

ASUINKERROSTALON ESIMERKKILASKELMAT
BES 2010

SISÄLLYSLUETTELO

- 1 Rakenteiden suunnitteluperusteet**
 - 1.1 Rakennejärjestelmän kuvaus
 - 1.2 Käytettävät suunnitteluohjeet ja normit
 - 1.3 Rakenteiden luokitus
 - 1.4 Geotekniset lähtötiedot ja suunnitteluperusteet
 - 1.5 Käytettävät rakenteiden materiaalit
 - 1.6 Kuormien ominaisarvot
 - 1.6.1 Omat painot
 - 1.6.2 Tuulikuormat
 - 1.6.3 Lumikuormat
 - 1.6.4 Hyötykuormat
 - 1.6.5 Onnettomuuskuormat
 - 1.7 Kuormien yhdistely
 - 1.8 Hyötykuormavähennysten käyttö

- 2 Tuuli ja mittaepätarkkuudet**
 - 2.1 Vaakakuormien määrittely
 - 2.1.1 Kokonaistuulivoiman laskenta voimakertoimen c_f avulla
 - 2.1.2 Paine kertoimet ja kokonaistuulivoima
 - 2.1.3 Muut poikittaisvoimat
 - 2.2 Kuormitusyhdistelyt

- 3 Poikittaisvoimien jakautumat**
 - 3.1 Seinien pystykuormat

- 4 Rakenneosien mitoitus**
 - 4.1 Jäykistävä seinä
 - 4.2 Elementtien vaakasauma
 - 4.3 Väliseinäelementtien pystysauma
 - 4.4 Levyvaikutus ja rengasteräkset

- 5 Onnettomuustarkastelu**
 - 5.1 Noudatettavat suunnittelusäännöt
 - 5.2 Rakennuksen luokitus
 - 5.3 Toimintaperiaatteet
 - 5.4 Jatkuvan sortuman estäminen
 - 5.5 Laskelmat

1 Rakenteiden suunnitteluperusteet

1.1 Rakennejärjestelmän kuvaus

Asuinrakennus (koko $b*d*h = 43,9*18.4 *22m$) sijaitsee Helsingissä sisämaassa kaupunkialueella. Rakennuksessa kellari ja 6, osittain 5 maanpäällistä kerrosta.

Rakennuksen runko on teräsbetoni- ja jännebetonielementeistä koottu kantavat seinät-ontelolaatta-runko. Rakennus on jaettu liikuntasaumalla kahteen erilliseen lohkokon.

Rakennus on jäykistetty seinillä ja porrashissi -torneilla. Rakennus perustetaan maanvaraisille paikalla valetuille teräsbetonianturoille louhitun kallion päälle tehdyn sorakerroksen varaan. Kellarikerroksen lattia on maanvarainen teräsbetonilattia. Rakennuksen ulkoseinät ovat osittain kantavia sisäkuorielementtejä. Julkisivu on paikalla muurattu. Yläpohjassa on kevytsorakatto.

1.2 Käytettävät suunnitteluohjeet ja normit

Rakennus suunnitellaan eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1991, SFS-EN 1992 ja SFS-EN 1997 sekä näiden standardien Suomen kansallisten liitteiden mukaan.

1.3 Rakenteiden luokitus

Seuraamusluokka (SFS-EN 1990 NA): CC2

Seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa (SFS-EN1991-1-7 NA): 2b

Toteutusluokka (SFS-EN 13670): 2

Toteutuksen toleranssiluokka (SFS-EN 13670): 1 (koskee työmaalla tehtäviä töitä)

Betonivalmisteosien valmistustoleranssit (SFS-EN 13369):

- □ Ontelolaatat SFS-EN 1168 ja pilarit ja palkit SFS-EN 13225 tiukennetut toleranssit. Tässä yhteydessä myös betonin lujuuden keskihajonnan osoitetaan olevan enintään 10 %. (Em. tuotestandardien tiukennetut valmistustoleranssit vastaavat SFS-EN 1992-1-1 liitteen A mukaisia pienennettyjä poikkeamia.)

- □ Sisä- ja julkisivuseinäelementit (SFS-EN 14992): Luokka B

Rakennesuunnittelutehtävän vaativuusluokka (RakMk A2): muuten A, mutta jännitetyt rakenteet AA

Hankkeen vaativuusluokka (RIL 241): V2

Suunniteltu käyttöikä: muuten 50 vuotta, mutta kantava runko ja perustukset 100 vuotta

Kantavien rakenneseosien palonkestävyysaika: R60, irtaimistovarastot R120

Betonirakenteiden ympäristön rasisuusluokka (SFS-EN 206-1): Ks. kohta 1.5.

1.4 Geotekniset lähtötiedot ja suunnitteluperusteet

Maapohjan kantokestävyyden ominaisarvo: 400 kN/m²

1.5 Käytettävät rakenteiden materiaalit

		Betonin lujuusluokka	Rakenneluokka	Rasitusluokka	
RK-	Ei-kantava sisäkuori	C30/37	RL2	XC1	
SK-	Kantava sisäkuori	C30/37	RL2	XC1	
SM-	Maanpaineseinäelementti	C35/45 C30/37	RL1 RL2	XC3, 4, XF1 XC1	ulkokuori sisäkuori
P-	Pilari	C40/50	RL1	XC3, XF1	
CL-	Parvekelaatta	C45/55	RL1	XC3, 4, XF1, 3	
S-	Sandwich	C35/45 C30/37	RL1 RL2	XC3, 4, XF1 XC1	ulkokuori sisäkuori
V-	Väliseinät	C30/37	RL2	XC1	
AR-, AS-	Sokkelit	C30/37 C35/45	RL2 RL1	XC3, 4, XF1 XC2	ulkokuori sisäkuori
L-	Laattaelementti	C30/37	RL2	XC1	
Perustukset		C35/45	RL1	XC2	

1.6 Kuormien ominaisarvot

1.61 Omat painot

Vesikatto:

Ontelolaatat hl = 265

Kevytsora + pintabetoni

$$g_k = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

Kerrokset:

Ontelolaatat hl = 370

Parvekkeet: hl = 240-280

Porrastasolaatat: hl = 260

$$g_k = 5.1 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 0.26 \cdot 25 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 0.26 \cdot 25 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

Muut pysyvät kuormat:

Tasoite:

Kylpyhuonesyvennykset:

$$g_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 0.37 \cdot 25 - 5.1 = 4.15 \text{ kN/m}^2$$

Kantavat seinät h = 2.6 m:

b=125

b=150

b=180

b=200

$$g_k = 0.125 \cdot 2.6 \cdot 25 = 8.2 \text{ kN/m}$$

$$g_k = 0.15 \cdot 2.6 \cdot 25 = 9.8 \text{ kN/m}$$

$$g_k = 0.18 \cdot 2.6 \cdot 25 = 11.7 \text{ kN/m}$$

$$g_k = 0.20 \cdot 2.6 \cdot 25 = 13.0 \text{ kN/m}$$

Ulkoseinät: h = 3.0 m

Sisäkuori keskim. 120 mm +
muuraus 135 mm

$$g_k = 16.3 \text{ kN/m}$$

1.6.2 Tuulikuormat

Maaston rosoisuus ja pinnanmuoto eivät vaikuta puuskanopeuspaineeseen, jolloin $q_{p0}(z) = q_p(z)$.

Tuulen puuskanopeuspaineen ominaisarvo korkeudella z : $q_{p0}(z) = q_p(z) = 0.79 \text{ kN/m}^2$ (tuulen nopeuden perusarvo 21 m/s^2), rakennuksen tuulelle altis korkeus $h = z = 22 \text{ m}$, maastoluokka 2.

1.6.3 Lumikuormat

Yläpohja:

- Lumikuorman ominaisarvo maanpinnalla: $s_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Lumikuorman ominaisarvo katolla: $s = 2.0 \text{ kN/m}^2$ (tuulensuojaisuuskerroin $C_e = 1.0$, muotokerroin $\mu_i = 0.8$).

1.6.4 Hyötykuormat

Kerrosten välipohjat:

- Hyötykuorman ominaisarvo: $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$, parvekkeilla 2.5 kN/m^2 (luokka A)
- Kevyet väliseinät $q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$

1.6.5 Onnettomuuskuormat Ks. kohta 5

1.7 Kuormien yhdistely

Hyötykuorman, tuulikuorman ja katon lumikuorman ψ -kertoimien arvot SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen mukaan. Rakennuksen tai rakennusosien seuraamusluokka ei edellytä korotuksia kuormien ominaisarvoihin.

