

Laskentaesimerkki, Logistiikkarakennus 2020

Sisällys:

1	RAKENTEIDEN SUUNNITTELUPERUSTEET	3
1.1	Rakennejärjestelmän kuvaus	3
1.2	Suunnitteluohje	3
1.2.1	Suunnitteluohjeesta sallitut poikkeamat	3
1.3	Rakenteiden luokitus	3
1.3.1	Perustukset, pilarit, palkit ja TT-laatat:	3
1.3.2	Lattia, julkisivuelementit ja täydentävät rakenteet:	4
1.4	Suunnittelussa käytettävät kestävyudet ja hyötykuormat	4
1.4.1	Rakennuspohjan kestävyys	4
1.4.2	Hyötykuormien ominaisarvot	4
1.5	Tuulikuorma	4
1.5.1	Kokonaistuulivoima voimakertoimia käyttäen	5
1.5.2	Kokonaistuulivoima pintapaineiden avulla	6
1.6	Rakenteiden omat painot	7
1.6.1	Yläpohjan rakenteet	7
1.7	Kuormien yhdistely	8
1.7.1	Hyötykuormavähennysten käyttö	8
2	RAKENNUKSEN LISÄVAAKAVOIMAT	8
2.1	Normaalivoiman ja momentin ominaisarvot yläpohjalta ja räystääselementiltä pilarin yläpäähän	8
2.2	Mittaepätarkkuuden vaikutus ja lisävaakavoimat	9
3	VOIMASUUREIDEN LASKELMAT	10
3.1.1	Kuormitustapaukset	10
3.1.2	Kuormitusyhdistelmät	10
3.1.3	Kuormitukset	11
3.1.4	Lasketut voimasuureet	15
4	RAKENNEOSIEN MITOITUS	16
4.1	Yläpohjan rakenneosat	16
4.2	Pilarit	16
4.2.1	Keskipilari	16
4.2.2	Reunapilari	19
4.3	Antura	19
4.3.1	Keskipilarin antura	19

4.4	Sokkelipalkki	21
5	LIITOKSET	26
5.1	Keskipalkki	26
5.1.1	Pilari-palkki pulttiliitos	26
5.1.2	Kumilevylaakeri	27
5.2	TT-laatta	27
5.2.1	Liitos palkkiin	27
5.2.2	Kumilevylaakeri	28
5.3	Pilarin peruspultit	28
5.3.1	Keskipilari	28
6	ASENNUSJÄRJESTYS	29

1 Rakenteiden suunnitteluperusteet

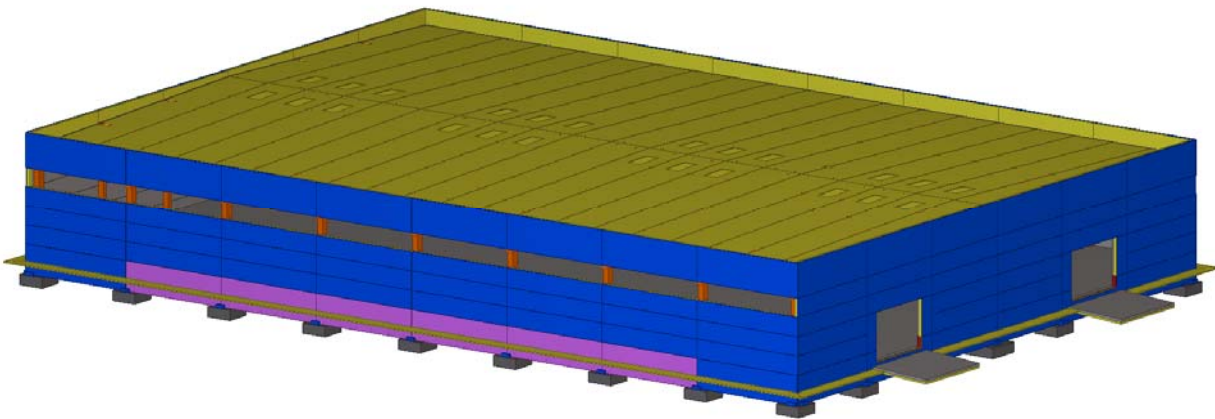
1.1 Rakennejärjestelmän kuvaus

Logistiikkarakennus on halli (koko 72,9*50,9*10,0 m³), joka sijaitsee pääkaupunkisudulla sisämaassa tasaisella rakennetulla alueella.

Hallin runko on teräsbetoni- ja jännebetonielementeistä koottu kaksilaivainen pilari-palkki -runko. Yläpohjan kantava rakenne on TT-laatta. Halli perustetaan maanvaraisille paikallavaletuille teräsbetonianturoille. Hallin jäykistysjärjestelmä on mastopilarijäykistys.

Hallissa on lämpöeristetty paikallavalettu maanvarainen teräsbetonilattia.

Hallin ulkoseinät ovat betoni-mineraalivilla-betoni -sandwichelementtejä, ja yläpohja on ns. villakatto.



1.2 Suunnitteluohje

Logistiikkarakennus suunnitellaan eurokoodien SFS-EN 1990, SFS-EN 1991, SFS-EN 1992 ja SFS-EN 1997 sekä näiden standardien Suomen kansallisten liitteiden (Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus sarja 2016) mukaan.

1.2.1 Suunnitteluohjeesta sallitut poikkeamat

Ei sallita.

1.3 Rakenteiden luokitus

1.3.1 Perustukset, pilarit, palkit ja TT-laatat:

Seuraamusluokka (SFS-EN 1990 NA): CC2

Seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa (SFS-EN1991-1-7 NA): CC2a

Toteutusluokka (SFS-EN 13670): 2

Toteutuksen toleranssiluokka (SFS-EN 13670): toleranssiluokka 1

Elementtien valmistustoleranssit: TT-laatat SFS-EN 13224 ja pilarit ja palkit SFS-EN 13225 mukaiset tiukennetut toleranssit, muut elementit normaaliluokka.

Rakennesuunnittelutehtävän vaativuusluokka: V (jännitetty rakenne)

Hankkeen vaativuusluokka (RIL 241): V2

Suunniteltu käyttöikä: 50 vuotta

Kantavien rakenneosien palonkestävyysvaatimus: R60

Betonirakenteiden ympäristön rasitusluokka (SFS-EN 206): Perustukset XC2, pilarit, palkit ja TT-laatat XC1 (Huom. Pilarien lattian alla oleva osa pinnoitetaan, jolloin tämä osa ei määritä rasitusluokkaa.)

1.3.2 Lattia, julkisivuelementit ja täydentävät rakenteet:

Seuraamusluokka (SFS-EN 1990 NA): CC2

Seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa (SFS-EN1991-1-7 NA): CC2a

Toteutusluokka (SFS-EN 13670): 2

Toteutuksen toleranssiluokka (SFS-EN 13670): 1

Valmistustoleranssit seinäelementit (SFS-EN 14992): Luokka B

Rakennesuunnittelutehtävän vaativuusluokka: V

Suunniteltu käyttöikä: 50 vuotta

Betonirakenteiden ympäristön rasitusluokka (SFS-EN 206): Lattia XC2, julkisivuelementtien sisäkuori XC1 ja ulkokuori XC4

1.4 Suunnittelussa käytettävät kestävyudet ja hyötykuormat

1.4.1 Rakennuspohjan kestävyys

Maapohjan kantokestävyuden ominaisarvo: 500 kN/m^2

1.4.2 Hyötykuormien ominaisarvot

Lattian hyötykuorman ominaisarvo: $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$ (luokka E1)

Lattialla on FL2-luokan haarukkatrukki, akselikuorman ominaisarvo: $Q_k = 40 \text{ kN}$ (Huom. Trukkikuorma vaikuttaa samaan aikaan lattian hyötykuorman kanssa, ks. SFS-EN 1991-1-1 6.3.2.2(7).)

Lumikuorman ominaisarvo maanpinnalla: $s_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Katon lumikuorman ominaisarvo: $s = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (tuulensuojaisuskerroin $C_e = 1.0$, muotokerroin $\mu_i = 0.8$)

Katon alapinnan ripustuskuorman ominaisarvo: $q_k = 0,2 \text{ kN/m}^2$ (hyötykuorma, luokka E1)

1.5 Tuulikuorma

Rakennuksen tuulelle altis korkeus: $z = h = 10,0 \text{ m}$

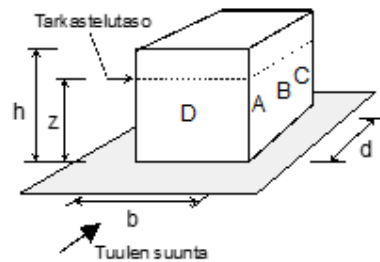
Maastoluokka: 3

		Rakennelaskelma	
		Tekijä:	Sivu: 1(1)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
Betoniteollisuus 2019		Logistiikkahalli	
Logistiikkahalli, esimerkki		Tuulikuorma	
M10 Tuulikuorma Eurocode EN1991-1-4:n mukaan			Versio 1.5
SKOL Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011			

Maastoluokka =	3	Rakennuksen mitat:	
Tuulen nopeuden perusarvo =	21	h =	10,0 m
Maaston kaltevuus Φ =	0	d =	50,9 m
Sijaintikerroin S =	0	b =	72,9 m
Ilman tiheys ρ =	1,25 kg/m ³	Sisäisen paineen kertoimet:	
Korkeus maanpinnasta z =	10 m	Ylipaine C _{pi} =	0,20
		Alipaine C _{pi} =	-0,30
		Pinta-ala A =	10 m ²

Puuskanopeuspaine:

$q_p(z) =$	471,1	N/m ²
$q_p(h) =$	471,1	N/m ²



Kuormat seinässä:
 Seinässä D suunta on sisäänpäin, muissa ulospäin.

	Kuorma		Leveys
A:	659,5	N/m ²	4 m
B:	471,1	N/m ²	16 m
C:	329,8	N/m ²	30,9 m
D:	471,1	N/m ²	72,9 m
E:	235,5	N/m ²	72,9 m

Huom. Tuulikuorma on sama myös rakennuksen leveämmässä suunnassa laskettaessa.

Myöhemmissä laskelmissa käytetään tuulen puuskanopeuspaineen ominaisarvoa $q_{p0}(h) = q_p(h) = 0,47 \text{ kN/m}^2$ ja em. pintapaineiden perusteella laskettuja kuvan D- ja E-vyöhykkeiden mukaisia tuulikuormia, $w_{kD} = 0,47 \text{ kN/m}^2$ ja $w_{kE} = 0,24 \text{ kN/m}^2$.

1.5.1 Kokonaistuulivoima voimakertoimia käyttäen

Huom. Kitkan vaikutusta ei tarvitse erikseen huomioida, vaan se sisältyy voimakertoimeen c_f .

Rakennekerroin $c_{sCd} = 1$

Tehollinen hoikkuus $\lambda = 2 \cdot h/b = 2 \cdot 10,0/72,9 = 0,27$

Sivusuhte $d/b = 50,9/72,9 = 0,70$

Voimakerroin $c_f = 1,44$

Maastoluokka 3

Tuulen nopeuspaine $q_p(h) = 0,47 \text{ kN/m}^2$

Rakennukseen *poikkisuunnassa* kohdistuva kokonaistuulivoima $F_w = c_s c_d * c_f * q_p(h) * A_{ref} = 1 * 1,44 * 0,47 * 72,9 * 10,0 = 0,58 * A_{ref} = 493 \text{ kN}$

1.5.2 Kokonaistuulivoima pintapaineiden avulla

Seuraavassa on laskettu esimerkin vuoksi tuulikuorma myös pintapaineita käyttäen. Tällöin kitkan vaikutus pitää huomioida erikseen. *Tällä menetelmällä saatuja tuloksia ei ole käytetty laskelmissa.*

Tuulen kitkakuorma rakennuksen poikkisuunnassa:

$(10,0 * 50,9 * 2 + 72,9 * 50,9) / (10,0 * 72,9 * 2) = 3,2 < 4 \Rightarrow$ poikkisuunnassa kitkan vaikutusta ei tarvitse huomioida.

Tuulen kitkakuorma rakennuksen pituussuunnassa:

$(10,0 * 72,9 * 2 + 72,9 * 50,9) / (10,0 * 50,9 * 2) = 5,1 > 4 \Rightarrow$ pituussuunnassa kitkan vaikutus pitää huomioida.

