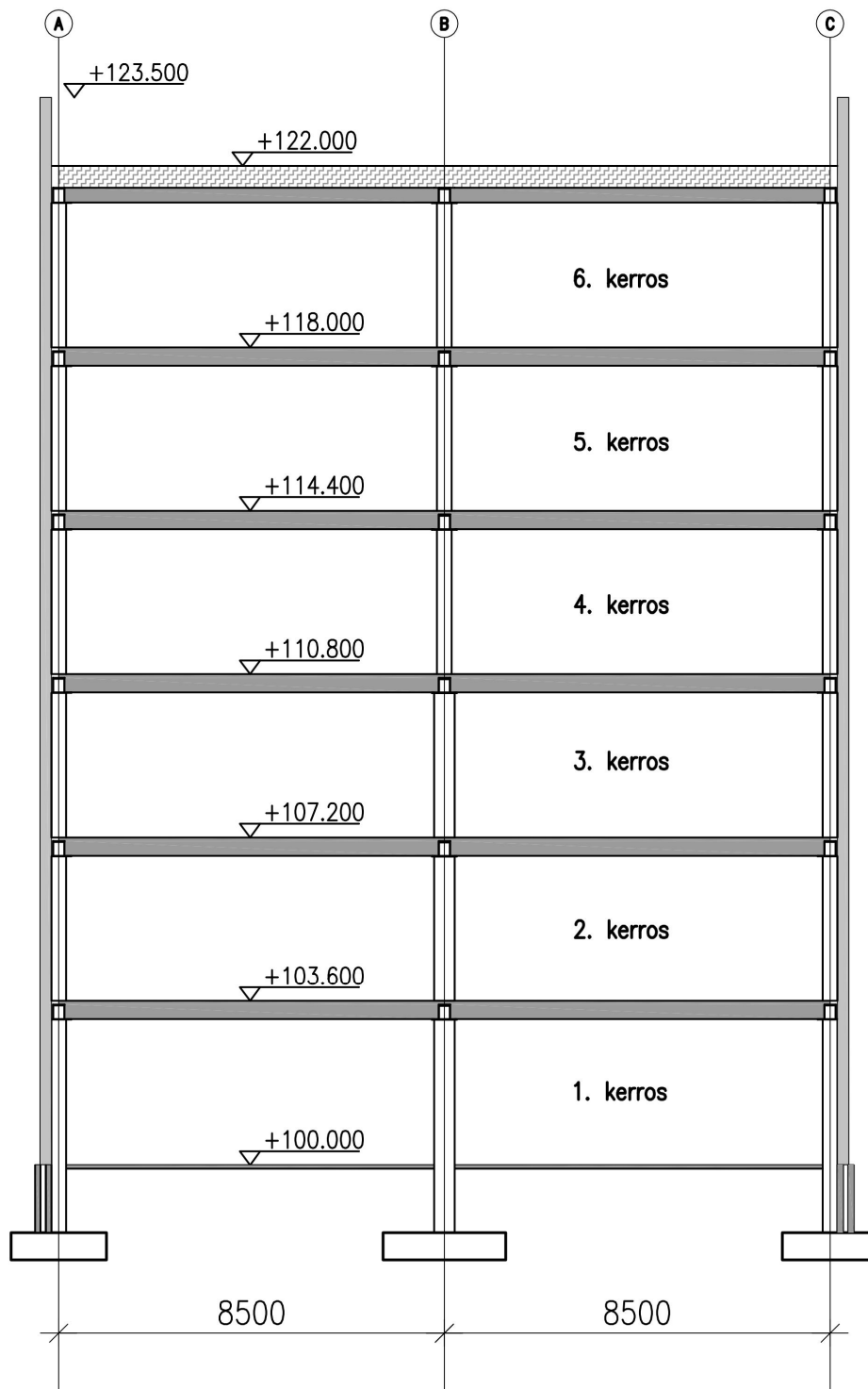


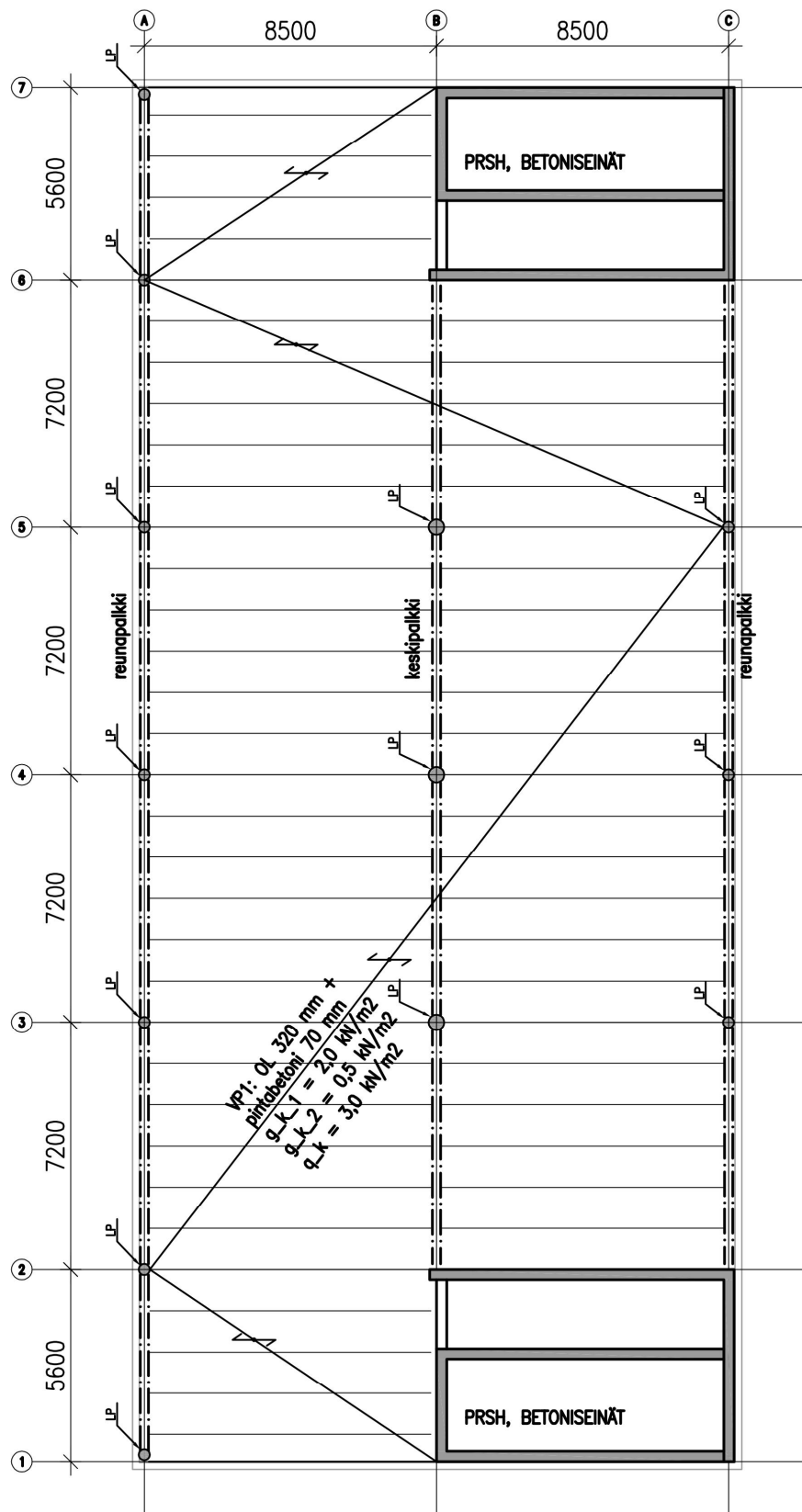
Teräs-betoni liittorakenteiden laskentaesimerkit ja -ohjelmat

Teräsrakenneyhdistys ry / Suomen Betoniyhdistys ry

16.12.2014, Metropolia AMK, Agricolankatu 1-3, Helsinki

Toimistotalon rungon kuormien määrittäminen





Esimerkkinä käytetyn toimistotalon pohjapiirustus

Kuusikerroksisen toimistotalon rakennejärjestelmä:

- kerroskorkeus 3,6 m
- Pilarijako palkin suunnassa kantosuunnassa 7,2 m
- Palkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa ontelolaatat 8,5 + 8,5 m
- Jatkuvat liittopilarit (3 + 3 kerroksen pätkissä)
- rakennus jäykistetty betonikuiluilla
- Yksiaukkoiset matalapalkit (teräspalkki tai teräs-betoni - liittorakenne)
- Keskipalkki: WQ320-8-30x240-15x550, $G_{Ek} = 161,5 \text{ kg/m}$
- Reunapalkki: WQ320-8-20x240-12x425/20, $G_{Ek} = 117,7 \text{ kg/m}$

Käytettävät teräslajit ja betonin lujuusluokat

- Teräslajit:
 - S355 J2 levyt
 - ja S355 J2 H rakenneputket)
 - myötölujuus $f_y = 355 \text{ MPa}$
 - rakenneteräksen osavarmuusluku $\gamma_{M0} = 1,00$ (ks. SFS-EN 1993-1-1 kohta 6.1 (1) ja SFS-EN 1993-1-8 kohta 2.2 (2))
- Betonin lujuusluokat:
 - liittopilarien betonitäyttö: C35/45
 - $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 - osavarmuusluvut $\gamma_c = 1,35$, raudoitus $\gamma_s = 1,10$ (ks. SFS-EN 1992-1-1 kansallisen liitteen liite A, Materiaaliosavarmuuslukujen muuttaminen)
 - Ontelolaattatason pintabetoni C25/30