1.8 Hyötykuormavähennysten käyttö

Pilari- ja seinärakenteille saa tehdä hyötykuormien kerrosvähennyksen (α_n), mutta palkki- tai lattarakenteille ei saa tehdä hyötykuorman pinta-alavähennystä (α_A).

2 Tuuli ja mittaepätarkkuudet

2.1 Vaakakuormien määrittely

EN 1991-1-4 antaa kaksi vaihtoehtoista tapaa laskea rakennukseen vaikuttava kokonaistuulikuorma. Tässä esitetään molemmat tavat.

2.1.1 Kokonaistuulivoiman laskenta voimakertoimen c_f avulla.

Rakennukseen kohdistuva kokonaistuulivoima

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref}$$

rakennekerroin $c_s c_d$

Valitaan $c_s c_d = 1.0$, varmalla puolella

Asuinrakennus (koko $b \cdot d \cdot h = 43.9 \cdot 18.4 \cdot 22\text{m}$)

Tehollinen hoikkuus:

$\lambda = 2.25$, kun $h/b = 22/18.4 = 1.196$ (interpoloitu)

$\lambda = 0.94$, kun $h/b = 22/43.9 = 0.501$ (interpoloitu)

Voimakertoimet c_f :

$c_f = 0.95$ rakennuksen kohtisuoraan pitkää sivua kohdistuvalle tuulelle (Y-suunta), $d/b = 43.9/18.4 = 2.39$

$$F_w = 1.0 \cdot 0.95 \cdot 0.79 \cdot 43.9 \cdot 22 = 724.8 \text{ kN}$$

$c_f = 1.4$ rakennuksen kohtisuoraan lyhyttä sivua kohdistuvalle tuulelle (X-suunta), $d/b = 18.4/43.9 = 0.42$

$$F_w = 1.0 \cdot 1.4 \cdot 0.79 \cdot 18.4 \cdot 22 = 447.7 \text{ kN}$$

2.1.2 Paine kertoimet ja kokonaistuulivoima

Ulkoiset paine- ja imukuormat kun $c_s c_d = 1$

Tuulenpaineen jakauma:

Rakennuksen pitkää sivua kohti (Y-suunta)

$h < b$

$$q_p(z) = q_p(h) = 0.79 \text{ kN/m}^2$$

$$h/d = 22/18.4 = 1.2$$

tuulenpuoli (Alue D), $c_{pe,10} = 0.8$

suojanpuoli (Alue E, imu), $c_{pe,10} = -0.5$

Rakennuksen lyhyttä sivua kohti (X-suunta)

$h = 22$, $b = 18.4$

Korkeudelle $h=b$ $q_p(z) = q_p(b) = 0.76 \text{ kN/m}^2$

Korkeudella $h-b$ yläosassa $q_p(z) = q_p(h) = 0.79 \text{ kN/m}^2$

Ero on pieni, joten valitaan koko korkeudelle $q_p = 0.79 \text{ kN/m}^2$

$$h/d = 22/43.9 = 0.50$$

tuulenpuoli (Alue D)

$$C_{pe,10} = 0.75$$

suojanpuoli (Alue E, imu)

$$C_{pe,10} = -0.4$$

Rakennukseen kohdistuva kokonaistuulivoima pintapaineiden avulla:

$$F_w = g_e F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr}, \text{ missä}$$

Kerroin g_e ratkaistaan suhteen h/d avulla:

(h =rakennuksen korkeus, d =rakennuksen pituusmitta tuulen suunnassa)

$$y\text{-suunta: } h/d = 22/18.4 = 1.2 \Rightarrow g_e = 0.89$$

$$x\text{-suunta: } h/d = 22/43.9 = 0.5 \Rightarrow g_e = 0.85$$

$$F_{w,e} = S W_e \cdot A_{ref}$$

$F_{w,i}$ = sisäinen paine, ei huomioida, koska ei aukkoja

F_{fr} = kitkavoima, ei tarvitse huomioida, koska sekä y - ja x -suunnassa tuulen suuntaisten pintojen kokonaisala on pienempi kuin 4 kertaa kaikkien tuulta vasten kohtisuorien ulkopintojen kokonaisala.

y -suunta:

$$F_w = 0.89 \cdot 0.79 \cdot (0.8 + 0.5) \cdot 22 \cdot 43.9 = 882.8 \text{ kN}$$

x -suunta:

$$F_w = 0.85 \cdot 0.79 \cdot (0.75 + 0.4) \cdot 22 \cdot 18.4 = 312.6 \text{ kN}$$

Valitaan kokonaistuulikuorman laskemiseen kohdan 2.1.2 mukainen vaihtoehtoinen tapa.

2.1.3 Muut poikittaisvoimat

Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse tässä huomioida. Perustelut ks. 1992-1-1, kohta 5.8.3.3 kaava 5.18.

Mittaepätarkkuuksista johtuvat vaikutukset otetaan huomioon murtorajatiliossa.

Väli- ja yläpohjan levykenttien vaakakuormaa laskettaessa L=rakennuksen korkeus ja m = pystyrakennneosien määrä

Vinous lasketaan kaavalla

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad \text{EN 1992-1-1 (5.1)}$$

$$\theta_0 = 1/200$$

Ehto:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{L}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0, \text{ missä } L = \text{rakennuksen korkeus}$$

$$\alpha_h = 0.43, \text{ valitaan } 0.67$$

$$\alpha_m = \sqrt{\left(0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)\right)}, \text{ tässä } m=10 \text{ (varmalla puolella)}$$

$$\alpha_m = 0.74$$

$$\theta_i = 1/405$$

Jaetaan mittaepätarkkuuksista aiheutuvat pysyvät ja muuttuvat kuormat kerroksille:

Kuormat / kerros

Kerroksen A=301,4 m² + parvekkeet 30,8 m² = 332,2 m²

Pysyvät:	A	gk	Gk
Ontelot	252,3	5,1	1286,7
Kylpyhuoneet	50,6	4,15	210,0
Tasoite	252,3	0,5	126,2
Hormit			130,0
Kantavat väliseinät	72,3	12,4	896,5
Porraslaatat	25,3	6,5	164,5
Ulkoseinät	56,3	16,3	917,7
Parvekkeet	30,8	6,5	200,2
			3931,7 kN

Muuttuvat:	A	qk	Qk
Hyöty	252,3	2	504,6
Porrashuoneiden hyötyk.	25,3	2,5	63,3
Parvekkeiden hyötyk.	26,8	2,5	67,0
Kevyet väliseinät	252,3	0,5	126,2
			761,0 kN

Kuva 2.1. Kerroksen kuormat

Yhdelle kerrokselle tulevat poikittaisvoimat tarkasteltaessa lohkon 2 jäykistystä:

y- ja x-suunta: $H_{gk}=3931,7*1/405 = 9.71$ kN/kerros

$H_{qk}=761*1/405 = 1.88$ kN/kerros

Kokonaispoikittaisvoimat:

$H_{gk}=6*9.71 = 58.26$ kN

$H_{qk}=6*1.88 = 11.28$ kN

2.2 Kuormitusyhdistelyt

No.	Nimi	Tyyppi	Kerroin	Kuormitustapaus
1	tuuli y+ max STR	Murtorajatila	1,15 1,15 1,5*0,7=1.05 1,05 1,50 1,15 1,05	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y+ Hg y+ Hq y+
2	Hyöty y+ max STR	Murtorajatila	1,15 1,15 1,50 1,05 0,90 1,15 1,50	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y+ Hg y+ Hq y+
3	EQU y+	Murtorajatila	0,90 0,90 1,50 0,90	Omapaino Pysyvät kuormat Tuuli y+ Hg y+
4	Tuuli y- max STR	Murtorajatila	1,15 1,15 1,05 1,05 1,50 1,15 1,50	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y- Hg y- Hq y-

5	Hyöty y- max STR	Murtorajatila	1,15 1,15 1,50 1,05 0,90 1,15 1,50	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y- Hg y- Hq y-
6	Pysyvät y+ STR 1,35	Murtorajatila	1,05 1,05 1,05	Omapaino Pysyvät kuormat Hg y+
7	Pysyvät y- STR 1,35	Murtorajatila	1,05 1,05 1,05	Omapaino Pysyvät kuormat Hg y-
8	Tuuli y+ min STR	Murtorajatila	0,90 0,90 1,05 1,05 1,50 0,90 1,05	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y+ Hg y+ Hq y+
9	Tuuli y- min STR	Murtorajatila	0,90 0,90 1,05 1,05 1,50 0,90 1,05	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y- Hg y- Hq y-
10	Hyöty y+ min STR	Murtorajatila	0,90 0,90 1,50 1,05 0,90 0,90 1,50	Omapaino Pysyvät kuormat Hyötykuorma Lumi Tuuli y+ Hg y+ Hq y+