Kitkakuorman vaikutusalueen pituus $d_{fr} = 72,9 - \min(2 * 50,9), (4 * 10,0) = 32,9 \text{ m}$

Kitkakuorman vaikutusalue seinissä $A_{fr,W} = 10,0 * 32,9 = 329 \text{ m}^2$

Kitkakuorman vaikutusalue katolla $A_{fr,R} = 50,9 * 32,9 = 1675 \text{ m}^2$

Kitkakerroin, seinä $c_{fr,W} = 0,01$

Kitkakerroin, katto $c_{fr,R} = 0,02$

Tuulen nopeuspaine $q_p(h) = 0,47 \text{ kN/m}^2$ (Huom. Yksinkertaisuuden vuoksi käytetään nopeuspaineen perusarvoa)

Kitkakuorma, seinä + katto $F_{cr} = (0,01 * 329 + 0,02 * 1675) * 0,47 = 17,3 \text{ kN}$

Kokonaistuulivoima:

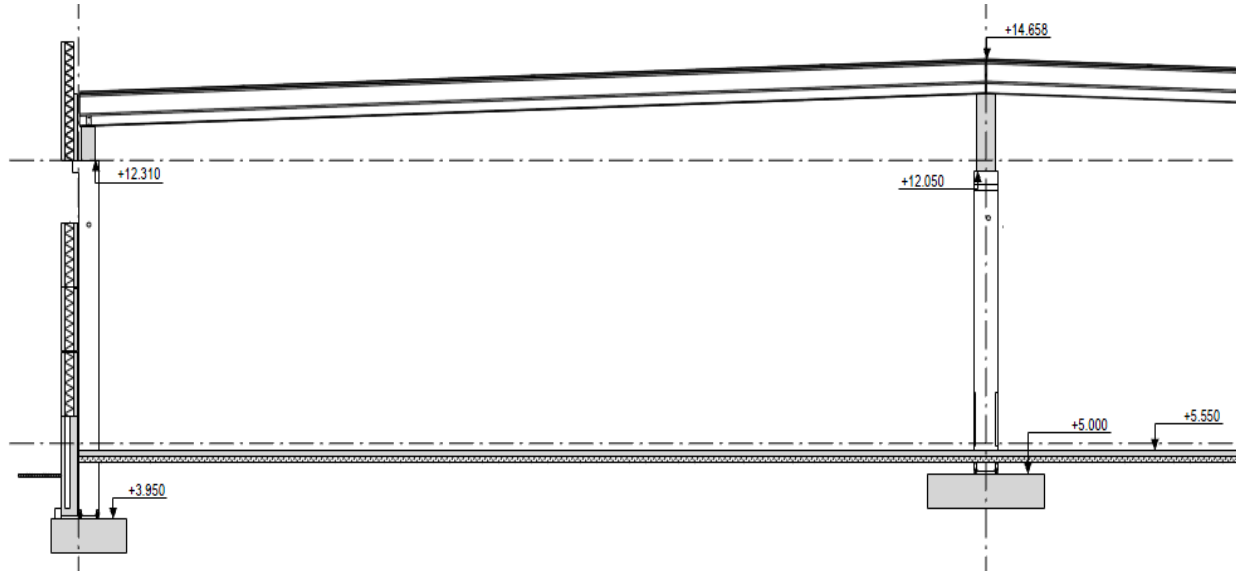
D-vyöhykkeen (tuulen puoli) ominaistuulikuorma: $w_{kD} = 0,47 \text{ kN/m}^2$

E-vyöhykkeen (suojan puoli, imu) ominaistuulikuorma: $w_{kE} = 0,24 \text{ kN/m}^2$

Rakennukseen *poikkisuunnassa* kohdistuva kokonaistuulivoima $F_w = (w_{kD} + w_{kE}) * A_{ref} + F_{cr} = (0,47 + 0,24) * 72,9 * 10,0 + 0 = 0,71 * A_{ref} + 0 = 518 \text{ kN}$

Rakennukseen *pituussuunnassa* kohdistuva kokonaistuulivoima $F_w = (w_{kD} + w_{kE}) * A_{ref} + F_{cr} = (0,47 + 0,24) * 50,9 * 10,0 + 17,3 = 0,71 * A_{ref} + 17,3 = 379 \text{ kN}$

1.6 Rakenteiden omat painot



Yläpohja; kova mineraalivilla 400 mm + käyttöluokan VE80 katerakenne => $g_2 = 0,6 \text{ kN/m}^2$

Ulkoseinä; betoni 120 mm + mineraalivilla 240 mm + betoni 80 mm => $g_w = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Sokkelipalkki; betoni 200 mm + mineraalivilla 220 mm + betoni 90 mm => $g_p = 7,25 \text{ kN/m}^2$

Lattia; betoni 150 mm => $g_f = 3,8 \text{ kN/m}^2$

Lattian alustäyttö; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

1.6.1 Yläpohjan rakenteet

TT-laatta:

Hyötykuorma, lumi + yläpohja + ripustuskuorma = $2,0+0,6+0,2 = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Jänneväli $25,0-0,58/2-0,58/4 = 24,6 \text{ m}$

=> **TT-laatta TEK 3600-145/800 (paino $g_{1,TEK} = 2,6 \text{ kN/m}^2$)**

Keskipalkki:

Hyötykuorma, (lumi + yläpohja + TT-laatta + ripustuskuorma) * kehäväli / 2 * 2 = $(2,0+0,6+2,6+0,2)*25,0 / 2*2 = 135,0 \text{ kN/m}$

Jänneväli $18,0-0,58/2 = 17,7 \text{ m}$

=> **keskipalkki I-1780x580 (paino $g_{1,I} = 260 \text{ kN}$)**

Reunapalkki:

Hyötykuorma, (lumi + yläpohja + TT-laatta + ripustuskuorma) * kehäväli / 2 = $(2,0+0,6+2,6+0,2)*25,0 / 2$

= $67,5 \text{ kN/m}$

Jänneväli $9,0-0,58/2 = 8,7 \text{ m}$

=> **reunapalkki JK-680x380 (paino $g_{1,JK} = 58 \text{ kN}$)**

1.7 Kuormien yhdistely

Lattian hyötykuorman (myös trukku kuorman), tuulikuorman ja katon lumikuorman ψ -kertoimien arvot SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen mukaan. Katon ripustuskuorman ψ -kertoimien arvoina käytetään myös E-luokan arvoja.

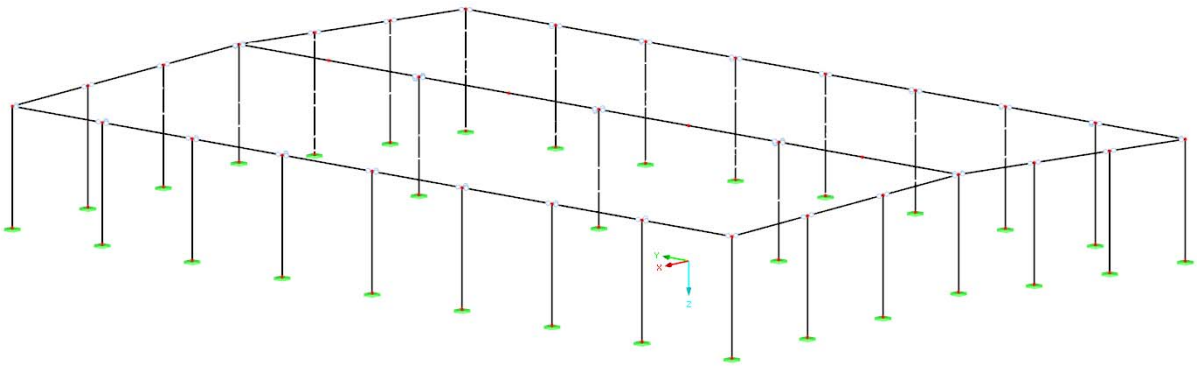
Rakennuksen tai rakenneosien seuraamusluokka ei edellytä korotuksia kuormien ominaisarvoihin.

Suunniteltu käyttöikä (50v) ei edellytä korotuksia luonnonkuormien ominaisarvoihin.

1.7.1 Hyötykuormavähennysten käyttö

Hyötykuormasta ei tehdä vähennyksiä.

2 Rakennuksen lisävaakavoimat



2.1 Normaalivoiman ja momentin ominaisarvot yläpohjalta ja räystäselementiltä pilarin yläpäähän

Keskipilari:

(Yläpohja + TT-laatta) * kehäväli * keskipilariväli [+ I-palkki] =>

$G_{k,1} = (0,6+2,6)*25,0*18,0 + 260 = 1700 \text{ kN}$ (vesikaton kantavat rakenteet, lämmöneristeet, vesieristys ja keskipalkki)

$Q_{k,1} = 2,0*25,0*18,0 = 900 \text{ kN}$ (lumi)

$Q_{k,2} = 0,2*25,0*18,0 = 90 \text{ kN}$ (ripustuskuorma vesikatossa)

Reunapilari:

(Yläpohja + TT-laatta) * kehäväli / 2 * reunapilariväli [+ JK-palkki] =>

$G_{k,1} = (0,6+2,6)*25,0/2*9,0+58 = 418 \text{ kN}$ (vesikaton kantavat rakenteet, lämmöneristeet, vesieristys ja reunapalkki)

$G_{k,2} = 2,75*9*5 = 124 \text{ kN}$ (räystäselementti $h=2750\text{mm}$, $L=9000\text{mm}$)

$M_{k,2} = 124*0,37 = 46 \text{ kNm}$ (momentti räystäselementin epäkeskeisestä tuennasta pilarin yläpäähän)

$Q_{k,1} = 2,0*25,0/2*9,0 = 225 \text{ kN}$ (lumi)

$Q_{k,2} = 0,2*25,0/2*9,0 = 23 \text{ kN}$ (ripustuskuorma vesikatossa)

2.2 Mittaepätarkkuuden vaikutus ja lisävaakavoimat

Vinouden perusarvo $\theta_0 = 1/200$

Rakennuksen korkeus anturan alapinnasta $l = 12,2$ m

Korkeuteen perustuva pienennyskerroin $\alpha_h = 2/\sqrt{12,2} = 0,57 \Rightarrow \alpha_h = 2/3 = 0,67$

Rakennuksen pituussuunnassa keskilinjalla:

Pystyrakenneseosien määrä $m = 5$

Rakenneseosien määrään perustuva pienennyskerroin $\alpha_m = \sqrt{(0,5*(1+1/5))} = 0,77$

Vinous $\theta_1 = 1/200*0,67*0,77 = 1/388$

Lisävaakavoimien ominaisarvot:

$$H_{Gk,1} = G_{k,1} * \theta_1 = 1700 * 1/388 = 4,4 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,1} = Q_{k,1} * \theta_1 = 900 * 1/388 = 2,3 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,2} = Q_{k,1} * \theta_1 = 90 * 1/388 = 0,2 \text{ kN}$$

Rakennuksen pituussuunnassa ulkoseinälinjalla:

Pystyrakenneseosien määrä $m = 9$

Rakenneseosien määrään perustuva pienennyskerroin $\alpha_m = \sqrt{(0,5*(1+1/9))} = 0,75$

Vinous $\theta_2 = 1/200*0,67*0,75 = 1/398$

Lisävaakavoimien ominaisarvot:

$$H_{Gk,1} = G_{k,1} * \theta_2 = 542 * 1/398 = 1,4 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,1} = Q_{k,1} * \theta_2 = 225 * 1/398 = 0,6 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,2} = Q_{k,1} * \theta_2 = 23 * 1/398 = 0,1 \text{ kN}$$

Rakennuksen poikkisuunnassa:

Pystyrakenneseosien määrä $m = 5$ (Lasketaan Lisävaakavoima hallin 18,0 m leveälle lohkolle => kaksi pilari molemmilla ulkoseinillä ja keskipilari => 2+1+2 = 5)

Rakenneseosien määrään perustuva pienennyskerroin $\alpha_m = \sqrt{(0,5*(1+1/5))} = 0,77$

Vinous $\theta_3 = 1/200*0,67*0,77 = 1/388$

Lisävaakavoimien ominaisarvot *keskipilarille*:

$$H_{Gk,1} = G_{k,1} * \theta_3 = 1700 * 1/388 = 4,4 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,1} = Q_{k,1} * \theta_3 = 900 * 1/388 = 2,3 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,2} = Q_{k,1} * \theta_3 = 90 * 1/388 = 0,2 \text{ kN}$$

Lisävaakavoimien ominaisarvot *yhdelle reunapilarille*:

$$H_{Gk,1} = G_{k,1} * \theta_3 = 542 * 1/388 = 1,4 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,1} = Q_{k,1} * \theta_3 = 225 * 1/388 = 0,6 \text{ kN}$$

$$H_{Qk,2} = Q_{k,1} * \theta_3 = 23 * 1/388 = 0,1 \text{ kN}$$

3 Voimasuureiden laskelmat

Halli on laskettu 1-kertaluvun rakenteena oheisen 3D-mallin mukaisesti. Vaadittavat SFS-EN 1992-1-1 mukaiset nimellisjäykkyyteen perustuvat 2. kertaluvun rasitukset saadaan teräsbetonipilarien mitoituksen yhteydessä, ks. luku 4.2.

Huom. Jos analyysi olisi SFS-EN 1992-1-1 mukaan tehty epälineaarinen teräsbetonirakenteen 2. kertaluvun vaikutukset mukaan ottava analyysi, ei 2. kertaluvun vaikutuksia tarvitsisi erikseen laskea.