 - $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 - osavarmuusluvut $\gamma_c = 1,50$, raudoitus $\gamma_s = 1,15$ (ks. SFS-EN 1992-1-1 kansallinen liite, Taulukko 2.1 N)
 - Jäykistävät betoniseinät C30/37
 - $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 - osavarmuusluvut $\gamma_c = 1,50$, raudoitus $\gamma_s = 1,15$ (ks. SFS-EN 1992-1-1 kansallinen liite, Taulukko 2.1 N)

Yhteenvedo tässä esimerkissä käytettävistä kuormista

- Ontelolaatan O32 omapaino: $g_{0,Ek} = 4.00 \text{ kN/m}^2$
- Pintabetoni 70 mm ja pintamateriaali: $g_{1,Ek} = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- Ripustuskuorma: $g_{2,Ek} = 0.50 \text{ kN/m}^2$
- Kevyet siirrettävät väliseinät: $q_{2,Ek} = 0.50 \text{ kN/m}^2$
- Hyötykuorma, kuormaluokka B: $q_{Ek} = 2.50 \text{ kN/m}^2$
- Hyötykuorman kerros- ja pinta-alavähennystä ei esimerkeissä käsitellä
- Tuulikuorma EN 1991-1-4 maastoluokan III mukaan
- Lumikuorma maassa $s_k = 2.75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ katolla $s_{Ek} = 2.20 \text{ kN/m}^2$ (lisäksi kinokset räystäällä)
- Lisävaakavoima EN 1993 mukaisesti
- Viivakuorma ulkoseiniltä $G_{3,Ek} = 2 \text{ kN/m}$

Ontelolaatan omapaino $g_{0,Ek}$

Ontelolaattojen painot voidaan alustavassa mitoituksessa valita alla olevasta taulukossa. Ontelolaattojen poikkileikkauksissa ja painoissa on valmistajakohtaisia eroja, alla esitetty www.elementtisuunnittelu.fi sivustolla annetut arvot.

