^2}{2L} \quad (21)$$

Kaavoissa (14)...(21)

H on täyttökorkeus
L on seinän korkeus

Sijoittamalla arvot em. kaavoihin saadaan mitoituskuormiksi maanpaineesta:

$$M_{p1max} = 7,12 \text{ kNm/m}, H_{p1} = 1,20 \text{ m}$$

$$V_{Ap1} = 13,7 \text{ kN/m}$$

$$V_{Yp1} = 5,0 \text{ kN/m}$$

Pintakuormasta:

$$M_{p2max} = 2,16 \text{ kNm/m}, H_{p2} = 1,47 \text{ m}$$

$$V_{Ap2} = 1,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Yp2} = 1,2 \text{ kN/m}$$

Vaakavoimista aiheutuvat kuormitukset voidaan jakaa kummallekin kuorelle tasan.

Tarkastellaan sisäkuoren kuormituksia ja kantokykyä seinän puolivälissä. Valitaan sisäkuoren ja ulkokuoren mitoitusmomentiksi maanpaineen ja pintakuorman aiheuttamien momenttien summa

$$M_d = M_{d,p1+p2}/2 = (7,12+2,16)/2 = 4,64 \text{ kNm/m}$$

Sisäkuoreen kellarin seinän puolivälissä vaikuttava normaalivoima **(kaava 1)** metrin levyisellä kaistalla

$$\begin{aligned} N_{dYP+VP+KS} &= 1,2(3,3+6,5+8,1+8,6)+1,6 \times 3,6+1,6 \times 6,6 \\ &= 48,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

7.3 Kellarin seinä normaalivoimakapasiteetti

Kapasiteetti lasketaan **kaavalla (3)** ja tarkastellaan puristuskestävyyttä seinän puolivälissä 1 metrin levyisellä kaistalla.

Betonin lujuusluokka C30/37. Puristuslujuuden laskenta-arvo

$$f_{cd} = 0,6 \times 37 / 2,0 = 11,1 \text{ MPa.}$$

Kellarin seinän nurjahduspituus $L_c = 3000 \text{ mm}$.

Normaalivoiman epäkeskisyyys

$$e_o = 120/2 - 20 - 60/2 = 10 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen tehollinen paksuus $h_c = 80 \text{ mm}$ (harkon kuoren leveys on 120 mm ja kuoren paksuus 20 mm).

Ontelolaatan tukipinta (minimi) on 60 mm, jolloin epäkeskisyyden laskenta-arvoksi saadaan **kaava (6)**

$$e_d = 0,05 \times 120 \text{ mm} + 10 = 16 \text{ mm}.$$

Koska sisä- ja ulkokuori on tuettu toisiinsa, voidaan **kaavassa 3** käyttää rakenteen paksuutena

$$h = (h_1^3 + h_2^3)^{1/3} = 151 \text{ mm}.$$

Sijoittamalla em. arvot **kaavaan (3)** saadaan 1 metrin levyiselle seinäkaistalle puristuskestävyys

$$N_u = 381,9 \text{ kN/m}$$

Kuormitus $q_d = 48,1 \text{ kN/m} < N_u = 381,9 \text{ kN/m}$

7.4 Seinän mitoitus tuulenpaineelle

Tarkistetaan alarinteen puoleisen seinä kestävyys em. normaalivoimalle ja tuulen paineelle.

Tuulen aiheuttama taivutusmomentti

$$M_{d,tuuli} = q_{d,tuuli} l^2/8 = 1,6 \times 0,50 \times 3,0^2/8 = 0,9 \text{ kNm}.$$

Sisäkuoreen kohdistuva momentti on puolet edellisestä

$$M_{d,SK} = 0,45 \text{ kNm}$$

Reunajännitykset betonirakenteena seinän puolivälissä. Taivutusvastusta laskettaessa korkeuteen voi ottaa mukaan puolet kuoren paksuudesta ($h=80 + 0,5 \times 20 = 90 \text{ mm}$).