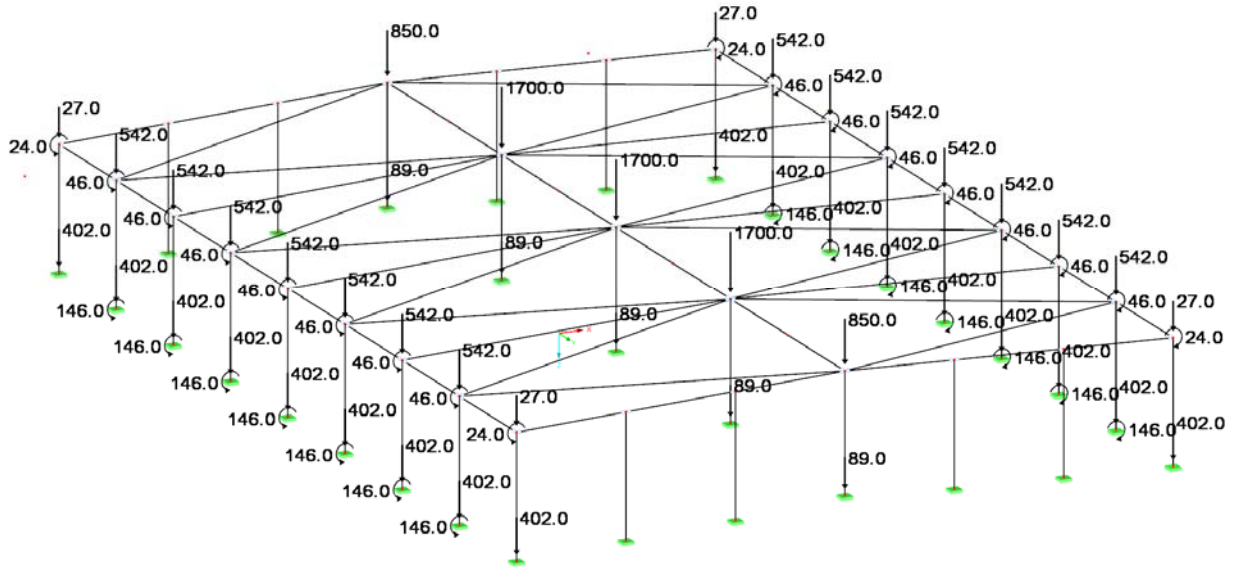
3.1.1 Kuormitustapaukset

Load Case	Load Case Description	EN 1990 SFS Action Category	Self-Weight - Factor in Direction			
			Active	X	Y	Z
LC1	Omapaino	Permanent	<input type="checkbox"/>			
LC2	Tuuli x+	Wind	<input type="checkbox"/>			
LC3	Lumi	Snow - s-k < 2.75 kN/m ²	<input type="checkbox"/>			
LC5	Ripustus	Permanent	<input type="checkbox"/>			
LC6	Hg x+	Permanent	<input type="checkbox"/>			
LC7	Hq x+	Imposed - Category E: storage areas	<input type="checkbox"/>			
LC8	Tuuli y-	Wind	<input type="checkbox"/>			
LC9	Hg y-	Permanent/Imposed	<input type="checkbox"/>			
LC10	Hq y-	Imposed - Category E: storage areas	<input type="checkbox"/>			
LC11		Imposed - Category E: storage areas	<input type="checkbox"/>			

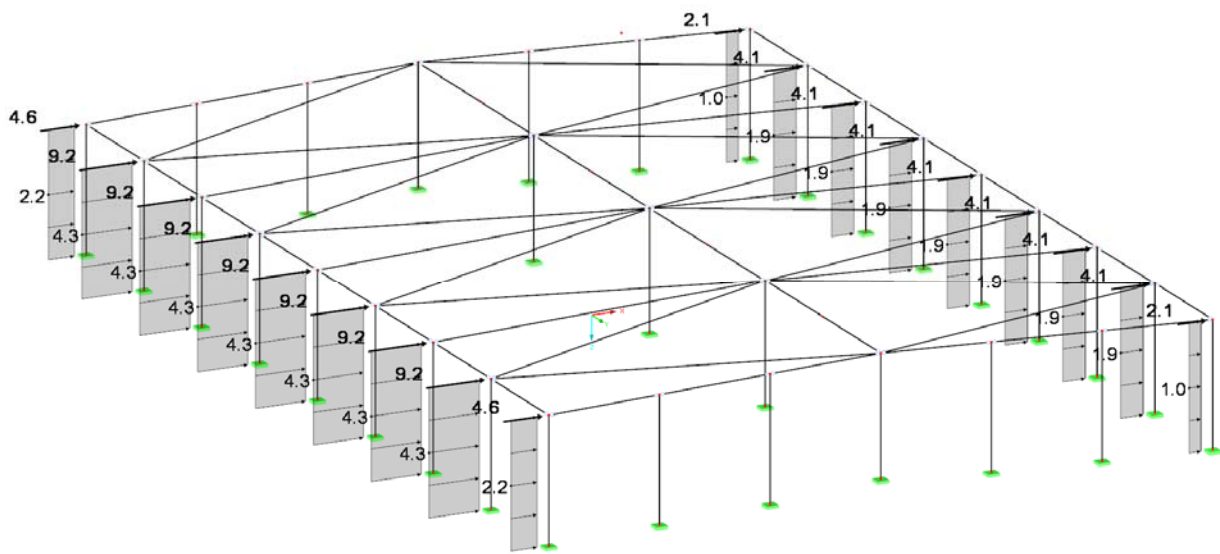
3.1.2 Kuormitusyhdistelmät

Load Combin.	DS	Load Combination Description	No.	Factor	Load Case	
CO1		Tuuli pääasiallinen muuttuva STR	1	1.15	LC1	Omapaino
			2	1.50	LC2	Tuuli x+
			3	1.05	LC3	Lumi
			4	1.50	LC5	Ripustus
			5	1.15	LC6	Hg x+
			6	1.05	LC7	Hq x+
CO2		Lumi pääasiallinen muuttuva kuorma x+	1	1.15	LC1	Omapaino
			2	0.90	LC2	Tuuli x+
			3	1.50	LC3	Lumi
			4	1.50	LC5	Ripustus
			5	1.15	LC6	Hg x+
			6	1.50	LC7	Hq x+
CO3		Pysyvät 1.35 STR	1	1.35	LC1	Omapaino
			2	1.35	LC6	Hg x+
CO4		SLS pitkä aikaisyhdistelmä	1	1.00	LC1	Omapaino
			2	0.20	LC3	Lumi
			3	1.00	LC6	Hg x+
			4	0.20	LC7	Hq x+
CO5		Lumi pääasiallinen muuttuva kuorma y-	1	1.15	LC1	Omapaino
			2	1.50	LC3	Lumi
			3	1.50	LC5	Ripustus
			4	0.90	LC8	Tuuli y-
			5	1.15	LC9	Hg y-
			6	1.50	LC10	Hq y-
CO6		Tuuli pääasiallinen muuttuva y-	1	1.15	LC1	Omapaino
			2	1.50	LC2	Tuuli x+
			3	1.05	LC3	Lumi
			4	1.50	LC5	Ripustus
			5	1.15	LC9	Hg y-
			6	1.05	LC10	Hq y-