Ontelo- laatta- tyyppi	Ontelolaatan korkeus [mm]	Ontelolaatan paino saumaamatta [kg/m ²]	Ontelolaatan paino saumattuna [kg/m ²]	Ontelolaatan vähimmäis- tukipinta [mm]
O15	150	205	215	60
O20	200	245	260	60
O27	265	360	380	60
O32	320	380	400	60
O37	370	485	510	60
O40	400	435	465	100
O50	500	560	600	100

Taulukosta nähdään, että ontelolaatalle O32 omapaino saumattuna on:
 $g_{0,Ek} = 4.00 \text{ kN/m}^2$

Pintabetonin ja pintamateriaalin omapaino $g_{1,Ek}$

Raudoitettun betonin tiheytenä voidaan käyttää 25 kN/m^3 (2500 kg/m^3). Ellei tarkempaa tietoa ole, niin tasoitteen ja pintamateriaalin painoksi voidaan olettaa $0,25 \text{ kN/m}^2$ (25 kg/m^2). Standardin SFS-EN 1991-1-1 liitteessä A on esitetty rakennusmateriaalien nimellisten tilavuuspainojen sekä varastoitavien tuotteiden nimellisten tilavuuspainojen taulukoita.

Pintabetonin ja pintamateriaalin omapainoksi saadaan:
 $g_{1,Ek} = 0,07\text{m} * 25 \text{ kN/m}^3 + 0,25 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Ripustuskuorma

Tässä esimerkissä ripustuskuormaksi on valittu $g_{2,Ek} = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

Siirrettävät kevyet väliseinät

Standardissa SFS-EN 1991-1-1 on määritetty kevyet siirrettävät väliseinät seuraavasti:

- kevyet väliseinät = ei-kantavat väliseinät
- siirrettävät kevyet väliseinät = siirrettävät kevyet väliseinät ovat sellaisia, joita voidaan siirtää välipohjaa pitkin tai lisätä tai poistaa rakennuksen valmistuttua ja pystyttää uudelleen toiseen paikkaan.

Standardissa SFS-EN 1991-1-1 kevyet siirrettävät väliseinät muutetaan alla esitetyllä tavalla neliökuormiksi ja lisätään hyötykuormiin:

- siirrettävälle väliseinälle, jonka oma paino on $G_{Ek} \leq 1,0 \text{ kN/m}$: $q_{Ek} = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- siirrettävälle väliseinälle, jonka oma paino on $1,0 \text{ kN/m} < G_{Ek} \leq 2,0 \text{ kN/m}$: $q_{Ek} = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- siirrettävälle väliseinälle, jonka oma paino on $2,0 \text{ kN/m} < G_{Ek} \leq 3,0 \text{ kN/m}$: $q_{Ek} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Raskaammat väliseinät tarkastellaan mitoituksessa ottamalla huomioon ne viivakuormina todellisen painonsa ja sijaintinsa mukaan. Mikäli tiiliväliseiniä on paljon paikallisesti, kannattaa niiden omapaino tarkastella edellä kuvattua tarkemmin, sillä tiheässä olevista tiiliseinistä voi kertyä huomattavasti edellä mainittua suurempia tasan jakautuneita kuormia.

Tässä esimerkissä kevyistä väliseinistä aiheutuva kuorma otetaan huomioon lisäämällä hyötykuormaan $q_{2Ek} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Hyötykuorma

Toimistotiloissa välipohjien hyötykuorma minimiarvo on $q_{Ek} = 2,50 \text{ kN/m}^2$. Tässä esimerkissä kevyistä väliseinistä aiheutuva kuorma otetaan huomioon lisäämällä hyötykuormaan $q_{2Ek} = 0,50 \text{ kN/m}^2$, joten välipohjat mitoitetaan hyötykuormalle $q_{Ek} = 3,00 \text{ kN/m}^2$.

Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormien vähimmäisarvot on esitetty standardin SFS-EN 1991-1-1 kansallisen liitteen taulukossa 6.2 (FI) ja esim. käsikirjassa RIL 201-1-2011. Hyötykuormat on koottu myös alla olevaan taulukkoon.

Kuorma-luokka	Käyttötarkoitus	Välipohja $q_{Ek} [\text{kN/m}^2]$	Portaat $q_{Ek} [\text{kN/m}^2]$	Parvekkeet $q_{Ek} [\text{kN/m}^2]$	Pistekuorma $Q_{Ek} [\text{kN}]$
Luokka A	Asuin- ja majoitustilat	2.0	2.0	2.5	2.0
Luokka B	Toimistotilat	2.5	3.0	2.5	2.0
Luokka C	Kokoontumistilat				
	C1: Tilat joissa on pöytiä (esim. koulut ja ravintolat)	2.5	3.0	2.5	3.0
	C2: Tilat joissa kiinteät istuimet (esim. teatterit ja luentosalit)	3.0	3.0	3.0	3.0
	C3: Tilat joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä (esim.näyttelytilat ja julkisten rakennusten aulat)	4.0	3.0	4.0	4.0
	C4: Liikuntatilat, näyttämöt	5.0	3.0	5.0	4.0
	C5: Tilat joihin voi syntyä tungosta	6.0	6.0	6.0	4.0
Luokka D	Myymlätilat				
	D1: vähittäiskauppojen tilat	4.0	3.0	4.0	4.0
	D2: tavaratalot	5.0	6.0	5.0	7.0