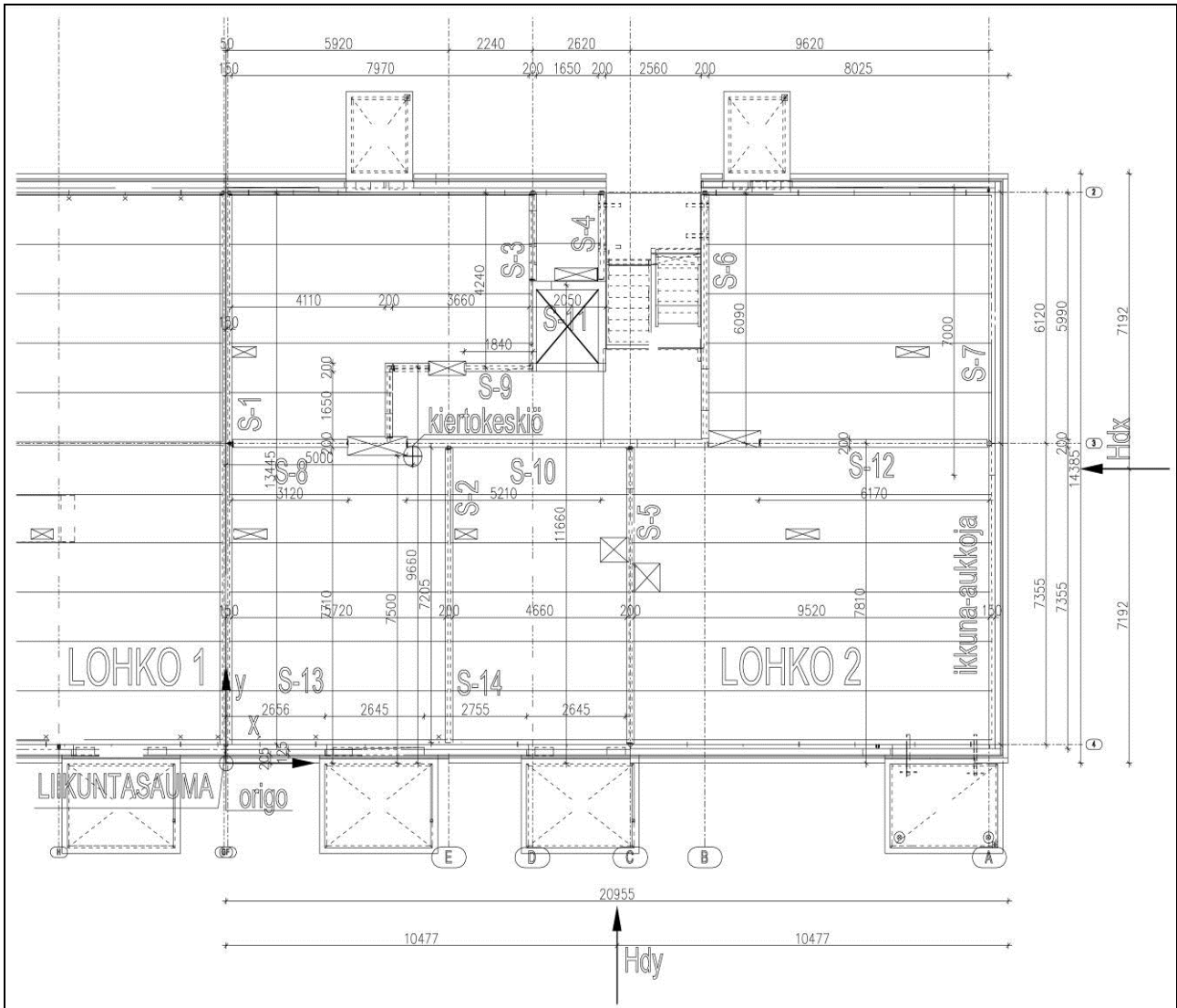
11	Hyöty y- min STR	Murtorajatila	0,90	Omapaino
			0,90	Pysyvät kuormat
			1,50	Hyötykuorma
			1,05	Lumi
			0,90	Tuuli y-
			0,90	Hg y-
			1,50	Hq y-

X-suunta samoin

Kohdassa 3.0 esitetyssä esimerkissä ei lasketa kaikkia kuormitustapauksia läpi, koska määräävä vaikutus saadaan huomattavasti suppeammalla tarkastelulla.

3 Poikittaisvoimien jakautumat

Lasketaan seinien saamat poikittaisvoimat kuormitusyhdistelmällä 1 y- ja x-suunnassa. Tarkastellaan lohkoa 2, joka on erotettu liikuntasaumalla lohkosta 1. Lohkot asennetaan omina kokonaisuuksinaan ja niiden välillä ei ole jäykistykseen kannalta toiminnallista yhteyttä.



Kuva 3.1. Lohkon 2 jäykistävien seinien (S-) sijainti. Kuvassa on esitetty myös laskettu kiertokeskiö. Poikittaisvoimien resultantit sijaitsevat sivujen keskellä.

Poikittaisvoimat:

y-suunta:

$$Hd_y = 1.15 \cdot Hg_k + 0.7 \cdot 1.5 \cdot Hq_k + 1.5 \cdot F_{wk}$$

$$= 1.15 \cdot 58.26 + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 11.28 + 1.5 \cdot 882.80 \cdot (21/43.9) = \mathbf{712.3 \text{ kN}}$$

x-suunta:

$$Hd_x = 1.15 \cdot 58.26 + 0.7 \cdot 1.5 \cdot 11.28 + 1.5 \cdot 312.60 = \mathbf{547.7 \text{ kN}}$$

Staattinen tasapaino tarkastetaan kuormitusyhdistelmällä 3 (ei esitetty tässä).

Laskelma voidaan tehdä jäykistystarkasteluihin soveltuvilla ohjelmistoilla (esim. DOFSEINÄ) tai käsinlaskennalla ohjeen "www.elementtisuunnittelu.fi >>Rakennuksen jäykistys >> Jäykistysjärjestelmät >>..Laskentaperiaatteet" mukaan. Yksinkertainen tapa ratkaista vaakavoimien jakautuminen on esitetty myös norjalaisessa julkaisussa www.betongelementboken.no BIN B Del 2.

Tässä esityksessä on vaakavoimien jakautuminen laskettu Excel-taulukkolaskentaohjelmalla käyttäen edellä mainittuja lähteitä.

JÄYKISTYSTARKASTELU

Gramofoni

y-suunta

Seinä	Fw tuuli, kN/m2	Korkeus m	Pituus m	Leveys m	x m	y m	b m	l m	E MN/m2	ix m ⁴	Iy m ⁴	H m	ky	kx	Fw kN tuuli	Hd kN vinoudet	x'ky	y'kx	O m kiertokesk	ε m	Fs kN	Mk kNm	(O-x)² *ky	(O-y)² *kx	φ kulma	Fk kN	Fk+Fs kN
S1	0.79	22	20.96	14.39	0.08	0.15	13.4	30000	30.38	22	694.8	633.4	78.9	51.36	5.0	-5.5	404.9	-3911.0	16517.7	-0.065	-218.5	186.4					
S2	0.79	22	20.96	14.39	5.97	0.2	7.2	30000	6.23	22	140.5	633.4	78.9	838.82	5.0	-5.5	83.1	-3911.0	135.9	-0.065	9.0	92.1					
S3	0.79	22	20.96	14.39	8.21	0.2	4.2	30000	1.27	22	28.6	633.4	78.9	235.09	5.0	-5.5	16.9	-3911.0	297.6	-0.065	6.0	22.9					
S4	0.79	22	20.96	14.39	10.1	0.2	4.2	30000	1.27	22	28.6	633.4	78.9	288.06	5.0	-5.5	16.9	-3911.0	737.1	-0.065	9.4	26.4					
S5	0.79	22	20.96	14.39	10.8	0.2	7.2	30000	6.23	22	140.5	633.4	78.9	1521.68	5.0	-5.5	83.1	-3911.0	4797.9	-0.065	53.3	136.4					
S6	0.79	22	20.96	14.39	12.8	0.2	6.1	30000	3.75	22	84.8	633.4	78.9	1087.76	5.0	-5.5	50.2	-3911.0	5206.7	-0.065	43.2	93.3					
S7	0.79	22	20.96	14.39	20.5	0.15	7.0	30000	4.29	22	96.6	633.4	78.9	1983.49	5.0	-5.5	57.1	-3911.0	23333.0	-0.065	97.5	154.7					