$$\sigma = N_d/A_c \pm (M_d + N_d e_d)/W \quad (22)$$

Epäkeskisyyys $e_d = 16 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \sigma &= 48,1 \times 10^3 / 1000 \times 80 \pm (0,45 \times 10^6 + 48,1 \times 10^3 \times 16) / (1000 \times 90^2 / 6) \\ &= 0,60 \pm 0,90 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Vetojännitys on $f_{ct} = 0,30 < f_{ctd} = 0,83 \text{ N/mm}^2$ (betoni C30/37)

7.5 Kellarin seinän mitoitus normaalivoimalle ja vaakakuormille

RakMk B9 ei anna mitoitusmenetelmää samanaikaisesti puristetun ja taivutetun rakenteen mitoitukselle. Lasketaan rakenteen kantokyky julkaisussa by 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008 kohdassa 6.3 Pilarit esitetyillä mitoituskaavoilla. Mitoituksessa tarvittavat epäkeskisyydet määritetään by50 Betoninormit 2012 mukaan.

Mitoituksessa muottiharkkoja ei oteta kantavana rakenteena huomioon. Sisäkuoren (kantavan osan paksuus 80 mm) mitoituksessa ulkokuoren jäykistävä vaikutus otetaan huomioon **kaavalla (5)** rakenteen hoikkuutta laskettaessa.

Epäkeskisyydet

Oletetaan normaalivoimien vaikuttavan sisäkuoreen keskeisesti, joka on tässä tapauksessa varmalla puolella oleva oletus.

a) Perusepäkesisyys e_a (työnsuoritukseen liittyvä epäkesisyys)

Perusepäkesisyys e_a lasketaan kaavasta

$$e_a = h/20 + l_0/500 = 80/20 + 3000/500 = 10 \text{ mm}$$

b) Lisäepäkesisyys e_2 (rakenteen hoikkuuden vaikutus)

Lisäepäkesisyys e_2 lasketaan kaavasta

$$e_2 = (\lambda/145)^2 \cdot h,$$

jossa $\lambda = l_0/i$ rakenteen hoikkuus, l_0 on nurjahduspituus ja i poikkileikkauksen jäyhyyssäde.

Otetaan ulkokuoren jäykistävä vaikutus hoikkuutta laskettaessa huomioon kaavalla

$$h = (h_1^3 + h_2^3)^{1/3} = (80^3 + 80^3)^{1/3} = 100 \text{ mm}$$

Suorakaidepoikkileikkaukselle jäyhyys säde

$$i = h/12^{1/2} = 100/12^{1/2} = 29 \text{ mm}.$$

Hoikkuusluku $\lambda = l_0/i = 3000/29 = 103 < 140$

Lisäepäkesisyys $e_2 = (103/145)^2 \times 80 = 40,4 \text{ mm}.$

c) Kuorman epäkesisyys e_0

$$e_0 = M_{0Ed}/N_{Ed} \text{ tai } e_0 = \max(0,6e_{01} + 0,4e_{02}, 0,4e_{01})$$

Muunnetaan vaakakuormituksesta aiheutuva taivutusmomentti normaalivoiman epäkeskisyydeksi

$$e_o = M_d/N_d = 4,64/48,1 = 0,096 \text{ m} = 96 \text{ mm}.$$

d) Mitoitusepäkeskisyyden e_d

Mitoituksessa käytettävä epäkeskisyyden e_d on edellä laskettujen epäkeskisyyksien summa