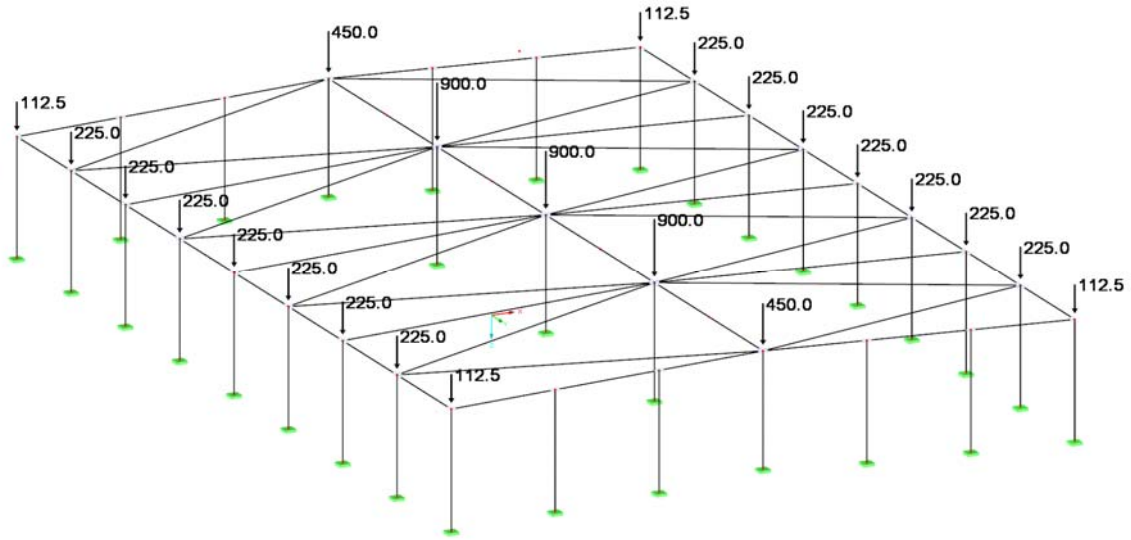
3.1.3 Kuormitukset



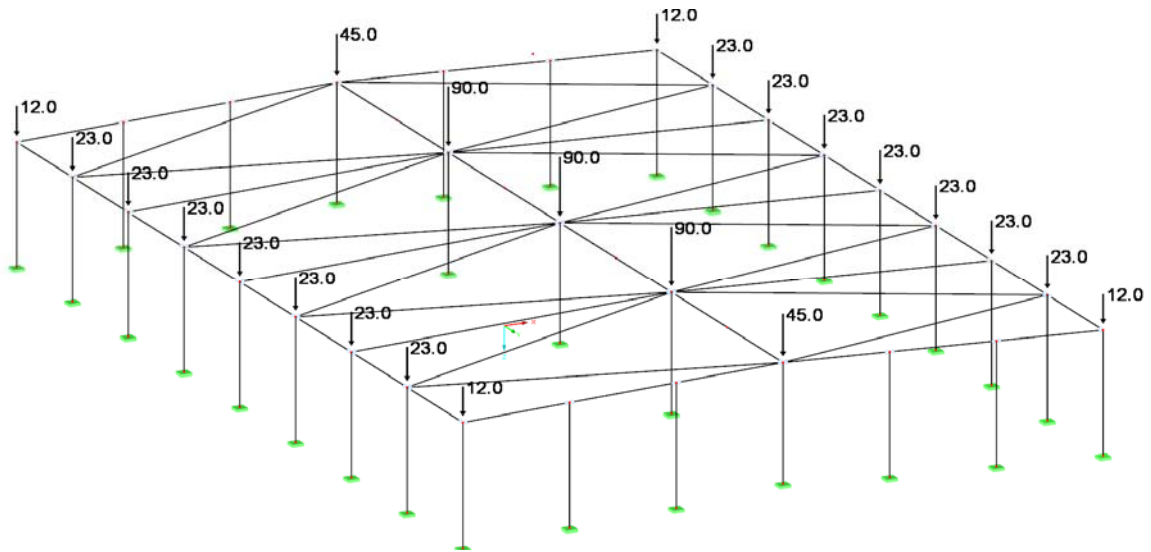
Omapaino



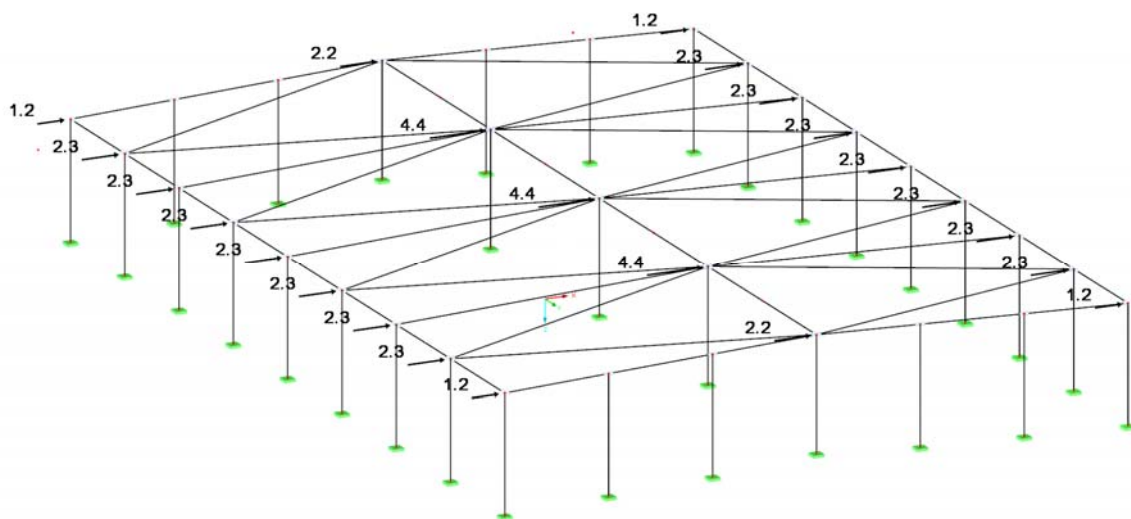
Tuuli poikisuuntaan



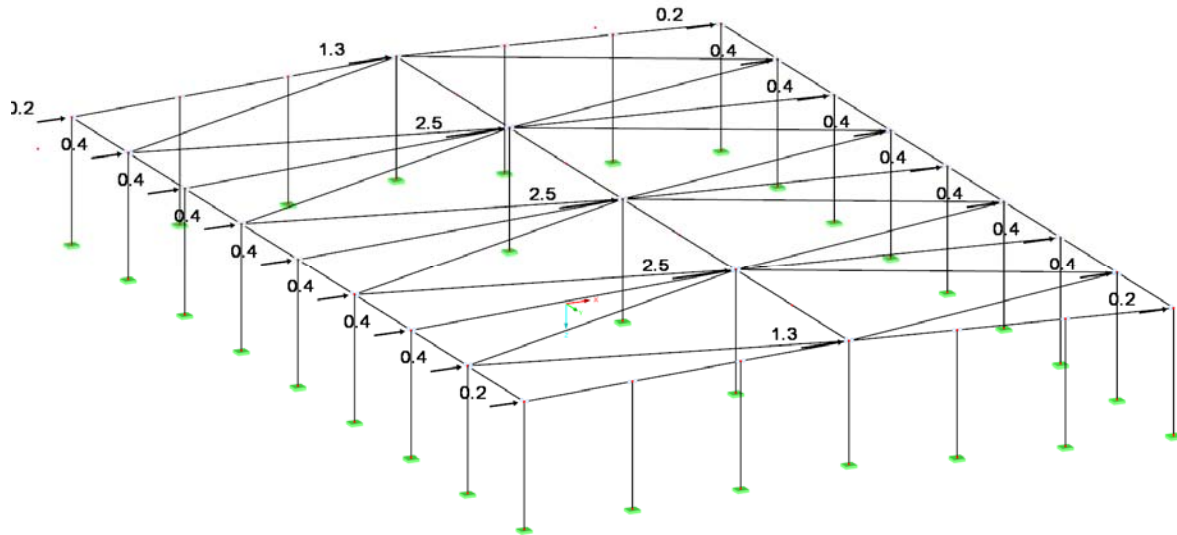
Lumikuorma



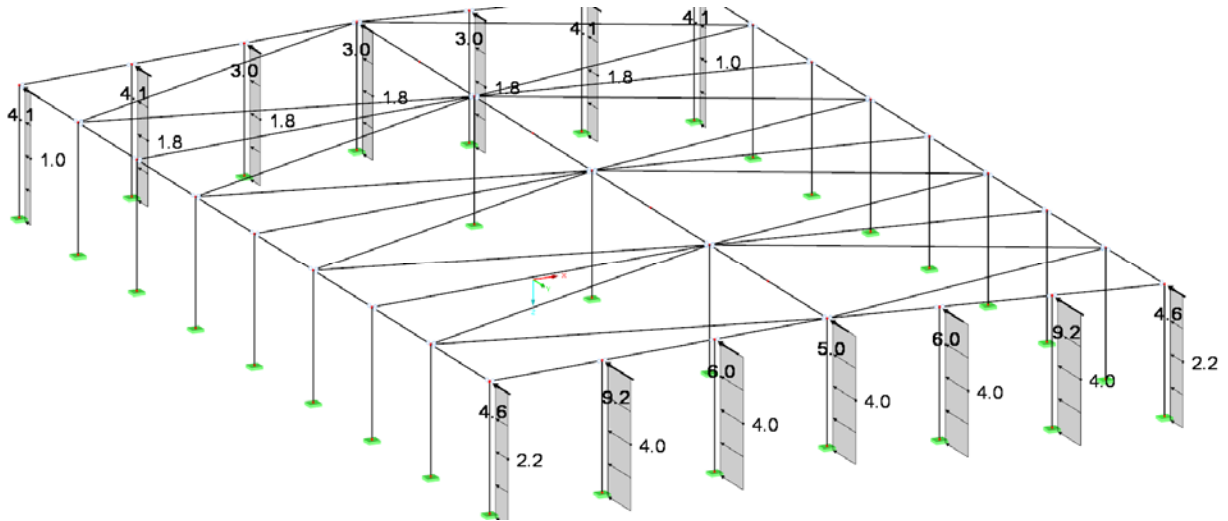
Ripustuskuormat



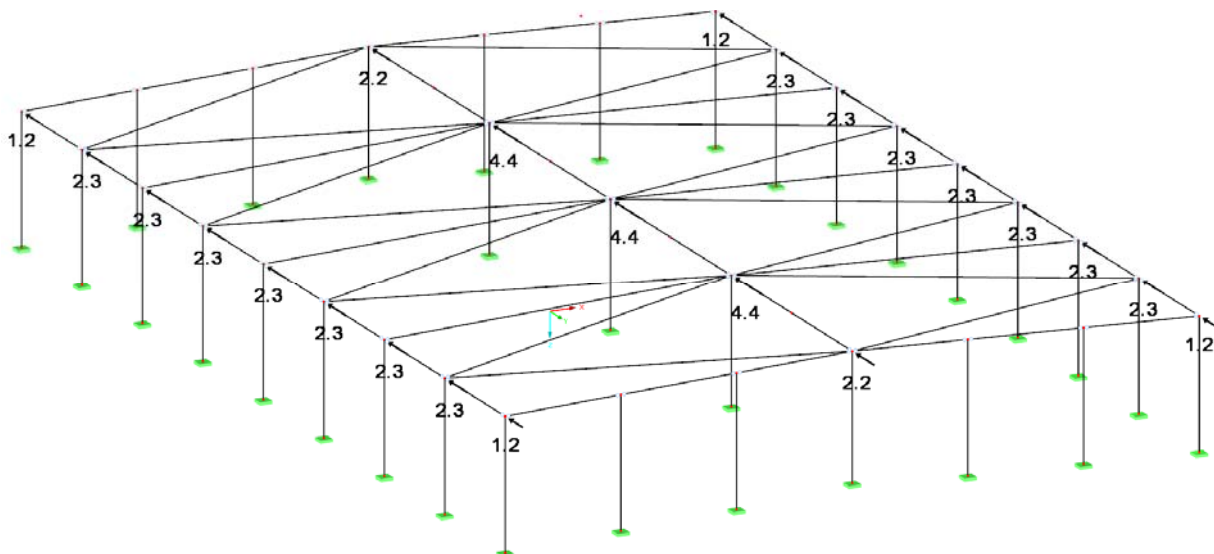
Lisävaakavoimat $H_{g,x+}$



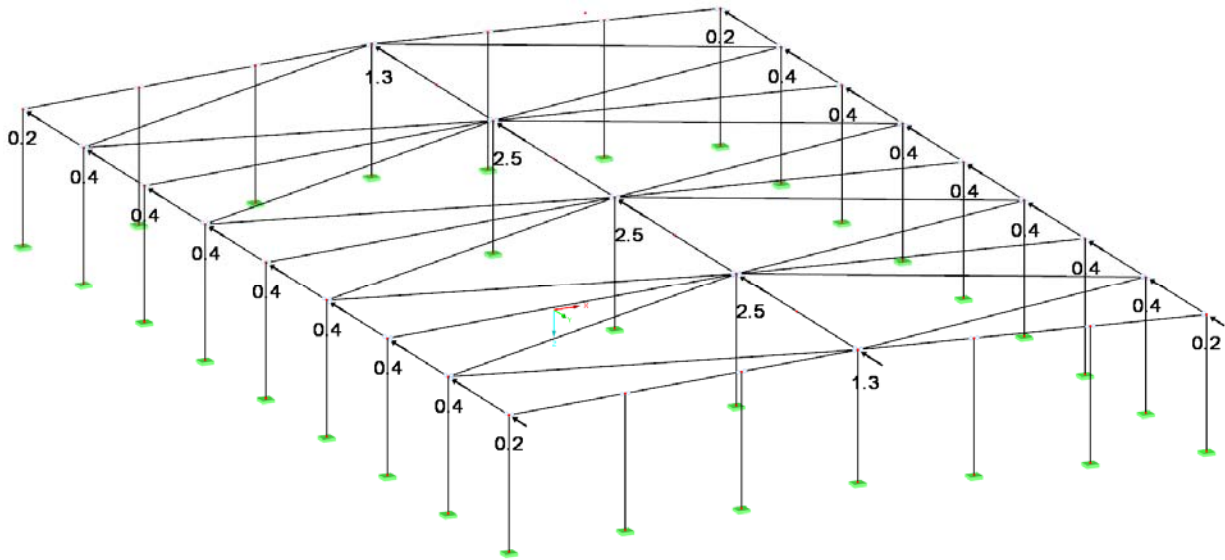
Lisävaakavoimat H_{qx+}



Tuuli pituussuuntaan



Lisävaakavoimat H_{gy-}

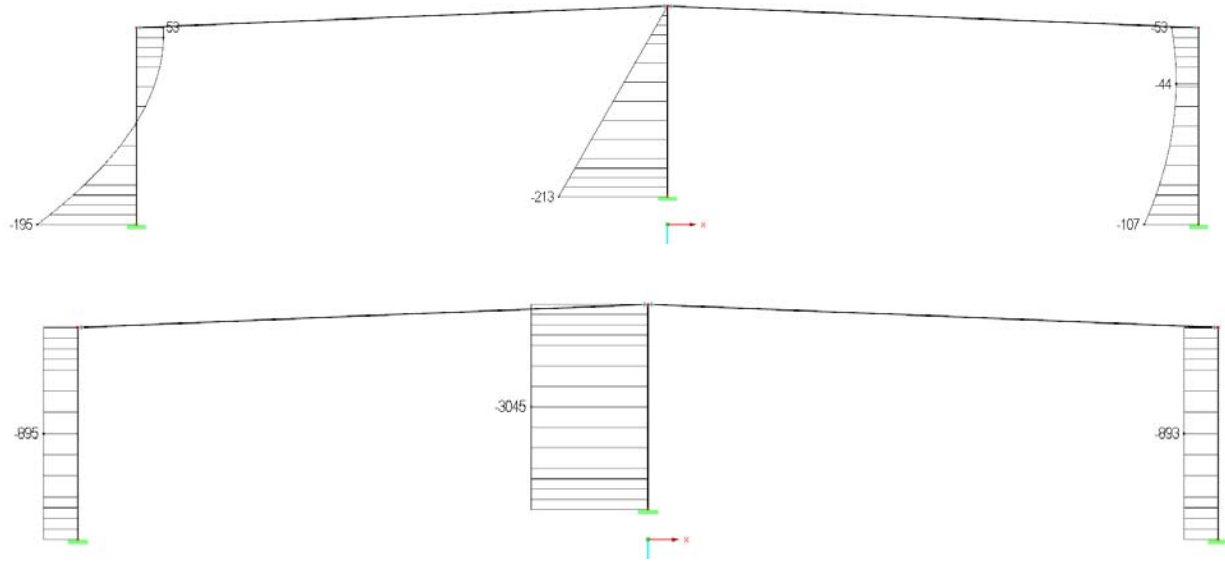


Lisävaakavoimat H_{qy}

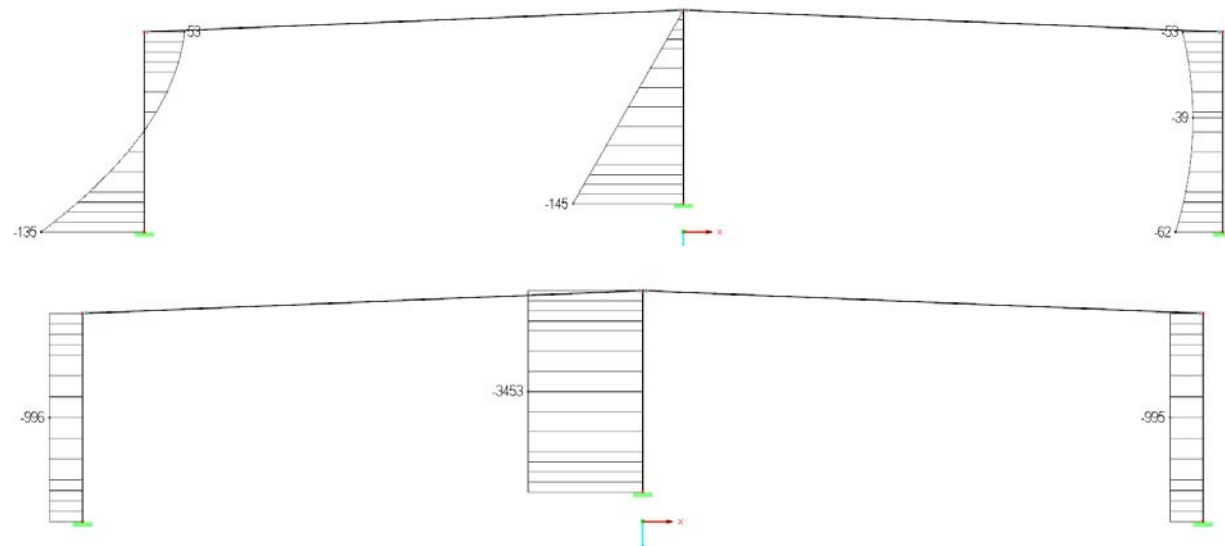
3.1.4 Lasketut voimasuureet

Seuraavassa esitetään hallin poikkisuunnan mitoitusvoimasuureet kahdesta kuormitusyhdistelmästä.

Tuuli pääasiallinen muuttuva kuorma



Lumi pääasiallinen muuttuva kuorma



4 Rakenneosien mitoitus

4.1 Yläpohjan rakenneosat

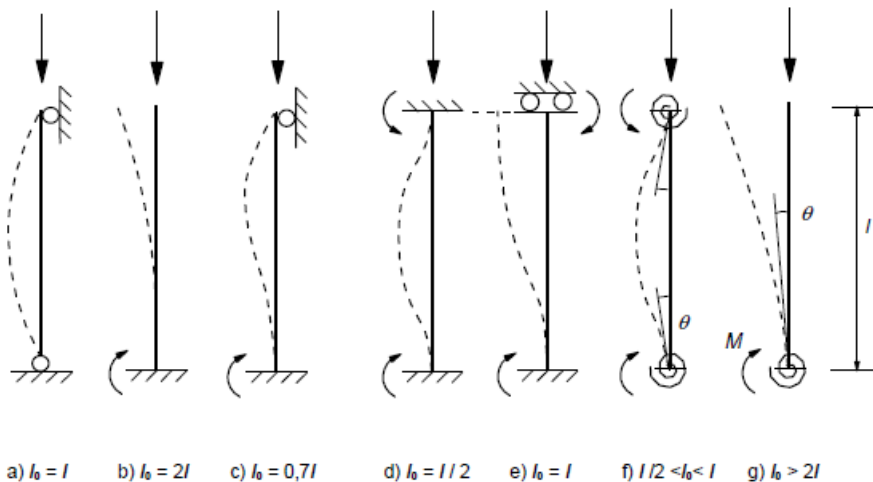
Yläpohjan jännebetonirakenteiden mitoitus tehdään tuoteosatoimittajan toimesta (TT-laatta, keskilinjän I-palkki ja ulkoseinälinjan sk-palkki). Alustava mitoitus on esitetty luvussa 1.6.1.