Luokka E	Varasto- ja tuotantotilat			
	E1: Varastot	7.5	3.0	7.0
	E2: Teollisuuskäyttö			
Luokka F	Liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	2.5	3.0	20.0
Luokka G	Liikennöitävät tilat, $30\text{kN} \leq$ ajoneuvon paino ≤ 160 kN	5.0	3.0	90.0
Luokka H	vesikatot (vain huoltotyö)	0.4		1.0

Kuormaluokissa A – D voidaan tehdä palkkeja mitoitettaessa hyötykuorman pinta-alavähennys, mikäli SFS-EN 1991-1-1 kansallisen liitteen lukuisat ehdot sen sallivat. Pilareita mitoitettaessa voidaan tehdä hyötykuorman kerrosvähennys kuormaluokissa A – D.

Hyötykuorman pinta-ala- ja kerrosvähennyksiä hyödynnetä tässä esimerkissä. Asiaa on käsitelty standardin SFS-EN 1991-1-1 kansallisessa liitteessä ja käsikirjassa RIL 201-1-2011 kohdassa 6.2.

Hyötykuorman liikkuvuus

Standardin SFS-EN 1991-1-1 mukaan hyötykuorma on 100 % liikkuvaa.

Hyötykuorman liikkuvuus, palkkien shakkilautakuormitus

Hyötykuorman liikkuvuuden vaikutusta on tarkasteltava jatkuvissa palkeissa, jolloin voimasuureita laskettaessa hyötykuorman liikkuvuus on otettava huomioon tarkasteltavassa kerroksessa. Muiden kerrosten hyötykuormien voidaan olettaa olevan tasan jakautunut.

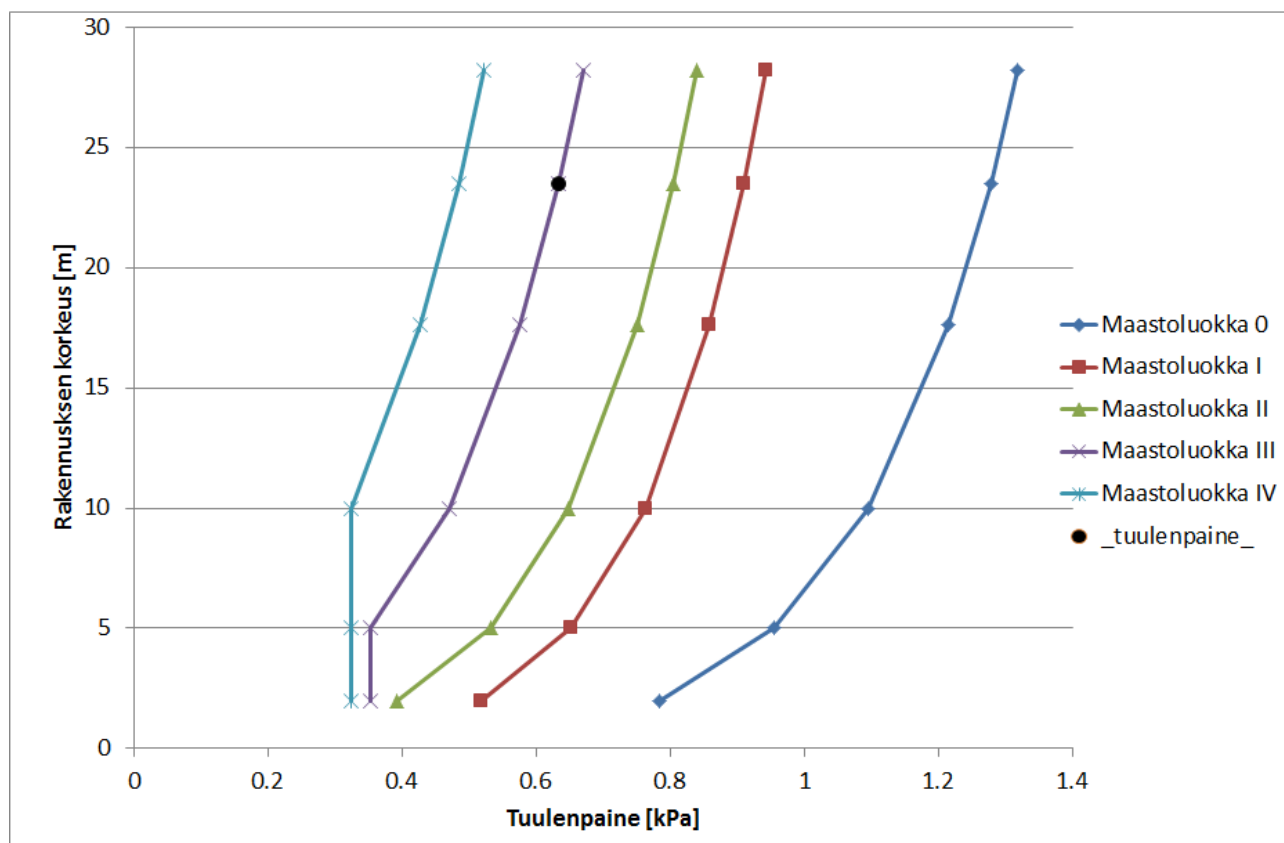
Tasojen hyötykuorman liikkuvuuden vaikutus pilarin määrääviin voimasuureisiin

Pilareiden määrääviä voimasuureita laskettaessa hyötykuorman liikkuvuuden vaikutus on otettava huomioon tarkasteltavan pilarin ala- ja yläpäähän liittyvissä tasoissa. Muiden kerrosten hyötykuormien voidaan olettaa olevan tasan jakautunut. Asiaa on käsitelty tarkemmin julkaisun TRY/by 58 Liittorakenteet luvussa 3.