$$e_d = e_a + e_2 + e_o = 10 + 29 + 96 = 135 \text{ mm}$$

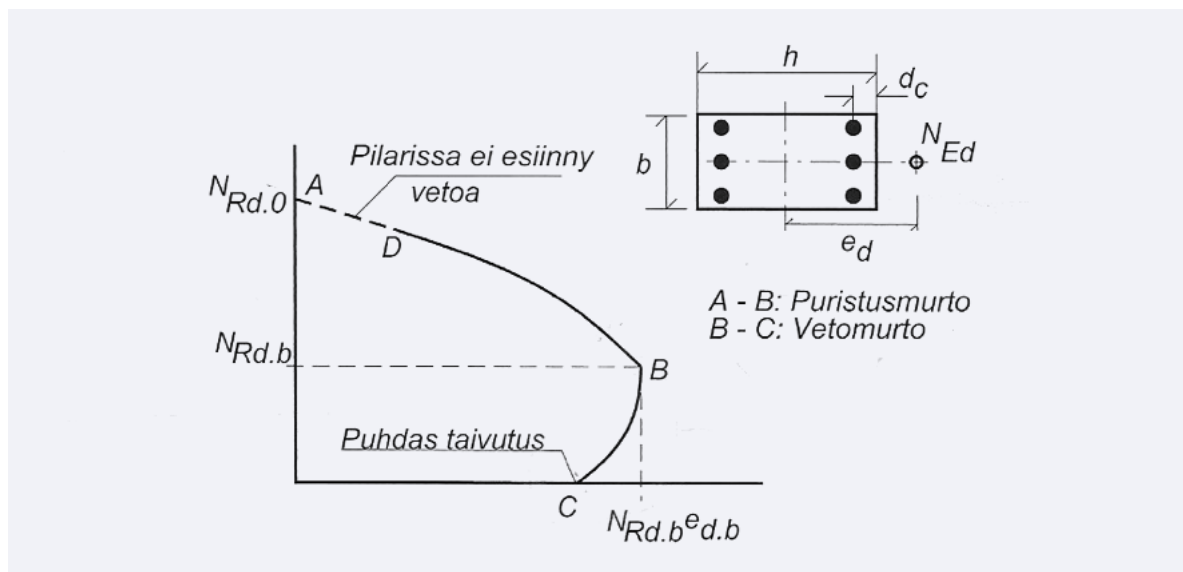
Rakenne mitoitetaan normaalivoimalla $N_d = 48,1 \text{ kN}$ ja epäkeskisyydelle $e_d = 135 \text{ mm}$ seinän puolivälissä.

Taivutun ja puristetun rakenteen mitoituksessa käytetään yleensä normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammeja. Yhteisvaikutusdiagrammeja on esitetty mm. teoksessa Design aids for eurocode 2, 1997.

Puristetun ja taivutetun teräsbetonirakenteen mitoitus

Kuvassa 5 esitetään puristetun ja taivutetun (normaalivoima ja epäkeskisyyden) poikkileikkauksen murtumistavat normaalivoiman ja sen epäkeskisyyden vaihdellessa.

Kuva 6. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi.



Kuvassa 6 esitetyille kuormitustapauksille mitoitusohje ja perusteet on esitetty julkaisussa: By 210: Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008.

Mitoitus etenee seuraavasti:

- 1) Valitaan poikkileikkauksen mitat leveys b ja korkeus h sekä veto- ja puristusraudoitus A_s , A_{sc} .
- 2) Lasketaan keskeisen puristuksen normaalivoimakestävyys

$$N_{Rd,0} = (A_s + A_{sc})f_{sd} + bhf_{cd}$$

sekä tasapainomurtoon kuuluvat normaalivoima $N_{Rd,b}$ ja epäkeskisyys $e_{d,b}$.

Jos $N_{Rd,b} < N_{Ed} > N_{Rd,0}$ pilarissa tapahtuu puristumurto.

$$N_{Rd,b} = 0,8 b d f_{cd} \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{sd} + \varepsilon_{cu} E_s} + (A_{sc} - A_s) f_{sd}, \text{ jossa } \varepsilon_{cu} = 0,0035 \quad (23)$$

$$x_b = \frac{d \varepsilon_{cu} E_s}{f_{sd} + \varepsilon_{cu} E_s}, y_b = 0,8 x_b, d_s = d - x_b \quad (24)$$

$$e_{d,b} = \frac{f_{cd} y_b b \left(d - d_s - \frac{y_b}{2} \right) + A_{sc} f_{cd} (d - d_c - d_s) + A_{sc} f_{cd} d_s}{N_{Rd,b}} \quad (25)$$

- 3) Pilarin puristuskestävyys on **kuvan 6** perusteella

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rd,0}}{1 + \frac{e_d}{e_{d,b}} \left[\frac{N_{Rd,0}}{N_{Rd,b}} - 1 \right]} \quad (26)$$

tai Whitney'n menetelmän perusteella arvioituna kaavalla:

$$N_{Rd} = \frac{A_{sc} f_{cd} (d - d_c) + 0,4 f_{cd} b d^2}{e_d + d - h/2} \quad (27)$$

- 4) Jos $N_{Ed} \leq N_{Rd}$, mitoitus on hyväksyttävä, muussa tapauksessa palataan kohtaan 1 ja valitaan poikkileikkaukselle uudet lähtöarvot.