4.2 Pilarit

Määräyvät 1. kertaluvun rasiutukset rakenneaskelmista, ks. luku 3.

Rakenteen 1. kertaluvun laskennassa kehämallin pilaripituudet (reunapilari 9,05m ja keskipilari 8,85m) ovat anturan yläpinnasta palkin yläpintaan, mutta 2. kertaluvun tarkasteluissa ja tehollispituuden tarkastelussa käytetään pilarelementin todellista pituutta (reunapilari 8,45m ja keskipilari 7,05m), ja pilarin yläpäähän asetetaan kehälaskennasta saatu pilarin todellisen yläpäähän kohdalla oleva momentti.

Huom. SFS-EN 1992-1-1 luvun 5.8.3.2 kohdan (3) HUOM mukaan säännöllisten kehien puristussauvan (pilarin) nurjahduspituus pitää laskea tapauksen g mukaan (ei tapauksen b) ja alapään kiertymäjoustavuuden k_2 -arvo pitää olla vähintään 0,1.



4.2.1 Keskipilari

Huom. Pilarin poikkileikkausmitat määrittää käytännössä keskipalkin leveys ja keskipalkkien liitos.

Pilarin todellinen pituus anturan yläpinnasta palkin alareunaan: $L_{\text{tod}} = 7050 \text{ mm}$.

Laskentavoimasuuret FEM-laskennasta 1-kertaluku:

poikkisuunta: $N_{d1,w} = 3145 \text{ kN}$, $M_{d02,w} = 213 \text{ kNm}$, $M_{d01,w} = 43 \text{ kNm}$ Tuuli määräävä.

$N_{d1,s} = 3453 \text{ kN}$, $M_{d02,s} = 145 \text{ kNm}$, $M_{d01,s} = 29 \text{ kNm}$ Lumi määräävä.

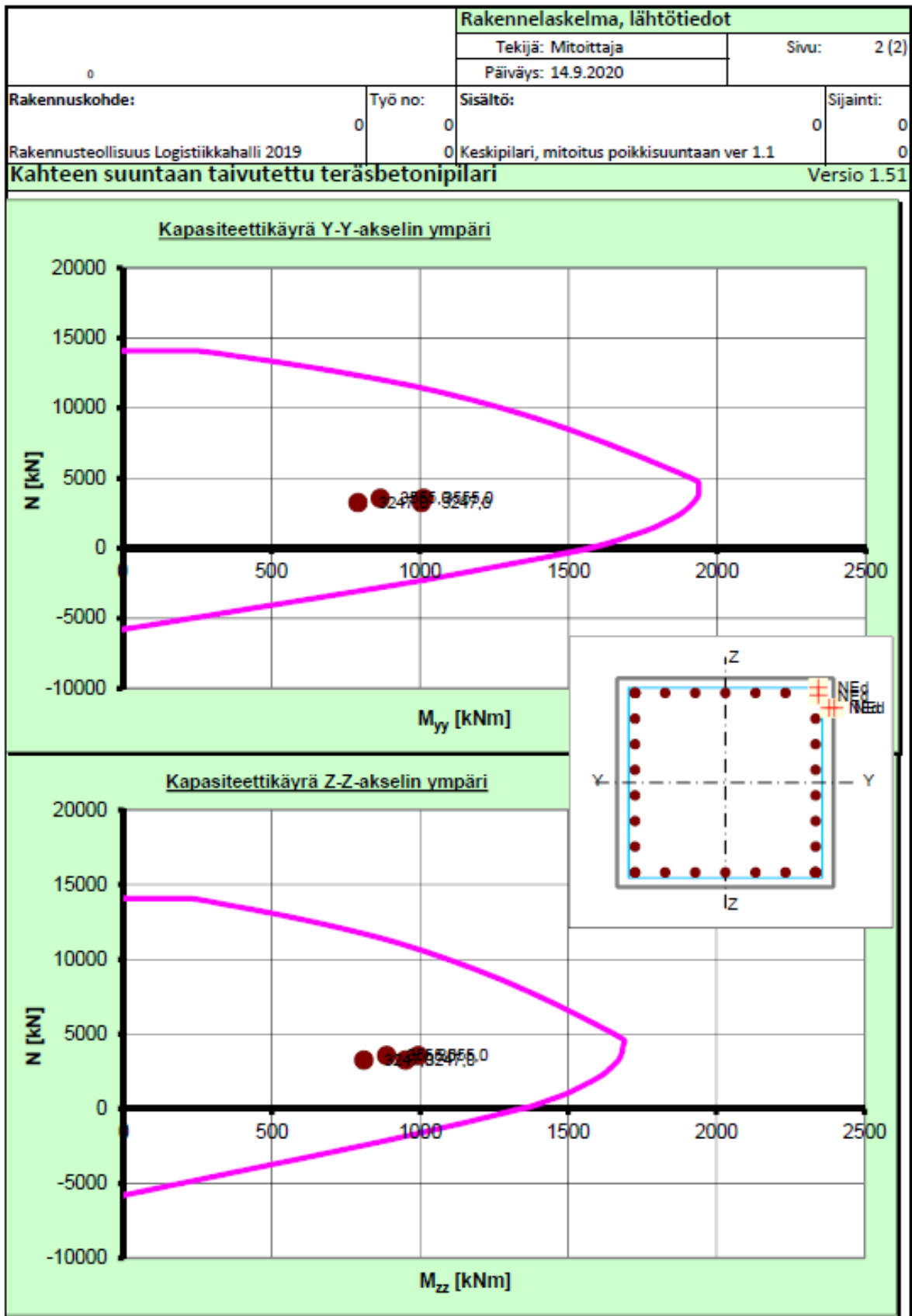
Huom. M_{d01} -momentti on momentti pilarin yläpäässä (palkin ja pilarin liittymäkohdassa).

pituussuunta: $N_{d1,w} = 3145 \text{ kN}$, $M_{d02,w} = 141 \text{ kNm}$, $M_{d01,w} = 29 \text{ kNm}$ Tuuli määräävä.

$N_{d1,s} = 3453 \text{ kN}$, $M_{d02,s} = 107 \text{ kNm}$, $M_{d01,s} = 22 \text{ kNm}$ Lumi määräävä.

=> keskipilari P-580x680 C40/50 (paino $g_{1,jk} = 89 \text{ kN}$) Pilarin kuormitukseen on laskelmassa lisätty pilarin omapaino, koska voimasuurelaskenta on tehty ilman rakenteiden omaa painoa.

		Rakennelaskelma, lähtötiedot						
		Tekijä: Mitoittaja	Sivu: 1 (2)					
		Päiväys: 14.9.2020						
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:					
Rakennusteollisuus Logistiikkahalli 2019		Keskipilari, mitoitus poikkisuuntaan ver 1.1						
B3 Kahteen suuntaan taivutettu teräsbetonipilari			Versio 1.51					
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011								
Olosuhdetekijät:		Poikkileikkauksen mitat:						
Rasitusluokka =	XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Korkeus, H = 680 mm					
Suun. käyttöikä =	50 vuotta		Leveys, B = 580 mm					
RH =	40 %	Kuiva ilma						
t ₀ =	28	d						
t =	36500	d						
Materiaalit:		Pilarin pituus ja nurjahduskertoimet:						
Rakenneluokka =	1	Pilarin pituus, L =	7050 mm					
Betoni =	C40/50	μ _{YY} =	2,20 Nurjahduskertoin, Y-Y					
Betoniteräs f _{yk} =	500 MPa	μ _{ZZ} =	2,20 Nurjahduskertoin, Z-Z					
		Betonipeitteen nimellisarvo ja max. raekoko: Betonipeite, c = 25 mm ΔC _{dev} = 10 mm Max raekoko, d _g = 16 mm						
		Rauditus: Ø _{main} = 25 mm teräsriv. h sivulla = 8 = n _h teräsriv. b sivulla = 7 = n _b Ø _{haat} = 10 mm s = 300 mm						
Tarkistukset, Tulokset ja Maksimikäyttöasteet:								
A _g =	12762,7 mm ²							
A _{s,min} =	788,8 mm ²							
A _{s,max} =	23664,0 mm ²							
c _{nom} =	25 mm							
a _{min} =	25 mm							
Ø _{haat,min} =	6,25 mm							
s _{cl,max} =	375 mm							
		Y-Y-akselin ympäri [kNm]	Z-Z-akselin ympäri [kNm]					
		M _{Ed,yy}	M _{Ed,zz}					
		M _{Rd,yy}	M _{Rd,zz}					
		Vinotaivutus (Eq 5.39)						
		Tapaus 1	1005,3					
		Tapaus 2	1012,5					
		Tapaus 3	792,3					
		Tapaus 4	867,5					
		1919,3	810,6					
		1929,8	1669,6					
		1919,3	1676,9					
		994,5	0,95					
		994,5	0,99					
		994,5	0,92					
		994,5	0,97					
			OK					
			OK					
			OK					
			OK					
φ(t, t ₀) =	1,89	i _{yy} =	196,3					
		i _{zz} =	167,4					
		λ _{yy} =	79,0					
		λ _{zz} =	92,6					
		L _{0,yy} =	15510,0 mm					
		L _{0,zz} =	15510,0 mm					
Ensimmäisen kertaluvun voimasuureet (sisältää pilarin oman painon):								
Voimasuureet sisältävät 2-kertaluvun vaikutukset : Ei		Rakenne on:						
Huomioi mittaepätarkkuudet: Z-Z suunnassa		Sivusiirtävä(mastopilari) Z-Z suunnassa						
		Sivusiirtävä(mastopilari) Y-Y suunnassa						
Murtorajatilan voimasuureet pilarin päissä								
Puristus = (+)	Yläpää (top)		Alapää (btm)		KRT Pitkäaikaisen ja MRT Momentin suhde		Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin	
Veto = (-)	M _{Oyy,top}	M _{Ozz,top}	M _{Oyy,btm}	M _{Ozz,btm}	(M _{OEqp} /M _{OEd}) _{yy}	(M _{OEqp} /M _{OEd}) _{zz}	C _{yy}	C _{zz}
N _{Ed} [kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]				
Tapaus 1	3247	43	0	213	0	0,10	9,9	9,9
Tapaus 2	3555	29	0	145	0	0,10	9,9	9,9
Tapaus 3	3247	0	29	0	141	0,10	9,9	9,9
Tapaus 4	3555	0	22	0	107	0,10	9,9	9,9



4.2.2 Reunapilari

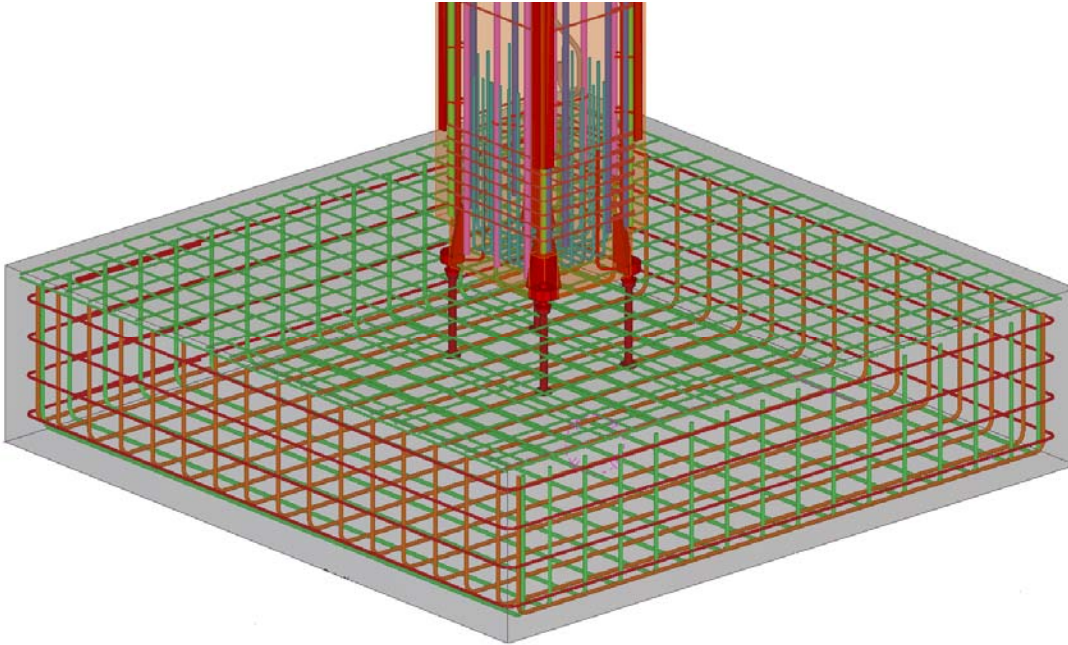
Pilarin todellinen pituus anturan yläpinnasta palkin alareunaan: $L = 8360 \text{ mm}$

poikkisuunta: $N_{d1,w} = 895 \text{ kN}$, $M_{d02,w} = 195 \text{ kNm}$, $M_{d01,w} = -52 \text{ kNm}$ (1.kertaluvun momentit)

$N_{d1,s} = 996 \text{ kN}$, $M_{d02,s} = 135 \text{ kNm}$, $M_{d01,s} = -49 \text{ kNm}$ (1.kertaluvun momentit)

=> reunapilari P-580x480 C40/50 (paino $g_{1,jk} = 63 \text{ kN}$) (Mitoitusta ei esitetty)

4.3 Antura



4.3.1 Keskipilarin antura

Määrittävät rasitukset pilarilaskennasta, ks. luku 4.2.