x-suuntaiset

S8	0.00	22	20.96	14.39	7.81	0.2	3.2	30000	0.55	22	12.3	0.0	0.0	96.14	7.5	0.3	-3911.0	693.3	-0.065	-0.250	-0.250
S9	0.00	22	20.96	14.39	9.95	0.2	1.8	30000	0.10	22	2.9	0.0	0.0	23.31	7.5	0.3	-3911.0	218.1	-0.065	-0.374	-0.374
S10	0.00	22	20.96	14.39	7.81	0.2	6.2	30000	2.36	22	53.1	0.0	0.0	414.91	7.5	0.3	-3911.0	2992.0	-0.065	-1.077	-1.077
S11	0.00	22	20.96	14.39	11.7	0.2	1.9	30000	0.11	22	2.4	0.0	0.0	27.73	7.5	0.3	-3911.0	306.7	-0.065	-0.643	-0.643
S12	0.00	22	20.96	14.39	7.81	0.2	6.2	30000	3.91	22	88.2	0.0	0.0	689.13	7.5	0.3	-3911.0	4969.3	-0.065	-1.789	-1.789
S13	0.00	22	20.96	14.39	0.27	###	2.7	30000	0.20	22	4.4	0.0	0.0	1.17	7.5	0.3	-3911.0	0.0	-0.065	2.066	2.066
S14	0.00	22	20.96	14.39	0.27	###	2.7	30000	0.20	22	4.4	0.0	0.0	1.17	7.5	0.3	-3911.0	0.0	-0.065	2.066	2.066

Σ

53.4 7.4 1204.5 167.2

6006.3 1253.6

51025.9 9179.4

712.3

KIERTOKESKIÖ

VOIMAT
SIIRTYMISTÄVOIMAT
KIERTYMISTÄ

Kuva 3.2 Y-suuntaisen kuormituksen jakautuminen jäykistäville seinille
Vaakakuorman sijainti on esitetty kuvassa 3.1

Laskelmasta voi nähdä, että lohkon 2 kiertokeskiö poikkeaa geometrisesta painopisteestä (ks. kuva 3.1) mm. siksi, että päätyseinän ikkuna-aukot pienentävät seinän S-7 toimivaa osaa oleellisesti. Mikäli aukkoja ei huomioitaisi virhe olisi merkittävä voimien jakautumisen kannalta.

Lisäksi on huomattava, että hormit jakavat jäykistäviä seiiniä osiin, jolloin osaseinien jäykkyyksien summa on huomattavasti pienempi kuin yhtenäisen pitkän seinän jäykkyys. Betonirakenteinen hormi ei voi olla jäykistävän rakenteen toimiva osa.

Laskelmassa kaikkien seinien kimmokerroin on sama, jolloin sen lukuarvolla ei ole merkitystä voimien jakautumiseen.

JÄYKISTYSTARKASTELU

Gramofoni

x-suunta

Seinä	Fw	Korkeus	Pituus	Leveys	x	y	b	l	E	Ix	Iy	H	Iy	Ixx	Fw	Hd	x*y	y*ix	O	z	Fs	Mk	(O-x)/2	(O-y)/2	φ	Fk	Fk+Fs
	Lull, kN/m2	m	m	m	m	m	m	m	MN/m2	m4	m4	m	m4	m4	Lull	vinoudet			m	m	kN	kNm	*ky	*ky	kulma	kN	kN
y-suuntaiset																											
S1	0,79	22	20,96	14,39	0,08	0,15	13,4	30000	30,36			22	864,8		0,0		51,36		5,0	-6,5	0,0	161,1	16517,7		0,0027	9,0	9,0
S2	0,79	22	20,96	14,39	5,97	0,2	7,2	30000	6,23			22	140,5		0,0		838,82		5,0	-6,5	0,0	161,1	135,9		0,0027	-0,4	-0,4
S3	0,79	22	20,96	14,39	8,21	0,2	4,2	30000	1,27			22	28,6		0,0		235,09		5,0	-6,5	0,0	161,1	297,6		0,0027	-0,2	-0,2
S4	0,79	22	20,96	14,39	10,1	0,2	4,2	30000	1,27			22	28,6		0,0		288,08		5,0	-6,5	0,0	161,1	737,1		0,0027	-0,4	-0,4
S5	0,79	22	20,96	14,39	10,8	0,2	7,2	30000	6,23			22	140,5		0,0		1521,68		5,0	-6,5	0,0	161,1	4797,9		0,0027	-2,2	-2,2
S6	0,79	22	20,96	14,39	12,8	0,2	6,1	30000	3,76			22	84,8		0,0		1087,76		5,0	-6,5	0,0	161,1	5206,7		0,0027	-1,8	-1,8
S7	0,79	22	20,96	14,39	20,5	0,15	7,0	30000	4,29			22	96,6		0,0		1983,49		5,0	-6,5	0,0	161,1	23333,0		0,0027	-4,0	-4,0

x-suuntaiset

S8	0,00	22	20,96	14,39	7,81	0,2	3,2	30000		0,55		22		12,3	466,9	78,9		95,14	7,5	0,3	40,328	159,6		885,9	0,0026	0,011	40,340
S9	0,00	22	20,96	14,39	9,96	0,2	1,8	30000		0,10		22		2,5	466,9	78,9		23,31	7,5	0,3	7,667	159,6		216,6	0,0026	0,015	7,662
S10	0,00	22	20,96	14,39	7,81	0,2	6,2	30000		2,36		22		53,1	466,9	78,9		414,91	7,5	0,3	174,063	159,6		3023,2	0,0026	0,046	174,069
S11	0,00	22	20,96	14,39	11,7	0,2	1,9	30000		0,11		22		2,4	466,9	78,9		27,73	7,5	0,3	7,793	159,6		307,4	0,0026	0,026	7,619
S12	0,00	22	20,96	14,39	7,81	0,2	8,2	30000		3,91		22		66,2	466,9	78,9		695,13	7,5	0,3	299,064	159,6		4666,0	0,0026	0,076	299,160
S13	0,00	22	20,96	14,39	0,27	0,126	2,7	30000		0,20		22		4,4	466,9	78,9		1,17	7,5	0,3	14,412	159,6		0,0	0,0026	-0,064	14,328
S14	0,00	22	20,96	14,39	0,27	0,126	2,7	30000		0,20		22		4,4	466,9	78,9		1,17	7,5	0,3	14,412	159,6		0,0	0,0026	-0,064	14,328

Σ

53,4 7,4 1204,5 167,2

6006,3 1251,2

91025,9

9213,2

547,756

KIERTOKESKIÖ

VOIMAT
SIIRTYMISTÄ

VOIMAT
KIERTYMISTÄ

Kuva 3.3. x-suuntaisen kuormituksen jakautuminen jäykistäville seinille. Kiertokeskiön paikka on lähellä rakennuksen geometristä painopisteakselia. Kiertymästä aiheutuvat voimat jäävät pieniksi.

3.1 Seinien pystykuormat

Lasketaan seinän S5 kuormat modulilla C kuormitusyhdistelyllä KT1.

