KELD NØRGAARD

Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Varmetabsrammeberegning

vedr.

34 andelsboliger + fælleshus
Klosterbakken II, Kalundborg

KALUNDBORG KOMMUNE
Bilag til byggesag nr.
2006-257
Dato: 05 OKT. 2006

Bygherre:

Andelspartneren.dk
Investeringsselskabet af 11/2-93 A/S

Ingeniør:

Kolding, marts 2006
Beregninger udarbejdet af Dorte Dahlberg
Ingeniørfirmaet Keld Nørgaard ApS

Varmetabsrammeberegning

Da glasarealet i boligerne og fælleshuset overskrider 22% af det opvarmede etageareal, er der udarbejdet en varmetabsramme for de forskellige boligtyper samt for fælleshus.

Som bilag er vedlagt beregningen af u-værdi for ydervæg og tag.

Konklusion, varmetabsramme:

Varmetabsrammen er overholdt, såfremt vinduernes/dørenes u-værdi er ≤ 1,6 W/m²K i boliger og 1,8 W/m²K i fælleshus.

Transmissionstab

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg**
Fælleshus

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [$W/m^2 K$]	Temp. diff. Δt °C	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	118	0,28	32	1057
Vinduer/døre	38	1,80	32	2189
Terrændæk m/varme	11	0,15	20	33
Terrændæk	140	0,15	20	420
Tag	171	0,14	37	886

	l m	ψ W/m °C	Temp.diff. Δt °C	Varmetab Φ
Fundamenter	52	0,20	42	437
Vindues- og dørfalse	73	0,00	32	0

Varmetab i alt i Watt 5022

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingenior F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bygningens varmetabsramme

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg**
Fælleshus

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [$W/m^2 K$]	Temp. diff. Δt °C	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	118	0,30	32	1136
Vinduer/døre (22%)	38	1,80	32	2167
Terrændæk m/varme	11	0,15	19	31
Terrændæk	140	0,20	20	560
Tag	171	0,15	37	949

	l m	ψ W/m °C	Temp.diff. Δt °C	Varmetab Φ
Fundamenter	52	0,20	42	437
Vindues- og dørfalse	73	0,03	32	70

Varmetabsramme 5351

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingenior F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Transmissionstab

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-125m²**
Boliger med to gavlvinduer

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [$W/m^2 K$]	Temp. diff. Δt °C	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	104	0,28	32	932
Vinduer/døre	29	1,60	32	1485
Terrændæk m/varme	96	0,15	20	288
Terrændæk	13	0,15	20	39
Tag	62	0,14	37	321
Tag til kip	68	0,15	37	375
				0
				0
	l m	ψ W/m °C	Temp.diff. Δt °C	Varmetab Φ
Fundamenter	46	0,20	42	386
Vindues- og dørfalse	58	0,00	32	0
Varmetab i alt i Watt				3826

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingenior F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bygningens varmetabsramme

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-125m²**
Boliger med to gavlvinduer

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [$W/m^2 K$]	Temp. diff. Δt °C	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	106	0,30	32	1013
Vinduer/døre (22%)	28	1,80	32	1584
Terrændæk m/varme	96	0,15	20	288
Terrændæk	13	0,20	20	52
Tag	62	0,15	37	344
Tag til kip	68	0,15	37	375
	l m	ψ W/m °C	Temp.diff. Δt °C	Varmetab Φ
Fundamenter	46	0,20	42	386
Vindues- og dørfalse	58	0,03	32	56
Varmetabsramme				4098

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingenior F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Transmissionstab

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med højt vinduesparti i køkken og to gavlvinduer

Beregnet af:	DD		**Dato:**	29.03.2006
Bygningsdel	Areal	U-værdi	Temp. diff.	Varmetab, Φ
	[m^2]	[W/m^2K]	Δ t °C	W
Tung ydervæg	84	0,28	32	754
Vinduer/døre	31	1,60	32	1582
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,15	20	39
Tag	106	0,14	37	549
	l	ψ	Temp.diff.	Varmetab
	m	W/m °C	Δ t °C	Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	65	0,00	32	0
Varmetab i alt i Watt				3519

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding. Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bygningens varmetabsramme

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med højt vinduesparti i køkken og to gavlvinduer