Tuulikuorma

Tuulikuormien laskeminen esitetään seikkaperäisesti käsikirjassa RIL 201-1-2011 luvussa 5. Esimerkkirakennus sijaitsee maastoluokassa III (kylät, esikaupunkialueet) ja sen korkeus maanpinnasta on $z = 23.5$ m. Tuulen nopeuspaineeksi saadaan $q_{p0} = 0.634$ kN/m² alla olevasta kuvasta, SFS-EN 1991-1-4 kaavoilla laskien tai RIL 201-1-2011 taulukosta.

Tarkastellaan rakennuksen kokonaisstabiiliteetin tarkastamista varten rakennuksen osapintojen tuulenpaineet ensin rungon pituussuunnassa ja sitten rakennuksen poikkisuunnassa.

Tuulen nopeuspaine q_{p0} eri maastoluokissa

Pituussuunta:

Rakennuksen korkeus

 $h = 23.5 \text{ m}$

Rakennuksen syvyys tuulen suunnassa

 $d = 40 \text{ m}$

Rakennuksen leveys tuulta vastaan kohtisuorassa suunnassa

 $b = 17 \text{ m}$ $h/d = 0.588$ $e = \min (b , 2h)$ $e = 17 \text{ m} \rightarrow e < d$

RIL 201-1-2011 taulukosta 7.1 saadaan tämän jälkeen ulkopuolisen paineen kertoimet ja niistä voidaan laskea osapintojen painekertoimet:

Vyöhyke	$C_{pe,10}$	W_{Ek}	
A	-1.200	-0.760	kN/m^2
B	-0.800	-0.507	kN/m^2
C	-0.500	-0.317	kN/m^2
D	0.745	0.472	kN/m^2
E	-0.390	-0.247	kN/m^2

Lisäksi tarkastetaan RIL 201-1-2011 luvun 7.5 mukaisesti, pitääkö tuulen kitka ottaa huomioon. Tuulen kitkavoima on otettava huomioon, jos rakennuksen syvyys tuulen suunnassa d on suurempi kuin kitkaton pituus s . Kitkaton pituus $s = \min (2b, 4h) = 34 \text{ m}$. Nähdään että kitkavoima on otettava huomioon vesikatolla ja tuulen suuntaisilla ulkoseinillä 6 m pituisella vyöhykkeellä.

Tuulen kitka vaikuttaa pinta-alaan:

$$A_{fr} = 6 \text{ m} * (2 * 23.5 \text{ m} + 17 \text{ m}) = 384 \text{ m}^2.$$

Kitkakerroin määräytyy pinnan karkeuden mukaan, tässä esimerkissä käytetään arvo $c_{fr} = 0.02$.
Tässä esimerkissä tuulen kitkavoimaksi saadaan merkityksettömän pieni arvo:

$$F_{w,fr} = c_{fr} A_{fr} q_{p0} = 4,9 \text{ kN.}$$

Poikkisuunta:

Rakennuksen korkeus	$h = 23.5 \text{ m}$
Rakennuksen syvyys tuulen suunnassa	$d = 17 \text{ m}$
Rakennuksen leveys tuulta vastaan kohtisuorassa suunnassa	$b = 40 \text{ m}$
	$h/d = 1.382$
$e = \min (b , 2h)$	$e = 40 \text{ m} \rightarrow e > d$

RIL 201-1-2011 taulukosta 7.1 saadaan tämän jälkeen ulkopuolisen paineen kertoimet ja niistä voidaan laskea osapintojen painekertoimet:

Vyöhyke	$c_{pe,10}$	W_{Ek}	
A	-1.200	-0.760	kN/m^2
B	-0.800	-0.507	kN/m^2
C		-----	
D	0.800	0.507	kN/m^2
E	-0.519	-0.329	kN/m^2

Rakennuksen mittasuhteista nähdään helposti, että tuulen kitkavoimia ei muodostu poikkisuunnassa, Kitkaton pituus $s = \min (2b, 4h) = 80 \text{ m}$.

Sisäinen tuulenpaine ei vaikuta kokonaisstabiliteettiin, mutta vaikuttaa rakennuksen vaipan mitoittamiseen. Sisäisenä tuulenpaineena käytetään yleensä likiarvoja $c_{pi} = -0,3$ ja $c_{pi} = +0,2$.

Lumikuorma

Lumikuorma maassa	$s_k = 2.75 \text{ kN/m}^2$
Lumikuorma katolla	$\mu_1 * s_k = 0,8 * 2,75 \text{ kN/m}^2 = 2.20 \text{ kN/m}^2$