Pilarin mitoituskuormat poikkisuunta: $N_{d1} = 3555 \text{ kN}$, $M_{d1} = 1013 \text{ kNm}$ (2. kertaluvun momentti)

Pilarin mitoituskuormat pituussuunta: $N_{d2} = 3555 \text{ kN}$, $M_{d2} = 994 \text{ kNm}$ (2. kertaluvun momentti)

Anturan oletuskoko: $3,3 \times 3,3 \times 1,0 \text{ m}^3$

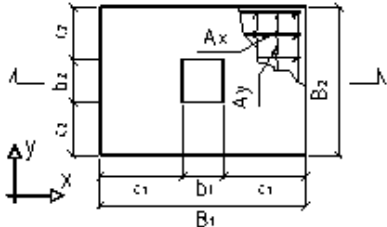
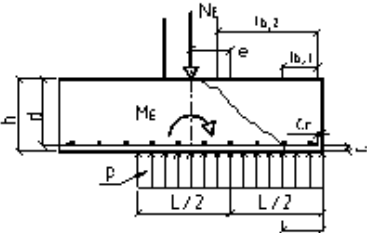
Kuormat lattialta ja lattian hyötykuorma sekä täyttö:

Laatta $N_{gd1} = 1,15 \times 0,15 \times 25 = 4,31 \text{ kN/m}^2$ $N_{k1} = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Täyttö 0,4m $N_{gd2} = 1,15 \times 0,4 \times 20,0 = 9,20 \text{ kN/m}^2$ $N_{k2} = 8 \text{ kN/m}^2$

Hyöty $N_{qd1} = 7,5 \text{ kN/m}^2$

=> keskipilarin antura $B \times L \times H = 3300 \times 3300 \times 1000$ 16+16T20 C30/37

		Rakennelaskelma, lähtötiedot			
		Tekijä: Mitoittaja		Sivu: 1 (1)	
		Päiväys: 16.7.2019			
Rakennuskohde:		Työ no:		Sisältö:	
Betoniteollisuus 2019 Logistikkahalli				Keskipilarin antura, poikkisuunta	
B19 Maanvarainen pilariantura				Versio 1.7	
Toteutettu SKOL Eurocode-laskenta pohjahankkeessa 2008-2011					
Materiaalit:		Maanvarainen antura:		Lähtötiedot OK	
Betoni = C30/37		B ₁ = 3300 mm x-suunta			
Karbonisoituminen = XC2		B ₂ = 3300 mm y-suunta			
Kloridirasitus = -		h = 1000 mm			
Kemiallinen rasitus = -		c = 50 mm d _x = 940			
Käyttöikä = 50		c _r = 50 mm d _y = 920			
Halkeiluraja = 0,3 mm		h _p = mm			
Betoniteräs = B500B		b ₁ = 580 mm x-suunta			
		b ₂ = 680 mm y-suunta			
Pääteräks:					
Teräs T _{sx} (A _x) = 20 mm		Terästen ylöstaivutus, d _n = 300 mm			
d/c _x = 200 mm		Ankkurointitapa = Taivutettu teräs			
Teräs T _{sy} (A _y) = 20 mm		Ankkurointiolosuhteet = Hyvät			
d/c _y = 200 mm					
Geotekninen kantavuus					
Kantokestävyys R _d /A = 500 kN/m ²		Tehokas kitkakulma φ = 38		γ _{R,H} = 1,1 liukuminen	
		γ _φ = 1,25			
					
Tarkistukset ja tulokset: A [mm ²], F [kN], M [kNm], V [kN]				Laskenta täyttää vaatimukset!	
B1 (x) suunta: y-akselin ympäri	Pohjapaine:	R _d /A = 500	p _{Ed,x} = 420	84 %	
	Raudoitus:	A _{s,vaad} = 3181	A _{s,vaalitu} = 5341	60 %	
		A _{s,max} = 198000	A _{s,min} = 4672		
	Ankkurointi:	l _{bd,1} = 306	l _{bd,2} = 473		
	Laskettu halkeamaleveys:	w _{k,x} = 0,22	M _{y,Ek} =	kNm	
	Halkeamaväli:	s _{r,max} = 658	Poikkileikkaus ei halkeile		
	Halkeilukapasiteetti:	M _k /M _{cr}			
	Lävistys:	V _{Ed,Lx} = 1408	V _{Rd,x} = 1737	81 %	
Liukuminen	H _{Ed} = 21	H _{Rd} = 1052	2 %		
B2 (y) suunta: x-akselin ympäri	Pohjapaine:	R _d /A = 500	p _{Ed,y} = 418	84 %	
	Raudoitus:	A _{s,vaad} = 2998	A _{s,vaalitu} = 5341	56 %	
		A _{s,max} = 198000	A _{s,min} = 4573		
	Ankkurointi:	l _{bd,1} = 302	l _{bd,2} = 446		
	Laskettu halkeamaleveys:	w _{k,y} = 0,28	M _{y,Ek} =	kNm	
	Halkeamaväli:	s _{r,max} = 485	Poikkileikkaus ei halkeile		
	Halkeilukapasiteetti:	M _k /M _{cr}			
	Lävistys:	V _{Ed,Ly} = 1435	V _{Rd,y} = 1733	82 %	
Liukuminen	H _{Ed} = 11	H _{Rd} = 1052	1 %		

4.4 Sokkelipalkki

Sokkelipalkki (sisäkuori $H*B = 2335*200$) mitoitetaan erikseen pysty- ja vaakakuormille.

Pystykuormille sokkelipalkki mitoitetaan omalle painolle ja puolelle kahden ensimmäisen seinäelementin ($H = 3000$) painosta, kun paino on pistekuormana keskellä palkkia. Tällä ennakoidaan hallin käyttötarkoituksen muutosta, jolloin seinään tehdään uusia aukkoja.

Sokkelipalkin omapaino: $g_k = (2,335*(0,075+0,20) + 0,38*0,16) *25 = 17,6 \text{ kN/m}$

Seinäelementin paino: $G_k = 9,0*3,0*(0,12+0,08) *25/2 = 67,5 \text{ kN}$



Palkin mitoitusvoimasuureet:

$M_d = 405 \text{ kNm}$, $V_d = 146 \text{ kN}$ (kuormituksen varmuuskerroin tässä 1.35)

$M_k = 300 \text{ kNm}$, $V_k = 108 \text{ kN}$ (kaikki krt-yhdistelmät)

Palkin toimiva korkeus oven kohdalla on $H=1550\text{mm}$ (oviaukko katkaisee sokkelipalkin yläosan).

=> **6T12 + H T8 k250 C30/37** sisäkuori

Vaakakuormille sokkelipalkki mitoitetaan sisäpuolisen maan täytöstä ja tiivistämisestä sekä lattian hyötykuormasta aiheutuvalle maanpaineelle. Viivakuorma maanpaineesta $P_d = 13,6 \text{ kN/m}$ ja $P_k = 11,3 \text{ kN/m}$. Maanpaineelle mitoitettaessa käytetään hyväksi sokkelipalkin koko palkin levyistä 380mm korkeaa alaosaa ($h*b = 440*380 \text{ mm}$).

$M_d = 121 \text{ kNm}$, $V_d = 58 \text{ kN}$

$M_k = 101 \text{ kNm}$, $V_k = 47 \text{ kN}$

=> **5T20 + H T8k200 C30/37** (Mitoitusta ei esitetty tässä)

Sokkelipalkista anturalle:

Sokkelipalkin kokonaispituus $L=8980\text{mm}$.

$G_k = 8,98* 17,6 = 158 \text{ kN}$ $M_k = 158*0,406 = 64 \text{ kNm}$ (sokkelipalkki epäkeskisesti anturan päällä).

Seinästä (seinän paino) sokkelipalkin kautta anturalle:

Kuormittavan seinän korkeus $h=4,5 \text{ m}$

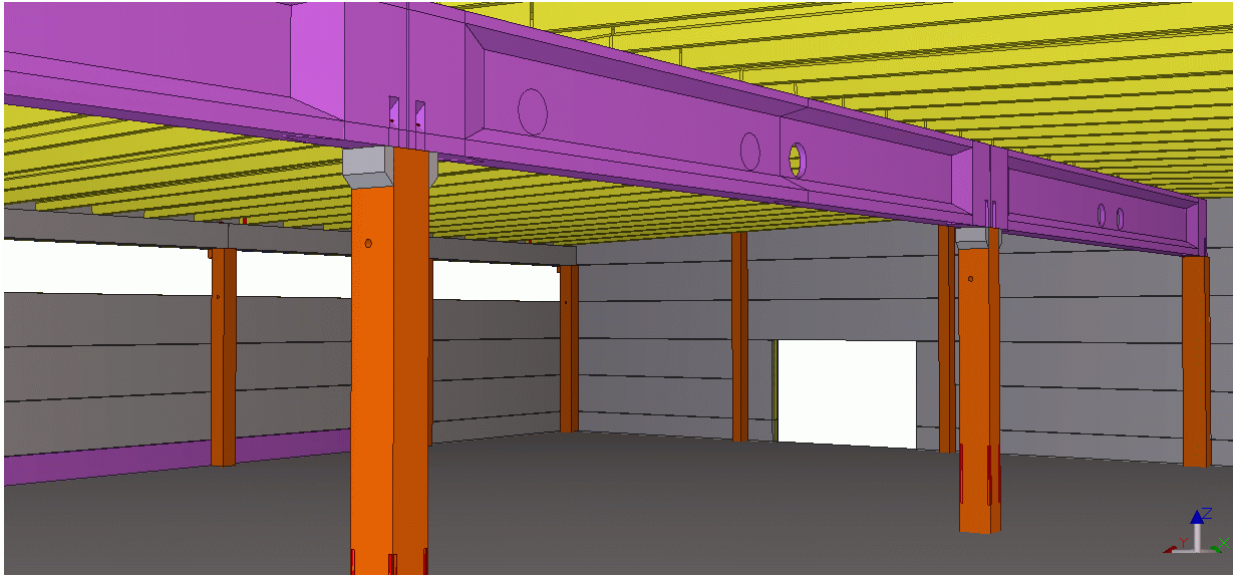
$G_k = 8,98*4,5*5,0 = 202 \text{ kN}$ $M_k = 202*0,406 = 83 \text{ kNm}$

		Rakennelaskelma	
		Tekijä:	Sivu: 1 (3)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ nro:	Sisältö:	Sijainti:
Betoniteollisuus 2019 Logistiikkarakennus		Sokkelipalkki, pystykuormille	
B6 Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus		Versio 1.54	
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2011			
Geometria			
Palkin kokonaispituus	$L_{tot} =$	8650 mm	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 20px;"> </div> <div> <p>Valitse rakennemalli:</p> </div> </div> <p style="color: blue; font-size: small;">HUOM! Palkin rasitusten laskennassa käytetyn rakennemallin tulee vastata yllä valittua rakennemallia.</p>
Viisteet		0 mm	
Tukipinnan pituus	$t =$	200 mm	
Korkeus	$h =$	1550 mm	
Leveys	$b =$	200 mm	
Jänneväli	$L =$	8450 mm	
Poikkileikk. pinta-ala	$A_c =$	310000 mm ²	
Poikkileikkauksen piiri		3500 mm	
Rasitukset			
MRT laskentamomentti	$M_d =$	405,0 kNm	HUOM! Taivutusmomenttien ja leikkauvoiman arvot tulee määrittää erikseen standardien ja ohjeiden mukaisesti.
MRT laskentaleikkauvoima	$V_{Ed} =$	146,0 kN	
KRT laskentamomentti, om.tai tav.yhdistelmä	$M_{k1} =$	300,0 kNm	
KRT laskentamomentti, pitkäaikaisyhdistelmä	$M_{k2} =$	300,0 kNm	
Onko M_{k2} yhdistelmässä lyhytaikaiskuormia:		ei	
Lyhytaikaiskuorman osuus:		0 %	
Kuormitusyhdistelmän valinta:		Pitkäaikais	
Käyttörajan laskentamomenttien suhde:	$\eta_1 =$	1,00	
Materiaali ja ympäristö			
Rakenneluokka	2	Kiviaineen maksimi raekoko	$d_g =$ 16 mm
Betonin lujuus	C30/37	Ympäristön suhteellinen kosteus	RH = 60 %
Sementtilaji	N	Betonin ikä tarkasteluajankohtana	$t =$ 50000 vrk
Rauditus	B500B	Betonin ikä kuorman alkaessa	$t_0 =$ 28 vrk
Rasitusluokka	XC2	Sallittu mittapoikkeama	$\Delta c_{dev} =$ 10 mm
Suunnitteluikä	50 vuotta	Betonipeitteen vähimmäisarvo	$c_{min} =$ 20 mm
Haihtumiselle altis piiri =u=	1450 mm	Betonipeitteen nimellisarvo	$c_{nom} =$ 30 mm
		Betonipeite haan pintaan	$c =$ 30 mm
$f_{ck} =$ 30,00 MN/m ²	$f_{cm} =$ 38,00 MN/m ²	$f_{cd} =$ 17,0 MN/m ²	
$f_{ctm} =$ 2,90 MN/m ²	$f_{ctk} =$ 2,03 MN/m ²	$f_{ctd} =$ 1,35 MN/m ²	
$f_{ctm,fl} =$ 2,90 MN/m ²	$f_{yd} =$ 434,78 MN/m ²	$\epsilon_{cu2} =$ 3,50 ‰	
$f_{yk} =$ 500,00 MN/m ²	$\lambda =$ 0,80	$\varphi(t, t_0) =$ 1,96	
$E_{cm} =$ 32837 MN/m ²	$\eta_2 =$ 1,00	$E_{c,eff} =$ 11110 MN/m ²	
$E_s =$ 200000 MN/m ²		$\epsilon_{sd} =$ 2,17 ‰	