Kaavoissa:

N_{Rd}	on poikkileikkauksen puristuskestävyys
A_{sc}	puristusteräsmäärä
f_{sd}	teräksen lujuuden mitoitusarvo
e_d	normaalivoiman epäkeskisyys
$e_{d,b}$	epäkeskisyys yhteisvaikutusdiagrammin pisteessä B
d	etäisyys vetoterästen painopisteestä poikkileikkauksen yläreunaan
d_c	etäisyys puristusterästen painopisteestä poikkileikkauksen yläreunaan
f_{cd}	betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo
h	poikkileikkauksen korkeus
f_{sd}	teräksen lujuuden suunnitteluarvo

Kellarin seinän mitoitus yllä olevan laskentakaavion mukaisesti

- 1) Poikkileikkauksen leveys $b = 1000 \text{ mm}$, korkeus 80 mm , vetorauditus T10 k200, $A_s = 393 \text{ mm}^2$, teräksen laatu A500HW, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ja $f_{yd} = 500/1,2 = 417 \text{ N/mm}^2$.

Tarkasteltavassa rakenteessa ei käytetä puristusteräksiä ja $A_{sc} = 0$, jolloin em. kaavoissa kyseiset termit jäävät pois.

$$\text{Betoni C30/37 } f_{cd} = 11,1 \text{ N/mm}^2$$

$$d_s = 80 - 20 - 5 = 55 \text{ mm}, d_c = 0$$

- 2) Keskisen puristuksen normaalivoimakestävyys

$$N_{Rd,0} = (393 + 0) + 1000 \times 80 \times 11,1 = 1051,8 \text{ kN}$$

Tasapainomurtoon kuuluvat normaalivoima $N_{Rd,0}$ ja epäkeskisyyden $e_{d,b}$:

$$N_{Rd,b} = 0,8 \times 1000 \times 55 \times 11,1 \times 0,0035 \times 2,0 \times 10^5 / (417 + 0,0035 \times 2,0 \times 10^5) - (0 - 393) / 417 = 324,5 \text{ kN}$$

$$x_b = 55 \times 0,0035 \times 200000 / (417 + 0,0035 \times 200000) = 34,5 \text{ mm}$$

$$y_b = 0,8 \times 34,5 = 27,6 \text{ mm}$$

$$d_s = 55 - 34,5 = 20,5 \text{ mm}$$

$$e_{d,b} = (11,1 \times 27,6 \times 1000 (55 - 20,5 - 27,6/2) + 0 + 393 \times 417 \times 20,5) / 324,5 \times 10^3 = 29,9 \text{ mm}.$$

- 3) Pilarin puristuskestävyys **kaavalla (26)**

$$N_{rd} = 1051,8 / (1 + 135 / 29,9 \times (1051,8 / 324,5 - 1)) = 94,5 \text{ kN}$$

Whitneyn **kaavalla (27)** saadaan puristuskestävyydelle

$$N_{Rd} = 0 + 0,4 \times 11,1 \times 1000 \times 55^2 / (135 + 55 - 80/2) = 89,5 \text{ kN}$$

- 4) Koska $N_d = 48,1 < N_{Rd} = 94,5$ (89,5) kN mitoitus on hyväksyttävä.

Ulkokuoressa normaalivoimana on ainoastaan ulkokuoren paino ja rakenne on pääosin taivutettu, joten $N_d < N_{Rd}$.

Valitaan taivutusmomentin vastaanottamiseksi pystyraudoitus T10 k200, jolloin $A_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Teräsjännityksen tarkistus:

$$\sigma = M/z A_s = M/0,85 d A_s = 4,64 \times 10^6 / 0,85 \times 55 \times 393 = 252 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 417 \text{ N/mm}^2.$$

Ulkokuoren raudoituksena riittää T8 k200 ($A_s = 267 \text{ mm}^2$).