Kinoslumi katolla räystäään vieressä

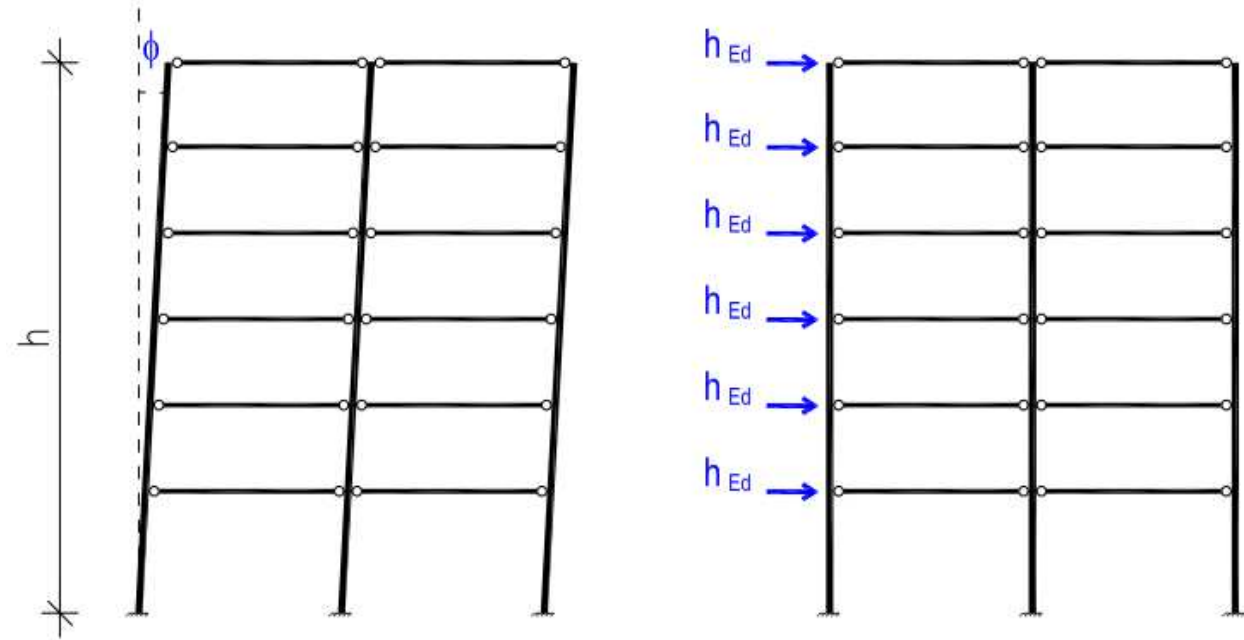
Esteen korkeus	$h = 1.5 \text{ m}$
Lumen tiheys	$\gamma_s = 2 \text{ kN/m}^3$
Kerroin	$\mu_2 = \gamma_s * h / s_k = 1.09$ (pitää olla välillä 0,8 – 2.0)
Kinoslumi	$\mu_2 * s_k = 1,09 * 2,75 \text{ kN/m}^2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
Kinoksen pituus	$l_s = 2h = 3 \text{ m}$ (pitää olla välillä 2 – 6 m)

Lisävaakavoimien vaikutus

Rakennelaskelmissa on otettava huomioon tarkoituksenmukaisella tavalla epätarkkuuksien vaikutus. Standardin SFS-EN 1993-1-1 luvun 5.3 mukaan voidaan laskea ekvivalentit geometriset epätarkkuudet, jotka voidaan muuttaa vaakavoimiksi, joita on perinteisesti kutsuttu lisävaakavoimiksi. Lisävaakavoimat pitää laskea erikseen kahdessa seuraavassa tapauksessa.

Lisävaakavoima koko rakennuksen ekvivalentista sivusiirtymästä

Lasketaan aluksi koko rakennuksen ekvivalentista sivusiirtymästä aiheutuva lisävaakavoima, jonka jäykistävät tasot siirtävät rakennuksen jäykistävillä pystyrakenteille. Jäykistävät pystyrakenteet siirtävät nämä rasitukset perustuksille aivan samalla tavalla kuin tuulikuormatkin.



Koko rakennuksen alkuvinous ja kyseistä vinoutta vastaava ekvivalentti vaakavoima

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}, \text{ mutta } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

$$h_{Ed} = \phi \cdot p_{Ed} \cdot b$$

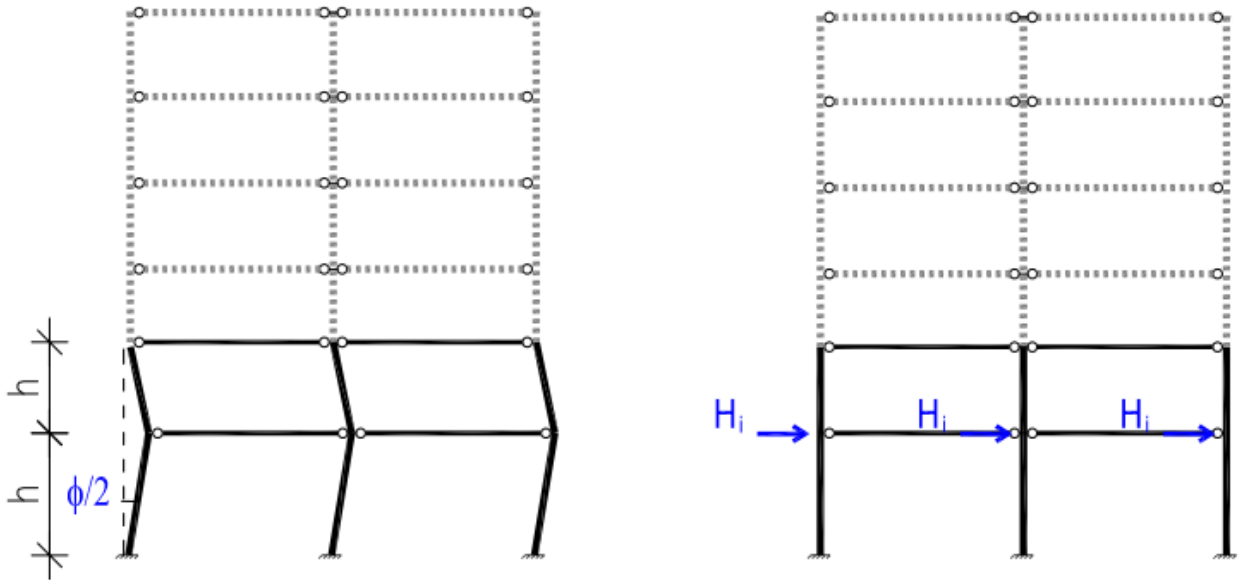
Missä:

h	koko rakennuksen korkeus
m	yhdessä tasokehän rivissä olevien pilarien lukumäärä, joka kantaa vähintään 50 % keskimääräisestä pystykuomasta
p_{Ed}	tasolle tuleva mitoituskuorma murtorajatilassa
b	kehän leveys tarkasteltavassa suunnassa
h_{Ed}	tason reunalla viivakuormana vaikuttava lisävaakavoima

Edellä esitetyllä tavalla saadaan laskettua koko rakennuksen ekvivalenttia sivusiirtymää vastaava lisävaakavoima.