PYSTYKUORMIEN ALASTUONTI:						KT 1	
Projekti: Gramofoni MOD. C, SEINÄ S-5				kN/m		kN/m	kN/m
Taso + 6. krs katto g2 3 kN/m ² g1 3,8 kN/m ² q 2 KL 7,5 m Huom! yp.rak ontelot lumik kuormitusalue							
Lisäkuorma	Pg	51 kN/m					
	Pg	13 kN/m	hormit				
	ΣPg	64 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m					
	ΣPq	15 kN/m		ΣPg	64,0	ΣPq	15,0
						ΣPd	89,4
Taso + 5. krs katto g2 1 kN/m ² g1 5,1 kN/m ² q 2 KL 7,5 m Huom! tasoite + kevyet vs:t ontelot hyötykuorma kuormitusalue							
Lisäkuorma	Pg	45,75 kN/m					
	Pg	26,5 kN/m	VS h=3m + hormit + kylp.pv				
	ΣPg	72,25 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m					
	ΣPq	15 kN/m		ΣPg	136,3	ΣPq	30,0
						ΣPd	188,2
Taso + 4. krs katto g2 1 kN/m ² g1 5,1 kN/m ² q 2 KL 7,5 m Huom! tasoite + kevyet vs:t ontelot hyötykuorma kuormitusalue							
Lisäkuorma	Pg	45,75 kN/m					
	Pg	26,5 kN/m	VS h=3m + hormit + kylp.pv				
	ΣPg	72,25 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m					
	ΣPq	15 kN/m		ΣPg	208,5	ΣPq	45,0
						ΣPd	287,0
Taso + 3. krs katto g2 1 kN/m ² g1 5,1 kN/m ² q 2 KL 7,5 m Huom! tasoite + kevyet vs:t ontelot hyötykuorma kuormitusalue							
Lisäkuorma	Pg	45,75 kN/m					
	Pg	26,5 kN/m	VS h=3m + hormit + kylp.pv				
	ΣPg	72,25 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m					
	ΣPq	15 kN/m		ΣPg	280,8	ΣPq	60,0
						ΣPd	385,9
Taso + 2. krs katto g2 1 kN/m ² g1 5,1 kN/m ² q 2 KL 7,5 m Huom! tasoite + kevyet vs:t ontelot hyötykuorma kuormitusalue							
Lisäkuorma	Pg	45,75 kN/m					
	Pg	26,5 kN/m	VS h=3m + hormit + kylp.pv				
	ΣPg	72,25 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m					
	ΣPq	15 kN/m		ΣPg	353,0	ΣPq	75,0
						ΣPd	484,7
Taso + 1. krs katto g2 1 kN/m ² g1 5,1 kN/m ² q 2 KL 7,5 m Huom! tasoite + kevyet vs:t ontelot hyötykuorma kuormitusalue							

Lisäkuorma	Pg	45,75 kN/m					
	Pg	26,5 kN/m	VS h=3m + hormit + kylp.pv				
	ΣPg	72,25 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m		ΣPg	425,3	ΣPq	90,0
	ΣPq	15 kN/m				ΣPd	583,5
Taso +	keil. krs katto		Huom!				
g2	1 kN/m ²		tasoite + kevyet vs:t				
g1	5,1 kN/m ²		ontelot				
q	2		hyötykuorma				
KL	7,5 m		kuormitusalue				
Lisäkuorma	Pg	45,75 kN/m					
	Pg	26,5 kN/m	VS h=3m + hormit + kylp.pv				
	ΣPg	72,25 kN/m					
Lisäkuorma	Pq	15 kN/m					
	Pq	0 kN/m		ΣPg	497,5	ΣPq	105,0
	ΣPq	15 kN/m				ΣPd	682,4

Kuva 4.1. Seinän S-5 kuormien alastuonti. Kerrosvähennystä a_n ei ole tässä laskelmassa käytetty. Vähennyksen käyttö ks. EN 1991-1-1 6.3.1.2.

4 Rakenneosien mitoitus

4.1 Jäykistävä seinä

Tarkastetaan seinän S5 kestävyys raudoittamattomana kantokykytaulukon (kuva 4.2) avulla.

Kuormat:

$$pd = 682.4 \text{ kN/m,}$$

Md lasketaan olettaen tuulen vaikutus tasan jakautuneeksi koko seinän korkeudelle :

$$Md = 136.4 \text{ kN} \cdot 0.5 \cdot 22 \text{ m} = 1500.4 \text{ kNm, Hd} = 136.4 \text{ kN}$$

Seinän päähän momentista aiheutuva lisävoima voidaan laskea kimmoteorian mukaisesti. Seinän pituus on 7.2 m.

Kokonaispystykuorma seinän päässä on siten

$$\begin{aligned} Nd &= Md \cdot 6 / (7.2 \text{ m} \cdot 7.2 \text{ m}) + pd = 1500.4 \cdot 6 / (7.2 \cdot 7.2) + 682.4 \\ &= 173.7 + 682.4 \\ &= 856.1 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

Tätä arvoa voidaan käyttää seinän mitoitukseen 1 m:n kaistalle tarkasteltuna. Seinän korkeus on 2.6 m.

Väliseinät

Lähtökohdat ja rajoitukset

Raudoittamaton seinä

- Viivakuorma $q_{ed} = 0,5 \text{ kN/m}$ 1,2m korkeudella

- $\gamma_c = 1.5$ (2.4.2.4)

- Ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyttä

$$e_0 = \max(M_{02}/N_{ed}; M_{0Ed}/N_{ed}; h_w/30; 20\text{mm}) \quad (12.12; 6.1.4)$$

- Jännitystilä poikkileikkauksessa: $f_{ct,pl} \leq \sigma_c \leq f_{ct,pl}$

- $\beta = 1.0$ (Taulukko 12.1)

- Hoikkuus $\lambda \leq 86$ (12.6.5.1.5)

paksuus	korkeus	C25/30			C30/37			C35/45		
		e1=e2=0	e1=0,e2=20	e1=e2=20	e1=e2=0	e1=0,e2=20	e1=e2=20	e1=e2=0	e1=0,e2=20	e1=e2=20
120	2400	290	290	146	348	348	204	406	406	243
	2700	246	246	0	295	295	102	344	344	138
150	2400	532	532	424	638	638	511	744	744	598
	2700	488	488	364	585	585	440	683	683	516
	3000	443	443	304	532	532	368	621	621	433
	3300	399	399	241	479	479	295	559	559	348
	3600	355	355	173	426	426	216	497	497	259
180	2400	773	773	669	928	928	805	1,082	1,082	940
	2700	729	729	612	875	875	736	1,021	1,021	860
	3000	685	685	554	822	822	666	959	959	779
	3300	641	641	495	769	769	597	897	897	699
	3600	596	596	437	716	716	527	835	835	618
	3900	552	552	378	663	663	457	773	773	536
	4200	508	508	317	610	610	385	711	711	453
200	2400	934	934	832	1,121	1,121	999	1,308	1,308	1,167
	2700	890	890	774	1,068	1,068	931	1,246	1,246	1,087
	3000	846	846	717	1,015	1,015	862	1,184	1,184	1,007
	3300	801	801	659	962	962	793	1,122	1,122	927
	3600	757	757	602	909	909	724	1,060	1,060	847
	3900	713	713	544	856	856	655	998	998	766
	4200	669	669	486	803	803	586	936	936	686
	4500	625	625	427	750	750	516	875	875	605
4800	580	568	368	697	684	445	813	800	523	

Kuva 4.2. Seinän kantokykytaulukko. www.elementtisuunnittelu.fi

Seinän kantokyky on $890 \text{ kN} > N_d$. Seinän kantokyky on riittävä.

4.2 Elementtien vaakasauma

Tarkastetaan seinän S-5 alin vaakasauma mitoitusvoimalle

$$v_1 = 136.4/7.2 = 18,9 \text{ kN/m}$$

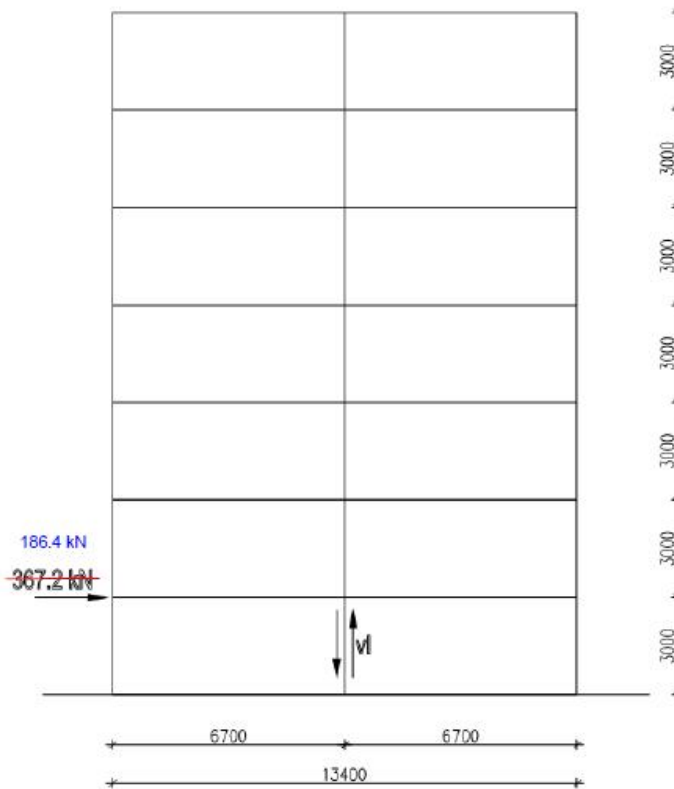
$$pd = 682.4 \text{ kN/m. Puristusjännitys saumassa} = \sigma_n = 682.4 \cdot 1000 / (200 \cdot 100) = 3.412 \text{ N/mm}^2.$$