Tarkistetaan puristetun pinnan korkeus

$$x = A_s f_{sd} / (b f_{cd}) = 267 \times 417 / 1000 \times 11,1 = 10,0 \text{ mm}.$$

$$x/d = 10,0/55 = 0,18 < \gamma_b = 0,583 \text{ (= tasapainoraidoitusta vastaava suhde } x_b/d, \text{ teräs A500HW)}$$

Sisäkuoren sisäpintaan valitaan pystyraudoitus T10 k200 ja ulkokuoren sisäpintaan T8 k200. Kummassakin tapauksessa raudoitteiden etäisyys kuoren sisäpinnasta 20 mm.

Kutistumisraudoitus lasketaan **kaavalla (12)**.

$$A_s = 0,001 A = 0,001 \times 120 \text{ mm/m} = 120 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Vaakasaumoihin sijoitetaan T8 k400.

Seinän kuoren leikkausvoimakkestävyys lasketaan **kaavalla (8)**:

$$V_c = 0,4 f_{ctd} b d = 0,4 \times 0,72 \times 1000 \times 55 = 15,8 \text{ kN/m} > V_d = 15,5 \text{ kN/m} \text{ eli ulkokuori yksinään ottamaan vastaan leikkausvoiman.}$$

Sekä ulko- että sisäkuori tulee ankkuroida anturaan, joka tulee mitoittaa vastaanottamaan em. leikkausvoimat sekä samanaikaisesti vaikuttavat pystykuormat.

Seinän yläosassa tulee tehdä vastaavat tarkistukset ja tarvittava ankkurointi välipohjaan.

Koska sisä- ja ulkokuoren välille on oletettu sisäkuoren nurjahdusta estävä vaikutus tulee sisä- ja ulkokuori sitoa toisiinsa syöpymättömillä teräsiteillä välipohjan kohdalla esim. syöpymätön T4 k1200.

7.6 Aukon ylityspalkin mitoitus

Tehdään aukonylityspalkki eristeharkkoja käyttäen.

Mitoitetaan rakennuksen 2. Kerroksessa oleva 2,0 m leveän ikkuna-aukon ylityspalkki.

Käytettävissä oleva korkeus on 2 harkkokerrosta eli 400 mm.

Palkille (harkon sisäkuori) tuleva kuormitus on

$$q_d = 1,2(g_{yp} + g_{palkki}) + 1,6q_{lumi} = 1,2 \times (3,0 + 1,2) + 1,6 \times 6,6 = 6,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Palkin jänneväli } l = 1,05 L = 1,05 \times 2,0 = 2,1 \text{ m}.$$

$$\text{Laskentamomentti } M_d = q_d l^2/8 = 6,0 \times 2,1^2/8 = 8,8 \text{ kNm}.$$

Leikkausvoima lasketaan etäisyydellä d tuen reunasta

$$V_d = q_d (L-2d)/2 = 16,0 \times (2,0-2 \times 0,36)/2 = 10,2 \text{ kN}.$$

Momenttirauditus A_s **kaavasta (7)**:

$$A_s = M_d / (0,85 f_{yd} d) = 8,8 \times 10^6 / (0,85 \times 417 \times 360) = 69,0 \text{ mm}^2$$

Momenttiraudoitteena 2 kpl T10 ($A_s = 157 \text{ mm}^2$, SRakMk B9 mukaan palkin minimirauditus on 2 kpl T10). Pääteräkset ankkuroidaan tuelle vähintään leikkausvoimaa vastaavalle voimalle.

Tarvittava ankkurointipituus tuella **kaavasta (10)**:

$$l_b = V_d / (1,7 f_{ctd} u_s) = 10,2 \text{ kN} / (1,7 \times 0,83 \times 2 \times 3,14 \times 10) = 115 \text{ mm}.$$

Teräkset ulotetaan vähintään 115 mm aukon reunasta.