Lisävaakavoima lattiatason vaakavoimien määrittämiseksi

Seuraavassa esitetyllä tavalla saadaan laskettua rakennuksen jokaiseen lattiatasoon kohdistuva lisävaakavoima. Yleensä tämä lisävaakavoima on lattiatason sisäinen voima.



Tason lisävaakavoiman laskemisessa käytettävä alkuvinous ja kyseistä vinoutta vastaava ekvivalentti vaakavoima

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}, \text{ mutta } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

$$H_i = \phi \cdot N_{Ed}$$

Missä:

h yhden kerroksen korkeus

m yhdessä tasokehän rivissä olevien pilarien lukumäärä, joka kantaa vähintään 50 % keskimääräisestä pystykuomasta

N_{Ed} pilarin normaalivoiman mitoitusarvo murtorajatilassa

H_i jokaisen pilarin kohdalta tasoon vaikuttava lisävaakavoima

Voimasuureiden laskentaperiaatteet määrääville kuormitusyhdistelyille

Luottavuusluokka

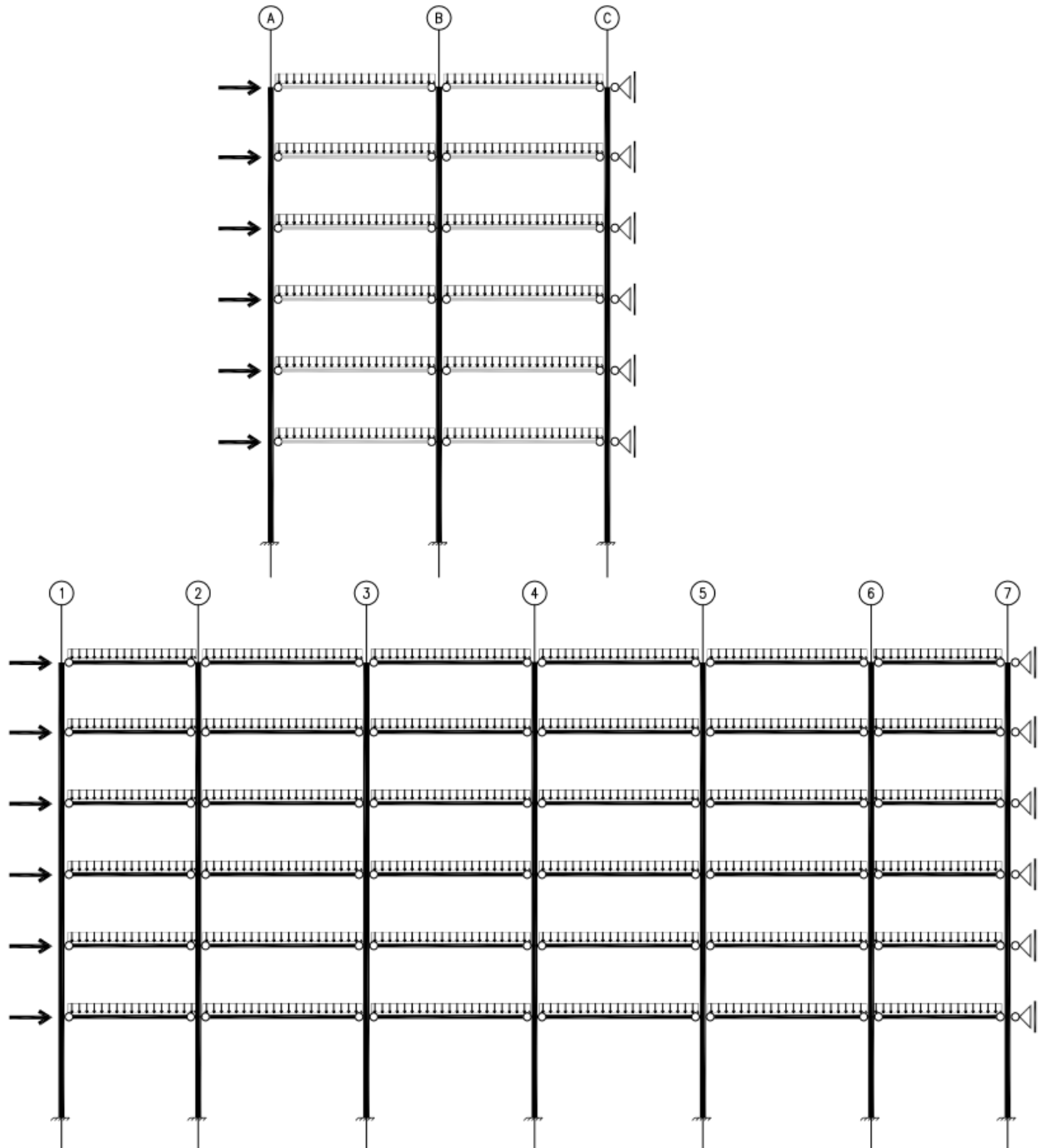
Tässä esimerkissä rakenteen luotettavuusluokka on CC2, jolloin $K_{FI} = 1,00$. Luotettavuusluokat CC1, CC2 ja CC3 määritellään standardissa SFS-EN 1990 ja sen kansallisessa liitteessä.