BES 2010		Tehnyt G. JOH	Sivu 1
Projekti Gramofoni	Nro. XXX	Tark. NNN	Pvm. 29.11.2010
Kahden betonisauman leikkausliitoksen kestävyys EN-1992-1-1 (6.25)			
Lähtötiedot:			
Betoni:			
	C	30/37	
f_{ck} :	30	MPa	
f_{ctd} :	1,33	MPa	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha_{ct} = 1,0$
f_{cd} :	17	MPa	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha_{cc} = 0,85$
Teräs:			
	A500 HW		
f_{sd} :	434	MPa	$\gamma_s = 1,15$
Vaarojen halk.	d	20	mm
Vaarojen k-jako	s	1200	mm
Vaarojenkulma	α	90	
As		314	mm ²
Liittymäpinnat:			
	c	0,35	
	μ	0,6	
	σ_n	3,412	MPa
	b	200	mm
Ohje:			
	Hyvin sileä	Sileä	Karhea
c:	0,025	0,35	0,45
μ :	0,5	0,6	0,7
			Vaamattu
			Monoliittinen
			0,5
			0,625
			0,9
			1
Laskenta:			
$V_{Rd} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{sd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$		\leq	$0,5 \nu f_{cd}$
			missä
			$\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$
			0,53
Tulos:			
$V_{Rd} =$	2,85	MPa	$<$ $0,5 \nu f_{cd} =$ 4,49 MPa OK
$=$	570,7	kN/m	

Kuva 4.4. Seinän vaakasauman mitoitus. Liitoksen kestävyys on riittävä.

4.3 Väliseinäelementtien pystysauma

Varmistetaan, että seinä S1 toimii yhtenäisenä levynä, kuten laskelmassa oli oletettu. Pystyliitoksessa vaikuttava voima on suurimmillaan kellarin elementtisaumassa:



Kuva 4.5. Seinän S1 toiminta levynä.

Seinän pystysaumassa vaikuttaa leikkausvoima:

$$v_I = H_d \cdot S / I, \text{ missä}$$

H_d = vaakavoima (kN)

S = tarkasteltavan elementin staattinen momentti sauman suhteen (m^3)

I = koko seinän hitausmomentti (m^4)

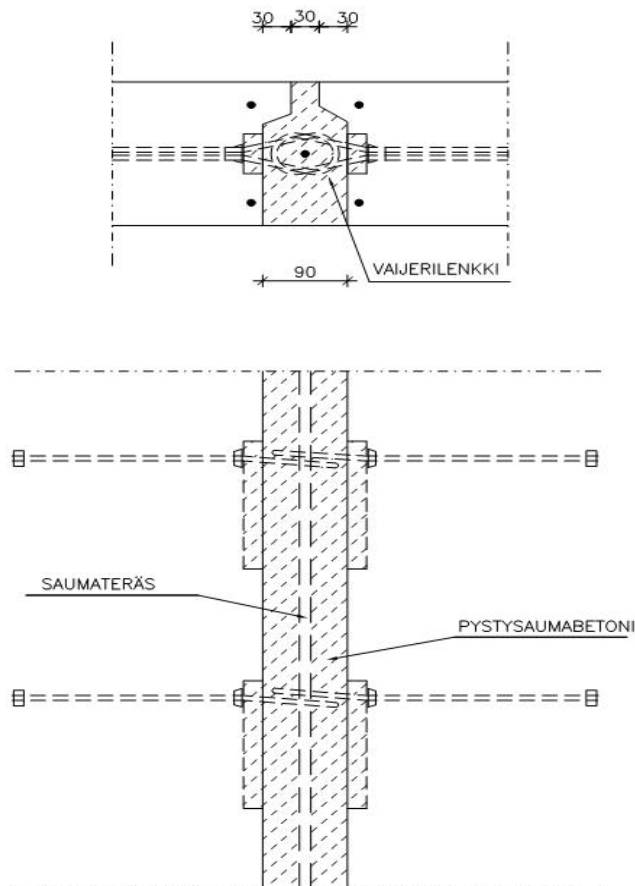
$$H_d = 186.4 \text{ kN}$$

$$S = 0.15 \cdot 6.7^2 / 2 = 3.367 \text{ m}^3$$

$$I = 0.15 \cdot 13.4^3 / 12 = 30.076 \text{ m}^4$$

$$v_I = 186.4 \cdot 3.367 / 30.076 = 20.9 \text{ kN/m}$$

Valitaan tarkoitukseen sopivat vaarnalenkit, joille on olemassa EN-standardien ja Suomen kansallisten liitteiden mukaan ilmoitettu kapasiteetti ja By:n voimassa oleva käyttöseloste.



Kuva 4.6. Vaarnalennkiliitos

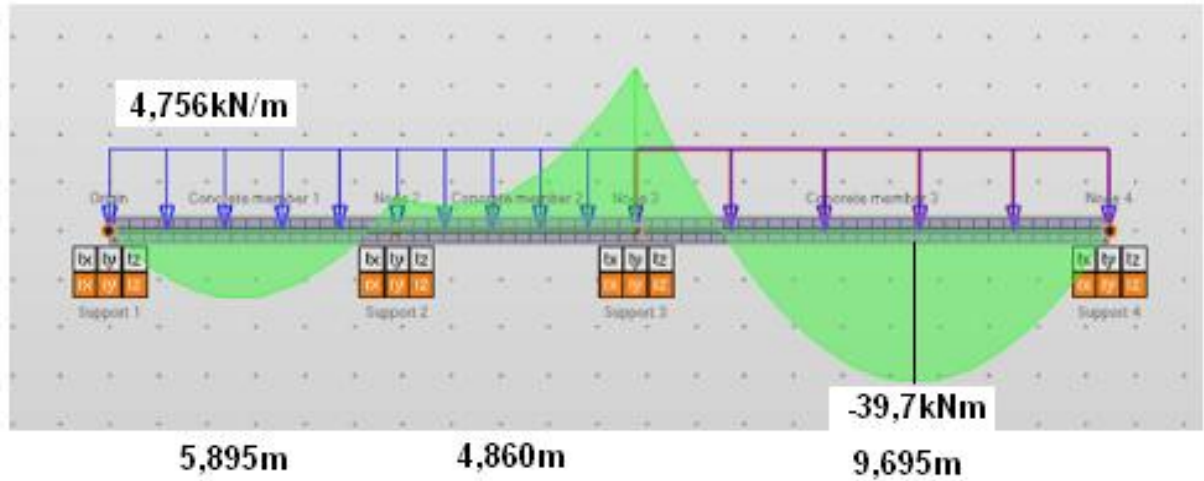
4.4 Levyvaikutus ja rengasteräkset

Mitoitetaan ontelolaatasto siten, että se siirtää siihen kohdistuvat vaakakuormat jäykistävälle seinille. Yhtenäinen laatasto voidaan mitoittaa korkeana palkkina.

Mitoitetaan laataston rengasraudoitus. Poikittaisvoimien vaikuttaessa y-suuntaan staattinen malli vastaa jatkuvaa palkkia, jonka suurin jänneväli on 9.695 m ja korkeus 7.355 m.

Laatasto kuormittaa tuulesta ja vinouksista syntyvä voima:

$$p_d = 0.89 \cdot 0.79 \cdot 1.3 \cdot 3 \cdot 1.5 + (9.71 \cdot 1.15 + 1.88 \cdot 0.7 \cdot 1.5) / 20.45 = 4.756 \text{ kN/m}$$



Kuva 4.7. Laataston staattinen malli ja momenttipinnat.

Rengasteräkset:

$A_s = M_d / (z \cdot f_{sd})$, missä

$M_d = 39.7 \text{ kNm}$

momenttivarsi $z = 0.6 \cdot h = 0.6 \cdot 7.355 = 4.413 \text{ m}$

teräksen suunnittelulujuus $f_{sd} = 500 / 1.15 = 434.8 \text{ N/mm}^2$

$A_s = 20.7 \text{ mm}^2$

Teräkset on mitoitettava myös onnettomuustilanteessa ks. luku 5.