Poikkileikkauksen leikkauskestävyys **kaavalla (8)**

$$V_c = 0,4 \times 0,83 \times 80 \times 360 = 9,6 \text{ kN} > V_d = 10,2 \text{ kN}, \text{ joten palkkiin tarvitaan hakaraudoitus.}$$

Haoilla otetaan vastaan leikkausvoima:

$$V_s = V_d - V_c = 10,2 \text{ kN} - 9,6 \text{ kN} = 0,6 \text{ kN}.$$

Hakaterästen laskenta

Tasavälein olevien hakojen ottama osuus leikkausvoimasta on:

$$V_s = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d \quad (28)$$

jossa

A_{sv}	on leikkausraudoituksen leikkeiden yhteenlaskettu poikkileikkausala
s	on hakaväli
f_{yd}	on teräksen lujuuden mitoitusarvo
d	on etäisyys vetoterästen painopisteestä palkin yläreunaan

$$A_{sv}/s = V_s / (f_{yd} d) = 0,6 \times 10^3 / (417 \times 360) = 0,0040 \text{ mm}^2/\text{mm}.$$

Valitaan 1-leikkeiset haat 2 kpl T6 tuen läheisyyteen.

7.7 Seinämäisen pilarin mitoitus

Mitoitetaan esimerkkirakennuksen 2,0 m leveän ikkuna-aukon ja 1,0 m leveän oviaukon välissä oleva eristemuottiharkkopilari, jonka korkeus on 2,8 m. (Kuva 5, esimerkkirakennus rakenneosa 4)

Sisäkuoren mitoitus

Kuormitukset

- yläpohjasta sisäkuoreen kohdistuva $g = 3,3 \text{ kN/m}$ ja
- $q_{lumi} = 6,6 \text{ kN/m}$
- seinään kohdistuva tuulikuorma $q_{tuuli} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Pilarille tuleva kuormitus kerääntyy 2,5 metrin levyiseltä kaistalta. Tarkastellaan pilarin kuormituskestävyyttä pilarin puolivälissä. Tuulikuorma jaetaan tasan pilarin kummallekin muottiharkon kuorelle.

Pilarin sisäkuorelle tuleva normaalivoima ja momentti

$$M_{\max} = q_{\text{tuuli}} l_2/8 = (2,5 \times 0,5/2) \times 2,8^2/8 = 0,6125 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentin mitoitusarvo } M_d = 1,6 M_{\max} = 0,98 \text{ kNm}$$

Muottiharkkoseinän omapaino seinä puolivälissä

$$N_g = A_{\text{seinä}} \cdot h \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 2,1 \times 0,12 \times 24 = 6,0 \text{ kN}$$

Normaalivoiman mitoitusarvo:

$$N_d = 1,2(3,3 \times 2,5 + 6,0) + 1,6 \times 6,6 \times 2,5 = 43,5 \text{ kN}$$

Normaalivoima vaikuttaa keskeisesti.

$$\text{Momentin epäkeskisyys } e_o = M_d/N_d = 0,98/43,5 = 22,5 \text{ mm.}$$

$$\text{Mitoitusepäkeskisyys } e_d = 0,05h + e_o = 0,05 \times 120 + 22,5 = 28,5 \text{ mm.}$$

Sisäkuoren normaalivoimakestävyys **kaavalla (3)**

$$N_u = \{(1 - 2 \times 28,5/80)/(1 + 0,001 \times (2800/120)^2)\} \times 80 \times 1000 \times 11,1 \\ = 165,0 \text{ kN} > 43,5 \text{ kN.}$$

Ulkokuoren mitoitus

Ulkokuorta rasittaa omapaino ja tuulikuorma.

$$\text{Normaalivoiman mitoitusarvo } N_d = 1,2 \times 6,0 = 7,2 \text{ kN}$$

$$\text{Momentin mitoitusarvo } M_d = 0,98 \text{ kNm}$$

$$\sigma = N_d/A \pm M_d/W = 0,09 \pm 0,72 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Vetojännitys } \sigma_{\text{veto}} = 0,63 < f_{\text{ctd}} = 0,83 \text{ N/mm}^2.$$

Pilarin kuoret sidotaan toisiinsa vaakasaumoihin asennettavilla syöpymättömillä muuraussiteillä.

Kirjallisuutta

SRaKaMk B1: Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset 1998

SRaKaMk B9: Betoniharkkorakenteet. Ohjeet 1993

By 50. Betoninormit 2012

SFS-EN 206. Betoni. Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus

SFS-EN 15435: betonivalmisosat. Muottiharkot normaalipainoisesta ja kevytkiviainesbetonista.

By 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008

Lisätietoa

www.ymparisto.fi

www.eurocodes.fi