Kuormien mitoitusarvojen laskennassa käytettävät kuormien osavarmuusluvut ja muuttuvan kuorman yhdistelykertoimet on esitetty standardin SFS-EN 1990 kansallisen liitteen liitteessä A1.

Rakennemalli

Laskettaessa liittorakenteiden voimasuureita ja mitoittaessa rakenneosia käytetään alla olevan kuvan mukaista rakennemallia. Rakennuksen runko on sivusuunnassa tuettu ja sivusiirtymätön rakenne, jossa jäykistävät betonikuilut siirtävät vaakavoimat perustuksille.

Pilarit ovat jatkuvia ja momenttijäykästi kiinni perustuksissa. Ontelolaatat liittyvät nivelellisesti matalapalkkeihin. Matalapalkit liittyvät nivelellisesti pilareihin konsoliliitoksen kautta.



Kokonaistarkastelussa ja rakenneosien mitoituksessa käytettävä rakennuksen rakennemalli

Asennustilanne

Asennusaikaisessa tilanteessa lasketaan kestävyys murtorajatilassa ja otetaan huomioon mm.

- Toteuttamisen aikaiset kuormat määritellään standardissa SFS-EN 1991-1-6
- Mitoitus tehdään murtorajatilassa, osavarmuusluvut ja muuttuvan kuorman yhdistelykertoimet esitetään standardissa SFS-EN 1990
- Asennustilanteessa rakennemallit voivat poiketa lopputilanteesta
 - Liittopilarien betonointi tekemättä, asennustilanteessa mitoitetaan mastopilarina pelkkä pilarin teräsvaippa
 - Palkin vääntötuennan vaikutus (palkilta vääntömomentti pilarille taivutusmomentiksi, jos ei ole tuentaa). Tämä momentti on otettava huomioon myös konsoliliitoksen mitoituksessa
 - Lopputilanteessa saumateräksot ottavat sen osan vääntömomentista, joka tulee asennustilanteen jälkeen -> ei rasita lisää pilareita
 - kestävyysnä lisäksi on varmistettava, etteivät siirtymät kasva asennustilanteessa liian suuriksi

Matalapalkin kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa

Välipohjan matalapalkille kuorman mitoitusarvo p_{Ed} on suurempi seuraavista:

$$p_{Ed} = 1.15 \cdot g_{Ek} + 1.5 \cdot q_{Ek}$$

$$p_{Ed} = 1.35 \cdot g_{Ek}$$

Missä:

g_{Ek} pysyvän kuorman ominaisarvo

q_{Ek} muuttuvan kuorman ominaisarvo

Pilarin kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa

Hyötykuorman liikkuvuuden vuoksi pilarin mitoituksessa tarkastellaan erikseen tapaus kaksi tapausta:

a) Kuormitusyhdistely, josta saadaan pilarin taivutusmomentin mitoitusarvon maksimi $M_{Ed,max}$ ja sitä vastaava normaalivoiman mitoitusarvo N_{Ed}

b) Kuormitusyhdistely, josta saadaan pilarin normaalivoiman mitoitusarvon maksimi $M_{Ed,max}$ ja sitä vastaava taivutusmomentin mitoitusarvo M_{Ed}

Liittopilarille kuorman mitoitusarvo p_{Ed} on suurin seuraavista:

$$p_{Ed} = 1.15 \cdot g_{Ek} + 1.5 \cdot q_{Ek} + 0.7 \cdot 1.5 \cdot q_{s,Ek}$$

$$p_{Ed} = 1.15 \cdot g_{Ek} + 1.5 \cdot q_{s,Ek} + 0.7 \cdot 1.5 \cdot q_{Ek}$$

$$p_{Ed} = 1.35 \cdot g_{Ek}$$

Missä:

g_{Ek} pysyvän kuorman ominaisarvo

q_{Ek} muuttuvan kuorman ominaisarvo

$q_{s,Ek}$ lumikuorman ominaisarvo

Matalapalkin kuormitusyhdistelmä palotilanteessa

Välipohjan matalapalkille kuorman mitoitusarvo palotilanteessa $p_{fi,Ed}$ on:

$$p_{fi,Ed} = g_{Ek} + 0.3 \cdot q_{Ek}$$

Liittopilarin kuormitusyhdistelmät palotilanteessa

Mikäli rakennus on kerroksittain osastoitu, poikkeaa palotilanteessa käytettävä liittopilarin rakennemalli usein murtorajatilassa käytettävästä. Liittopilarin kuorman mitoitusarvo palotilanteessa $p_{fi,Ed}$ on suurempi arvoista:

$$p_{fi,Ed} = g_{Ek} + 0.3 \cdot q_{Ek} + 0.2 \cdot q_{s,Ek}$$

$$p_{fi,Ed} = g_{Ek} + 0.5 \cdot q_{s,Ek} + 0.2 \cdot q_{Ek}$$

Onnettomuustilanne

Onnettomuustilanteessa jatkuvan sortuman estoon kaksi menetelmää:

- SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaiset siteet -> on mahdollista saavuttaa sitkeä köysirakenne (riippumattorakenne) onnettomuustilanteessa
- SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen + NCCI:n mukainen avainrakenneosien korvausvoima $A_d = 50 \text{ kN}$ -> rakenteen sitkeyttä onnettomuustilanteessa pystytään välttämättä takaamaan