5. Onnettomuustarkastelu

5.1. Noudatettavat suunnittelusäännöt

- SFS-EN 1991-1-7 ja kansallinen liite
- SFS-EN 1992-1-1 ja kansallinen liite

5.2. Rakennuksen luokitus

Rakennus on 6- ja osittain 7.kerroksinen. SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen taulukon 1 mukaan rakennuksen seuraamusluokka on 2b.

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyyppin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta ¹⁾ tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m
2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
3a	9-15 kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan

¹⁾ Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

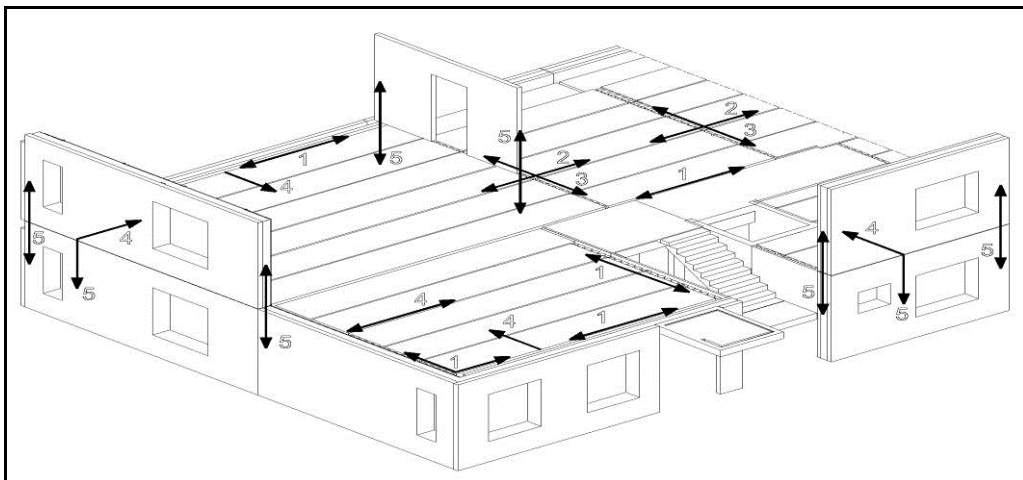
Kuva 5.1. Rakennuksen luokitus onnettomuusrajatilassa kansallisen liitteen mukaan

5.3 Toimintaperiaatteet

- Tilaaja ei voi ilman viranomaisen suostumusta sopia onnettomuuskuormille hankekohtaisesti pienempiä arvoja kuin standardissa SFS-EN 1991-1-7.
- SFS-EN 1991-1-7 luvun 3 mukaan on hyväksyttävää suunnitella rakenne siten, että onnettomuustilanteessa voi syntyä paikallisia vaurioita. Paikallinen vaurio ei saa kuitenkaan aiheuttaa koko rakennuksen tai sen merkittävän osan sortumista. Tällöin saavutetaan riittävä vaurionsietokyky, jotta rakennus ei sorru erityyppisten määrittelemättömien onnettomuuskuormien vaikutuksesta.
- Vähimmäiskesto, jonka rakennuksen tarvitsee olla toimintakykyinen, on se aika, joka tarvitaan ihmisten poistumiseen ja pelastamiseen rakennuksesta ja sen välittömästä läheisyydestä
- Määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurioitumisen laajuus on yhdessä kerroksessa enintään 15% kyseisen kerroksen lattiapinta-alasta ja enintään 100 m². Vaurio saa tapahtua monikerroksisessa rakennuksessa kahdessa päällekkäisessä kerroksessa.
- **Rakennuksen kantaviin rakenteisiin ei kohdistu tässä tapauksessa törmäyskuormia**

5.4 Jatkuvan sortuman estäminen

- EN 1991-1-7 (+ kansallinen liite) ja EN 1992-1-1 mukaan rakennuksissa, joita ei ole monoliittisesti suunniteltu kestämään onnettomuuskuormia, tulee
 - a) olla jatkuvan sortumisen estämiseen soveltuva sidejärjestelmä, joka mahdollistaa kuormien siirtymisen toista kautta paikallisen vaurion jälkeen. Tällöin rakennus varustetaan seuraavilla siteillä:
 - 1 laataston ympäri kiertävät siteet (rengasraudoitus)
 - 2-3 laataston sisäiset, toisiaan vastaan kohtisuorat siteet (saumaraudoitus)
 - 4 vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet
 - 5 pystysiteet yli 4-kerroksisissa rakennuksissa



Kuva 5.2. Rakennuksen sidejärjestelmä.

Siteitä suunniteltaessa raudituksen lujuutena voidaan käyttää ominaisarvoa.

- b) vaihtoehtoisesti tarkistaa, että kun rakennuksesta poistetaan mikä tahansa tukipilari, pilaria tukeva palkki tai seinän lohko, rakennus ei menetä stabiiliteettiaan eikä paikallinen vaurioituminen ylitä hyväksyttävää rajaa. Kantavan seinälohkon nimellispituus on sivusuuntaisena tukena toimivien rakenneosien välinen etäisyys, kuitenkin enintään $2.25 \times H$. Menetelmää on selostettu kansallisessa liitteessä.

Valitaan hyväksyttävä tapa a).

5.5

Laskelmat

Laataston **rengasraudoituksen** tulee kestää paitsi normaalin murtotilan kuormitusyhdistelmien mukaiset voimat niin myös seuraavat voimat:

NK 23_EC 01.06.2012, s.25:

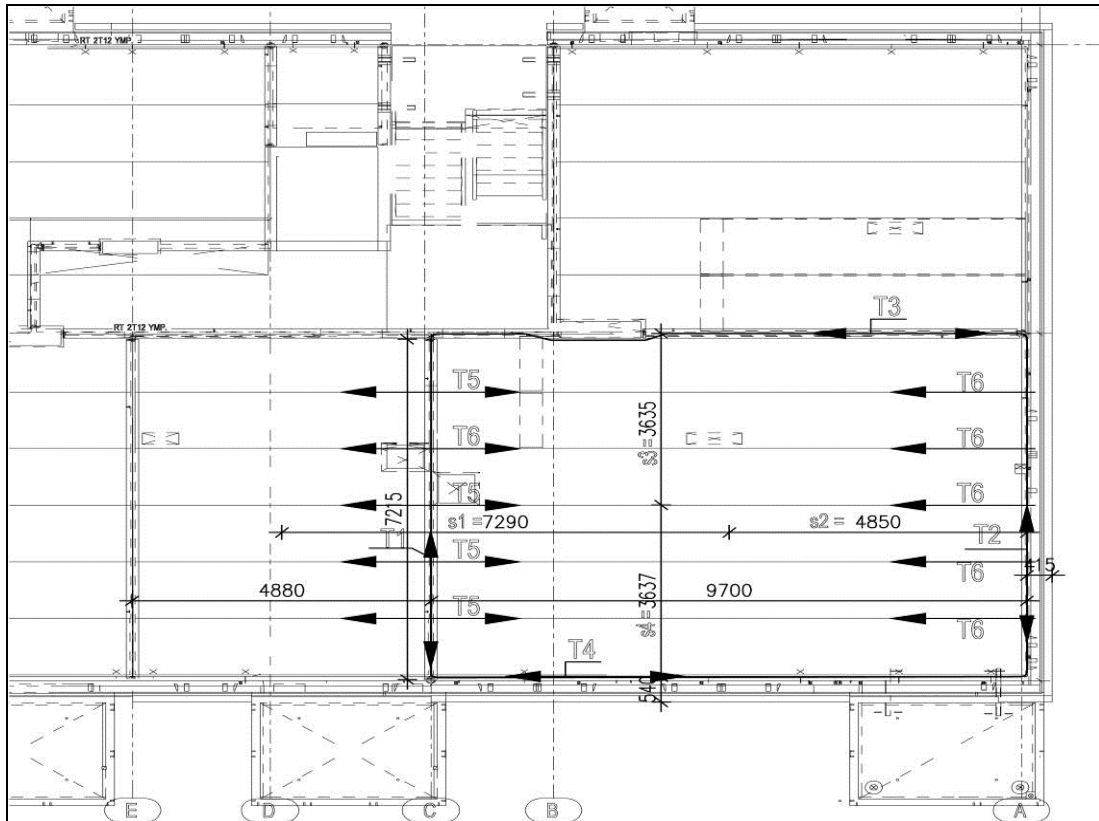
Seuraamusluokka 2:

$$T_2, T_4 = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (s + a) \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

s on rengassiteen etäisyys lähimmästä sisäpuolisesta siteestä, tässä $s=4.85$ m päätyyn, kuva 5.3.