		Rakennelaskelma				
		Tekijä:	Sivu: 2 (3)			
		Päiväys:				
Rakennuskohde:	Työ nro:	Sisältö:	Sijainti:			
Betoniteollisuus 2019 Logistiikkarakennus		Sokkelipalkki, pystykuormille				
Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus		Versio 1.54				
Raudoitus		HUOM! Puristusteräksien määrä tulee asettaa lähtökohtaisesti nolllaksi.				
	Puristusteräksiset	Φ_c [mm]	n_c [kpl]	A_{sc} [mm ²]	d_c [mm]	
		10	0	0	0	
	Veto-teräksiset	Rivi	Φ_1, Φ_2 [mm]	n_1, n_2 [kpl]	A_{s1}, A_{s2} [mm ²]	d_1, d_2 [mm]
	Ylärivi	2	12	2	226	1474
	Alarivi	1	12	4	452	1506
				679	1495	= A_s = d_{kesk}
$e_{vv} = \max[20; d_g+3; \Phi_1] =$	20	mm				
$e_1 = (c+\Phi_h+(\Phi_1/2)) =$	44	mm				
$e_2 = e_1+(\Phi_1/2)+e_{vv}+(\Phi_2/2) =$	76	mm				
$d_c = (c+\Phi_h+(\Phi_c/2)) =$	0	mm				
Haat	$\Phi_h =$	8	mm	Hakojen suuntakulma	$\alpha_h =$ 90 deg	
Leikkeiden määrä	$n_h =$	2	kpl	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$	$\cot \theta =$ 1,5	
Hakojen jakoväli	$s_h =$	250	mm	Leikkausraudoitus	$A_{sw} =$ 101 mm ² /haka	
					$A_{sw,tot} =$ 402 mm ² /m	
		Tarkista paloluokkavaatimusten toteutuminen (e_1)!				
Taivutuskestävyys						
$\omega = (A_s f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{cd}) =$	0,058	$\mu = \omega (1 - d_c/d) - \beta_c (\beta_c/2 - d_c/d)$				
$\omega_c = (A_{sc} f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{cd}) =$	0,000	$\mu =$	0,056			
$\beta_c = \omega - \omega_c =$	0,058	$A_{s,min} = (0,26 f_{ctm} d b) / f_{yk} > 0,0013 b d$				
$\beta_b = \lambda \epsilon_{cu2} / (\epsilon_{cu2} + (f_{yk} / E_s)) =$	0,467	$A_{s,min} =$	450 mm ²			
$\chi = \beta_c d / \lambda =$	108,5	$M_{pl,Rd} = \mu b d^2 \eta_2 f_{cd} =$	428,4 kNm			
$\epsilon_{sc} = \epsilon_{cu} (1 - (d_c/\chi)) =$	0,00					
$\epsilon_{sc} / \epsilon_{sd} =$	0,00	Rakenteessa ei puristusraudoitusta				
Taivutuskestävyys, poikkileikkauksen käyttöaste		$M_d / M_{pl,Rd} =$	0,95 OK			
Minimiraudoitus		$A_s > A_{s,min}$	OK			
Vetomurtumisehto		$\beta_c < \beta_b$	OK			
Leikkauskestävyys						
$z = 0,9d =$	1346	mm	$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha_h) \sin \alpha_h$			
$v_1 = 0,6 (1 - (f_{ck} / 250)) =$	0,528		$V_{Rd,s} =$ 352,9 kN			
$s_{h,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha_h) =$	1122	mm	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha_h) / (1 + \cot^2 \theta)$			
$A_{sw,min} = (0,08 f_{ck}^{0,5} b_w \sin \alpha_h) / f_{yk}$			$V_{Rd,max} =$ 1115,1 kN			
$A_{sw,min} =$	175	mm ² /m	$V_{Rd} = \min [V_{Rd,s}; V_{Rd,max}] =$ 352,9 kN			
			$V_{Rd,c} =$ 92,9 kN			
			$V_{Rd,c,min} =$ 91,5 kN			
Leikkauskestävyys	$V_{Ed} / V_{Rd} =$	0,41	OK			
Minimiraudoitus	$A_{sw,tot} > A_{sw,min}$		OK			
Hakojen maksimiväli	$s_h < s_{h,max}$		OK			

		Rakennelaskelma	
		Tekijä:	Sivu: 3 (3)
		Päiväys:	
Rakennuskohde:	Työ nro:	Sisältö:	Sijainti:
Betoniteollisuus 2019 Logistiikkarakennus		Sokkelipalkki, pystykuormille	
Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus		Versio 1.54	
Kutistuma			
Poikkileikkauksen nimellismitta	$h_0 = 2A_c / u =$	427,6	mm
Nimellinen kuivumiskutistuma	$\epsilon_{cd,0} =$	0,000432	
Kuivumiskutistuman loppuarvo	$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{cd,0} =$	0,00031	jossa $k_h =$ 0,718
Sisäisen kutistuman loppuarvo	$\epsilon_{ca,\infty} = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} =$	0,00005	
Kokonaiskutistuman loppuarvo	$\epsilon_{cs,\infty} = \epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty} =$	0,00036	
Pituuden muutos	$\Delta L = \epsilon_{cs,\infty} L_{tot} =$	3,116	mm
Taipuma			
$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$		$\alpha_e =$	18,0
$x_1 = (bh^2/2 + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{sc} d_c)) / (bh + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{sc}))$		$x_1 =$	800,8 mm
$I_1 = bh^3/12 + bh(h/2 - x_1)^2 + (\alpha_e - 1)[A_s(d - x_1)^2 + A_{sc}(x_1 - d_c)^2]$		$I_1 =$	0,06784 m ⁴
$x_2 = \{ [A_s \alpha_e + A_{sc}(\alpha_e - 1)]^2 + 2b[A_s \alpha_e d + A_{sc} d_c(\alpha_e - 1)] \}^{0.5} - [A_s \alpha_e + A_{sc}(\alpha_e - 1)] / b$		$x_2 =$	370,7 mm
$I_2 = bx_2^3/3 + \alpha_e A_s(d - x_2)^2 + (\alpha_e - 1)A_{sc}(d_c - x_2)^2$		$I_2 =$	0,01885 m ⁴
$(EI)_1 = E_{c,eff} I_{c1} =$	753,7 MNm ²		
$(EI)_2 = E_{c,eff} I_{c2} =$	209,4 MNm ²	$M_{cr} = f_{ctm} W =$	262,3 kNm
$S_1 = A_s(d - x_1) - A_{sc}(x_1 - d_c)$		$S_1 =$	471268,1 mm ³
$S_2 = A_s(d - x_2) - A_{sc}(x_2 - d_c)$		$S_2 =$	763188,9 mm ³
$\beta = \begin{cases} 1,0 & \text{ominais- tai tavalliselle yhdistelmälle} \\ 0,5 & \text{pitkäaikaisyhdistelmälle} \end{cases}$		$\beta =$	0,50
$\zeta = 1 - \beta(M_{cr}/M_{k,max})^2$		$\zeta =$	0,618 ≥ 0
$(1/r)_M = (\zeta M_k / EI_2) + ((1-\zeta) M_k / EI_1)$		$(1/r)_M =$	0,001037 1/m
$(1/r)_{cs} = \zeta \epsilon_{cs} \alpha_e (S_2 / I_2) + (1 - \zeta) \epsilon_{cs} \alpha_e (S_1 / I_1)$		$(1/r)_{cs} =$	0,000179 1/m
$1/r = (1/r)_M + (1/r)_{cs}$		$1/r =$	0,001217 1/m
$w_{tot} = K L^2 (1/r)$	$K = \begin{cases} 5/48 & (A) \\ 128/1665 & (B) \\ 1/16 & (C) \end{cases}$	$w_{tot} =$	9,05 mm
		$L/250 =$	33,8 mm
Tarkista standardin vaatimusten toteutuminen!			
Halkeamaleveys			
$\Phi_{eq} = (n_1 \Phi_1^2 + n_2 \Phi_2^2) / (n_1 \Phi_1 + n_2 \Phi_2)$		$\Phi_{eq} =$	12,0 mm
$A_{c,eff} = b \min[2,5(h - d); (h - x_2)/3; h/2]$		$A_{c,eff} =$	27333 mm ²
$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff}$		$\rho_{s,eff} =$	0,025
$\sigma_c = M_k / [0,5bx_2(d - x_2/3) + (\alpha_e - 1)A_{sc}(x_2 - d_c)/x_2(d - d_c)]$		$\sigma_c =$	5,9 MN/m ²
$\sigma_s = \alpha_e \sigma_c(d - x_2) / x_2$		$\sigma_s =$	322,3 MN/m ²
$k_t = \begin{cases} 0,6 & \text{ominais- tai tavalliselle yhdistelmälle} \\ 0,6*(1-\eta_1)+0,4*\eta_1 & \text{pitkäaikaisyhdistelmälle} \end{cases}$		$k_t =$	0,40
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t(f_{ctm}/\rho_{s,eff})(1 + \alpha_e \rho_{s,eff})] / E_s > 0,6\sigma_s / E_s$		$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0,001274
$c_c =$	38 mm	$s_{r,max} = k_3 c_c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{eq} / \rho_{s,eff} =$	211,4 mm
		$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0,269 mm
Tarkista standardin vaatimusten toteutuminen!			

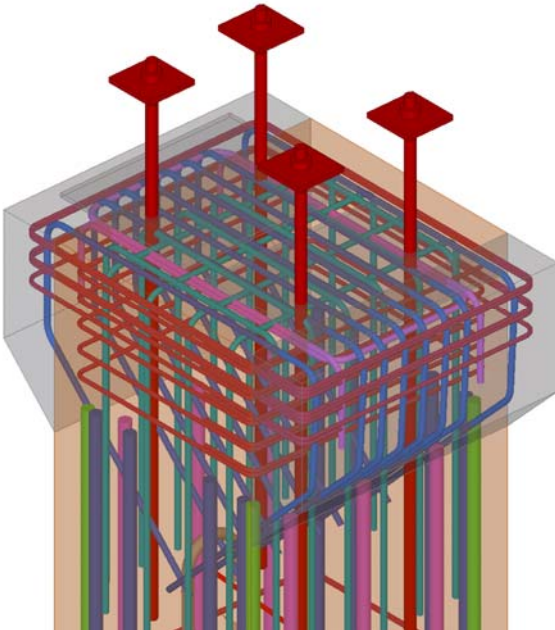
5 Liitokset



5.1 Keskipalkki

5.1.1 Pilari-palkki pulttiliitos

Pilarin ja keskipalkkin liitos mitoitetaan Runko-BES Teräsbetonipalkit Julkaisu 9:n luvun 9.71 mukaan, mutta eurokoodin materiaalilujuuksilla ja rajoituksilla.



Keskipalkkin mitoittava voima onnettomuustilanteessa: $V_{uKE} = k \cdot R_k \geq 30 \text{ kN} \Rightarrow V_{uKE} = 0,2 \cdot (18,0 \cdot 135,0 / 2 + 260 / 2) = 269 \text{ kN}$, kuitenkin EN 1992-1-1 kohdan 9.10.2.4(2) mukaan $V_{uKE} \leq 150 \text{ kN} \Rightarrow V_{uKE} = 150 \text{ kN}$

Pulttiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa (pultit = 2*T25):

$V_{uR} = 1,2 \cdot \sum \sigma \cdot V(f_{cd} \cdot f_{yd}) \Rightarrow V_{uR} = 2 \cdot 1,2 \cdot 25^2 \cdot V(33,3 \cdot 500) = 2 \cdot 96,8 = 194 \text{ kN} < V_{uKE} = 150 \text{ kN}$

Liitoksessa vaikuttava murtotilan mitoitusvaakavoima: $F_{dE} = 24 \text{ kN}$ (määräävä rasitus rakennelaskelmista, mukana myös Lisävaakavoiman vaikutus, ks. luku 3)

Normaalivoiman N_{dE} minimimitoitusvoima murtotilassa: $0,9 \cdot ((\text{yläpohja} + \text{TT-laatta}) \cdot \text{kehäväli} \cdot \text{jänneväli} / 2 + \text{palkin paino} / 2) \Rightarrow N_{dE} = 0,9 \cdot ((0,6 + 2,6) \cdot 25,0 \cdot 18,0 / 2 + 260 / 2) \Rightarrow N_{dE} = 765 \text{ kN}$

Kitkavoiman mitoitusarvo: $F_{dR,f} = \mu_{\text{betoni-neopren}} \cdot N_{dE} \Rightarrow F_{dR,f} = 0,15 \cdot 765 = 115,0 \text{ kN} > F_{dE} = 22,3 \text{ kN}$ (= Jo kitka yksin riittäisi siirtämään liitoksen vaakavoiman, joten pultteja ei tarvittaisi murtotilassa. Pulttiliitoksen kestävyys: $F_{dR,b} = 0,8 \cdot V_{ukR} \Rightarrow F_{dR,b} = 0,8 \cdot 317,1 = 253,7 \text{ kN}$)

5.1.2 Kumilevylaakeri

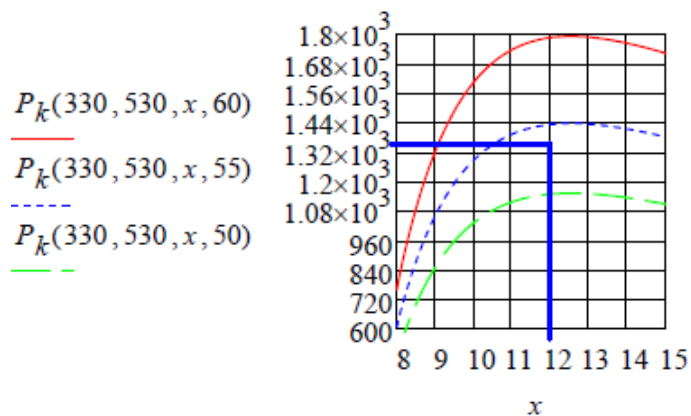
Palkin ja pilarin välinen kumilevylaakeri mitoitetaan ohjeen "Kumilevylaakerin mitoittaminen Raportti RTL 0105, Versio 12.09.2009" mukaan.