a on rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta, tässä $a=0.415$ m

$$T_2 = \max(20 \times 5.265, 70) = 105.3 \text{ kN/m} < 150 \text{ kN/m.}$$



Kuva 5.3. Vaakasuurtaiset sidevoimat ja kertymäleveydet

Sidevoimat T_i :

$$T_1 = 7.290 \times 20 = 145.8 \text{ kN}$$

$$T_2 = (4.85 + 0.415) \times 20 = 105.3 \text{ kN}$$

$$T_3 = 3.635 \times 20 = 72.7 \text{ kN}$$

$$T_4 = (3.637 + 0.540) \times 20 = 83.5 \text{ kN}$$

Teräkset:

A500 HW, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$A_{s1} = 145.8 \times 1000 \text{ N} / 500 \text{ N/mm}^2 = 291.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Valitaan } 3T12 = 339 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 105.3 \times 1000 \text{ N} / 500 \text{ N/mm}^2 = 210.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Valitaan } 2T12 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 72.7 \times 1000 \text{ N} / 500 \text{ N/mm}^2 = 145.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Valitaan } 2T12 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A_{s4} = 83.5 \times 1000 \text{ N} / 500 \text{ N/mm}^2 = 167.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Valitaan } 2T12 = 226$$

Laatan **pituussuuntaisen saumaraudoituksen** tulee kestää seuraamuluokasta riippuen seuraavat voimat:

NK 23_EC 01.06.2012, s.26

Seuraamuluokka 2:

$$T_3 = \begin{cases} \geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_3 \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

s_3 on saumaraudoituksen väli, tässä 1,2 m

Keskituki ja reunatuki:

Teräkset k/k 1200

Tarvittava teräsmäärä on suurempi seuraavista

$$T_5 = 20 \text{ kN/m} \cdot 1.2 \text{ m} = 24 \text{ kN},$$

tai 70 kN

$$A_{s5} = 24 \cdot 1000 / 500 = 48 \text{ mm}^2$$

Saumateräksiltä vaadittava vähimmäisarvo 70 kN koskee keskitettyjä siteitä, jossa sideväli on yli 3.5 m.

Laataston saumaraudoitus sijoitetaan sauman keskikorkeudelle, jolloin vältetään laatan päähän syntyvä tukimomentti ja terästen oikenemisen aiheuttama betonipeitteen rikkoutuminen.

Liian paksujen terästen ($f > 16 \text{ mm}$) ja suuren teräsmäärän käyttöä saumassa on syytä välttää. Saumateräksen sopiva paksuus on $f 12 \text{ mm}$. Saumateräksiltä vaadittavaan vähimmäisarvoon 20 kN/m riittävät saumateräkset T10 k 1200.

$$\text{Valitaan T12 k 1200} = 113 \text{ mm}^2$$

Saumateräksen ankkurointi ontelolaatan saumaan ks. elementtisuunnittelu.fi, D501 laskentaesimerkki, s.4.

Seinien vaakasidonta tasoon

NK 23_EC 01.06.2012, s.31 ja elementtisuunnittelu.fi, D501 laskentaesimerkki, s.5.

Laskelmassa on otaksuttu, että saumassa ei ole puristusjännityksiä, jolloin liitoksen kestävyys perustuu pelkästään teräsvaarnan kestävyuteen, joka voidaan laskea kaavalla:

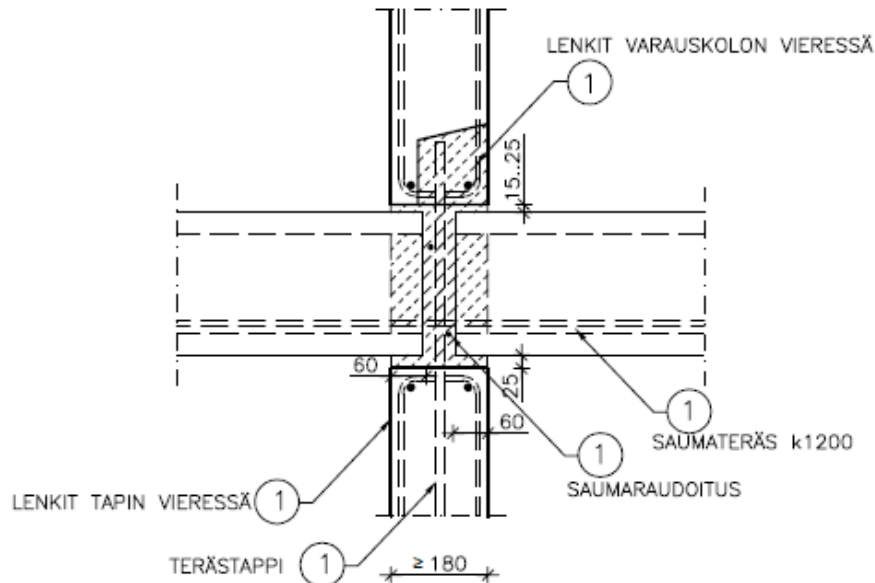
Tappiliitoksen leikkauskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_{Rd} = \frac{1,2 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_{c,acc}}$$

missä

- ϕ on tapin halkaisija
- f_{ck} on elementin betonin ominaislujuus
- f_{yk} on tapin teräksen ominaislujuus
- $\gamma_{c,acc}=1,2$ on betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille

Sijoitetaan yläpuolisen elementin koloihin juotettavat tapit seinien yläosaan saumaterästen viereen.



SUUNNITTELUSSA JA ASENNUKSESSA ON ERITYISESTI HUOMIOITAVA:

- TUKIPINNAT ASENNUS- JA LOPPUTILANTEESSA (HUOMIOITAVA LAATTAKOHTAISESTI)
- SAUMARAUDOITUS, KS. BETONINORMIKORTTI NRO 23
- JUOTOSBETONI JA LIITOKSEN KUORMAKAPASITEETTI
- YLEENSÄ YLI 8-KERROKSISSA TALOISSA LIITOS BETONINORMIKORTTI 27 MUKAISESTI

MATERIAALI- JA TARVIKELUETTELO						TUNNUS:	
RY	PO	MAT/TAR	TYYPPI	KOKO	LAATU	MÄÄRÄ	HUOM.
RH	1	TERÄS			A 500 HW		

Kuva 5.5. Kantavan seinän ja välipohjan liitos

Pystysuuntaiset siteet

Kantavien seinien tulee SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaan kestää onnettomuusmitoitustilanteessa esiintyvä vetovoima, jonka mitoitusarvo on suurin pystysuuntaisen pysyvän ja muuttuvien kuormien mitoitusarvon reaktio, joka kertyy seinälle yhdestä kerroksesta. Vetovoima ankkuroidaan yläpuoliseen kerrokseen.

Kantavan seinän pystysiteet ryhmitetään enintään 6 m keskiöväleihin pitkin seinää ja ne ovat enintään 3 m etäisyydellä seinän vapaasta päästä.

Tarkastetaan linjan C väliseinän pystysiteet. Kerroskorkeus on 3.0 m. Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin $\Psi_2=0.3$ (SFS-EN 1990 kohta 6.4.3.3 ja kansallisen liitteen taulukko A1.1 (FI)).

Ripustettava kuorma seinän paino mukaan luettuna:

$$g_k = 5.1 + 0.5 + 0.5 = 6.6 \text{ kN/m}^2 \text{ (ontelolaatat, tasoite, väliseinät)}$$

$$F = 7.29 \times (5.1 + 0.5 + 0.5 + 0.3 \times 2.0) + 2.6 \times 0.2 \times 25 = 61.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Väliseinäelementille tuleva kokonaiskuorma } F_{\text{tot}} = 7.215 \times 61.8 = 445.9 \text{ kN.}$$

$$\text{Sijoitetaan seinän pystysaumoihin } 2 \text{ T16, } F_R = 2 \times 201 \times 500 = 201 \text{ kN}$$

$$\text{Lisätään seinän kolmannespisteisiin seinäkengät } 2 \text{ PSK 20 ja jatkospultit } 2 \text{ HPM/P, } F_R = 2 \times 314 \times 500 = 314 \text{ kN.}$$

$$\text{Siteiden kokonaiskapasiteetti } F_{R_{\text{tot}}} = 201 + 314 = 515 \text{ kN} > 445.9 \text{ kN. OK.}$$

Siteet sijoitetaan väliseinäelementteihin perustuksista yläpohjaan.

Terästen ankkurointi tarkastetaan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8 ja kansallisen liitteen mukaan.