Mitoitus tehdään palkin tukireaktion ominaiskuormalle: $N_{kE} = 18,0 \cdot 135,0 / 2 + 260 / 2 = 1345 \text{ kN}$

Palkki I-1780*580, pilarin koko yläpään koko $B \cdot L = 680 \cdot 880$

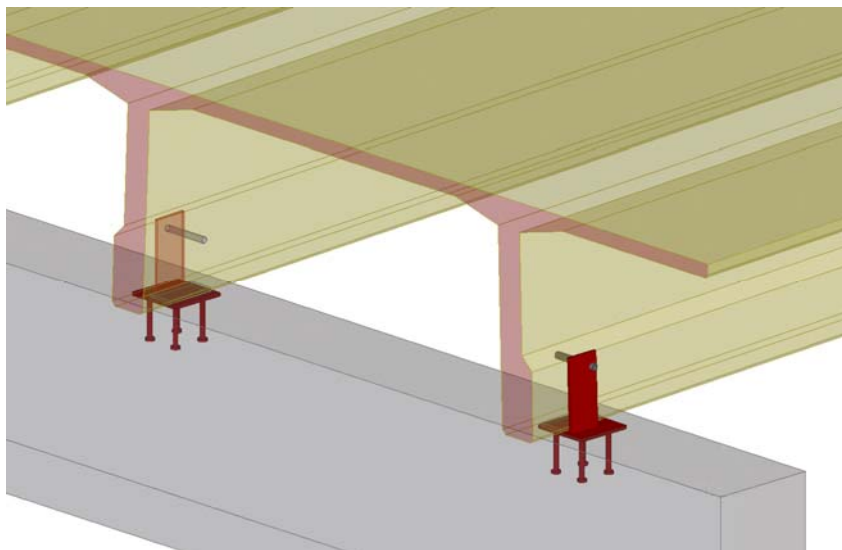
Oletetaan, että jännebetonipalkin tuella maksimi kiertymäkulma α on enintään $\pm 0,005$ radiaania.

Valitaan em. lähteen liitteen mitoituskäyrän perusteella kumilevylaakerin kooksi: 330*530*12 ShoreA 60



5.2 TT-laatta

5.2.1 Liitos palkkiin



TT-laatan yhden rivin liitoksessa vaikuttava murtotilan mitoitusvaakavoima: $F_{dE} = 66,4/5/2 = 6,6$ kN (määräävä rasitus rakennelaskelmista, mukana myös Lisävaakavoiman vaikutus, ks. luku 3)

Normaalivoiman N_{dE} minimimitoitusvoima murtotilassa: $0,9 * ((\text{yläpohja} + \text{TT-laatta}) * \text{kehäväli}/2 * \text{TT-laatan leveys}/2) \Rightarrow N_{dE} = 0,9 * ((0,6+2,6) * 25,0/2 * 3,6/2) \Rightarrow N_{dE} = 64,8$ kN

Kitkavoiman mitoitusarvo: $F_{dR,f} = \mu_{\text{betoni-neopren}} * N_{dE} \Rightarrow F_{dR,f} = 0,15 * 64,8 = 9,7$ kN $> F_{dE} = 6,6$ kN

5.2.2 Kumilevylaakeri

Palkin ja tt-LAATAN välinen kumilevylaakeri mitoitetaan ohjeen ”Kumilevylaakerin mitoittaminen Raportti RTL 0105, Versio 12.09.2009” mukaan.

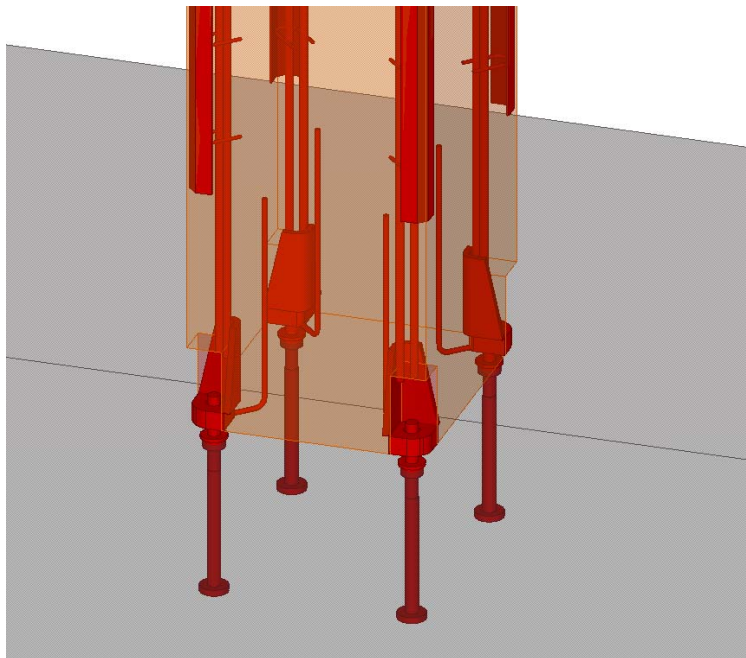
Mitoitus tehdään TT-laatan yhden rivin tukireaktion ominaiskuormalle: $N_{kE} = (\text{lumi} + \text{yläpohja} + \text{TT-laatta} + \text{ripustuskuorma}) * \text{kehäväli}/2 * \text{TT-laatan leveys}/2 \Rightarrow N_{kE} = (2,0+0,6+2,6+0,2) * 25,0/2 * 3,6/2 = 121,5$ kN

TT-laatta TEK 3600-145/800 (rivin leveys 145 mm), reunapalkin leveys $B = 380$ mm.

Oletetaan, että jännitetyn TT-laatan tuella maksimi kiertymäkulma α on enintään $\pm 0,005$ radiaania.

Valitaan em. lähteen liitteen mitoitustaulukon perusteella kumilevylaakerin kooksi: 180*100*8 ShoreA 60

5.3 Pilarin peruspultit



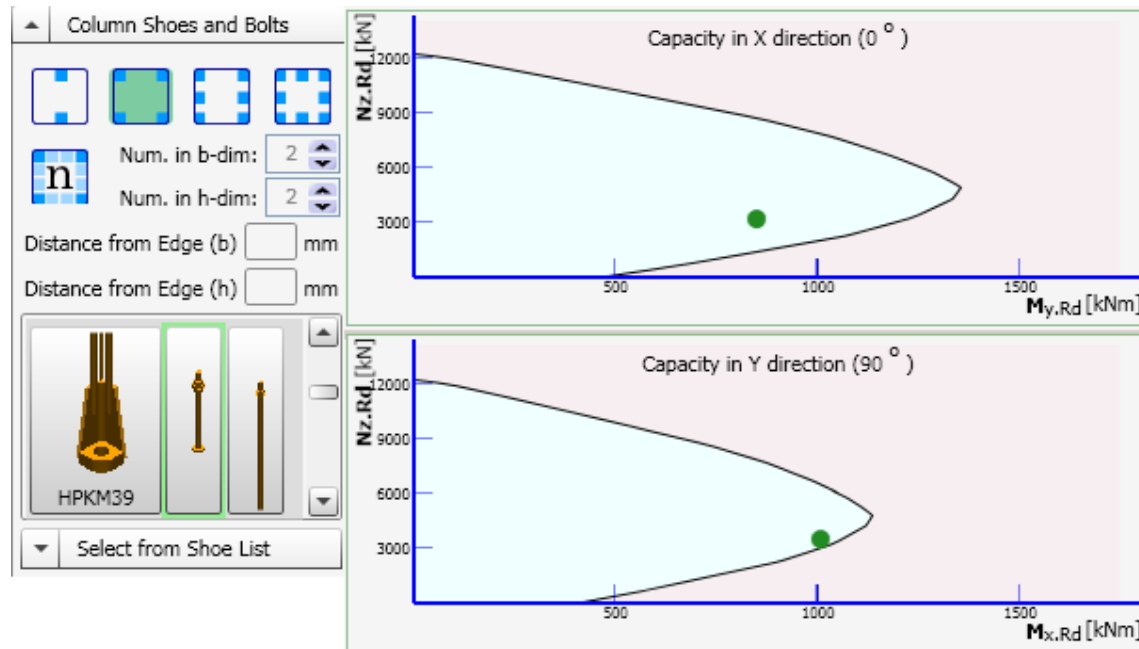
5.3.1 Keskipilari

Rasitukset pilarilaskennasta, ks. luku 4.2.1.

pilarin mitoituskuormat poikkisuunta: $N_{d1} = 3555$ kN, $M_{d1} = 1013$ kNm (2. kertaluvun momentti)

pilarin mitoituskuormat pituussuunta: $N_{d2} = 3555$ kN, $M_{d2} = 868$ kNm (2. kertaluvun momentti)

=> keskipilarin peruspultit ja pilarikengät HPM ja HPKM 39



6 Asennusjärjestys

Suunnitteluaihana oletetaan, että halli asennetaan seuraavassa järjestyksessä. Anturat ovat valettu ennen runkoelementtien asennuksen alkamista. Anturoissa on pilarien peruspultit ja ulkoseinäanturoissa sokkielementtien tarvitsemat kiinnikkeet. Hallin asennusaikainen vakavuus hoidetaan samoin kuin lopullinenkin vakavuus.

Hallin runkoelementtien asentaminen aloitetaan hallin 1-linjan päädyistä lähtien. Elementtien asentaminen sisältää, elementtien paikoilleen sijoittamisen lisäksi myös elementtien lopullisen kiinnittämisen, mukaan luettuna sauma- ja jälkivalut. Elementtejä voidaan kuormittaa yläpuolisilla rakenteilla vasta, kun sauma- ja jälkivalut ovat kovettuneet rakennesuunnitelmissa määriteltyyn purkulujuuteen.

1. Asennetaan B-linjan (keskilinjan) pilarit
2. Asennetaan A-linjan reunapilarit
3. Asennetaan C-linjan reunapilarit
4. Asennetaan 1-linjan pääty pilarit A- ja B-linjojen välille
5. Asennetaan B-linjan (keskilinjan) ensimmäinen I-palkki
6. Asennetaan A-linjan kaksi ensimmäistä reunapalkkia 1- ja 3-linjojen välille
7. Asennetaan päädyn puoleinen TT-laatta A- ja B-linjojen välille
8. Asennetaan 1-linjan pääty pilarit B- ja C-linjojen välille
9. Asennetaan C-linjan kaksi ensimmäistä reunapalkkia 1- ja 3-linjojen välille
10. Asennetaan päädyn puoleinen TT-laatta B- ja C-linjojen välille
11. Asennetaan 1- ja 3-linjojen välille loput TT-laatat pareittain B-linjan (keskilinjan) molemmin puolin
12. Asennetaan B-linjan (keskilinjan) toinen I-palkki
13. Asennetaan A-linjan kaksi seuraavaa reunapalkkia
14. Asennetaan C-linjan kaksi seuraavaa reunapalkkia
15. Asennetaan TT-laatat pareittain B-linjan (keskilinjan) molemmin puolin
16. Asennetaan vastaavasti kolmas I-palkki, reunapalkit ja TT-laatat
17. Asennetaan B-linjan (keskilinjan) neljäs (viimeinen) I-palkki

18. Asennetaan A-linjan kaksi viimeistä reunapalkkia
19. Asennetaan C-linjan kaksi viimeistä reunapalkkia
20. Asennetaan 7- ja 9-linjojen välille loput TT-laatat pareittain B-linjan (keskilinjan) molemmin puolin, lukuun ottamatta viimeisiä TT-laattoja
21. Asennetaan 9-linjan pääty pilarit A- ja B-linjojen välille
22. Asennetaan 9-linjan pääty pilarit B- ja C-linjojen välille
23. Asennetaan päädyn puoleinen TT-laatta A- ja B-linjojen välille
24. Asennetaan päädyn puoleinen TT-laatta B- ja C-linjojen välille
25. Asennetaan sokkeli- ja julkisivuelementit. Sokkeli- ja julkisivuelementtien asennusjärjestyksellä ei ole muuta edellytystä kuin, että elementit asennetaan etenevässä järjestyksessä yksi seinä kerrallaan.