Beregnet af:	DD		**Dato:**	29.03.2006
Bygningsdel	Areal	U-værdi	Temp. diff.	Varmetab, Φ
	[m^2]	[W/m^2K]	Δ t °C	W
Tung ydervæg	92	0,30	32	880
Vinduer/døre (22%)	23	1,80	32	1343
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,20	20	52
Tag	106	0,15	37	588
	l	ψ	Temp.diff.	Varmetab
	m	W/m °C	Δ t °C	Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	65	0,03	32	62
Varmetabsramme				3521

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding. Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Transmissionstab

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med lavt vinduesparti i køkken og to gavlvinduer

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [W/m^2K]	Temp. diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	86	0,28	32	771
Vinduer/døre	29	1,60	32	1485
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,15	20	39
Tag	106	0,14	37	549

	l m	ψ W/m °C	Temp.diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	65	0,00	32	0

Varmetab i alt i Watt 3439

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding. Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bygningens varmetabsramme

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med lavt vinduesparti i køkken og to gavlvinduer

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [W/m^2K]	Temp. diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	92	0,30	32	880
Vinduer/døre (22%)	23	1,80	32	1343
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,20	20	52
Tag	106	0,15	37	588

	l m	ψ W/m °C	Temp.diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	65	0,03	32	62

Varmetabsramme 3521

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding. Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Transmissionstab

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med højt vinduesparti i køkken og ét gavlvindue

Beregnet af:	DD		**Dato:**	29.03.2006
Bygningsdel	Areal	U-værdi	Temp. diff.	Varmetab, Φ
	[m^2]	[$W/m^2 K$]	Δ t °C	W
Tung ydervæg	86	0,28	32	771
Vinduer/døre	29	1,60	32	1485
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,15	20	39
Tag	106	0,14	37	549
	l	ψ	Temp.diff.	Varmetab
	m	W/m °C	Δ t °C	Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	65	0,00	32	0
Varmetab i alt i Watt				3439

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bygningens varmetabsramme

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med højt vinduesparti i køkken og ét gavlvindue

Beregnet af:	DD		**Dato:**	29.03.2006
Bygningsdel	Areal	U-værdi	Temp. diff.	Varmetab, Φ
	[m^2]	[$W/m^2 K$]	Δ t °C	W
Tung ydervæg	92	0,30	32	882
Vinduer/døre (22%)	23	1,80	32	1331
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,20	20	52
Tag	106	0,15	37	588
	l	ψ	Temp.diff.	Varmetab
	m	W/m °C	Δ t °C	Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	65	0,03	32	62
Varmetabsramme				3511

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Transmissionstab

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med lavt vinduesparti i køkken og ét gavlvindue

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [W/m^2K]	Temp. diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	88	0,28	32	788
Vinduer/døre	27	1,60	32	1382
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,15	20	39
Tag	106	0,14	37	549

	l m	ψ $W/m\,^\circ C$	Temp.diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	64	0,00	32	0

Varmetab i alt i Watt 3354

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding. Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bygningens varmetabsramme

Sag: **Klosterbakken II, Kalundborg-105m²**
Boliger med lavt vinduesparti i køkken og ét gavlvindue

Beregnet af: DD **Dato:** 29.03.2006

Bygningsdel	Areal [m^2]	U-værdi [W/m^2K]	Temp. diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab, Φ W
Tung ydervæg	92	0,30	32	882
Vinduer/døre (22%)	23	1,80	32	1331
Terrændæk m/varme	78	0,15	20	234
Terrændæk	13	0,20	20	52
Tag	106	0,15	37	588

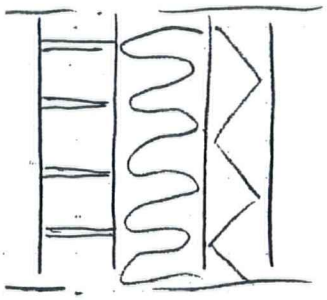
	l m	ψ $W/m\,^\circ C$	Temp.diff. $\Delta t\,^\circ C$	Varmetab Φ
Fundamenter	43	0,20	42	361
Vindues- og dørfalse	64	0,03	32	61

Varmetabsramme 3510

KELD NØRGAARD
Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding. Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Bestemmelse af u-værdi for ydervæg

Formel : $U_v = U_1 \cdot A_1 + U_2 \cdot A_2 + \dots U_n \cdot A_n$



Ydervæg

- 108 mm tegl
- 125 mm mineraluld kl. 39
- 100 mm porebeton

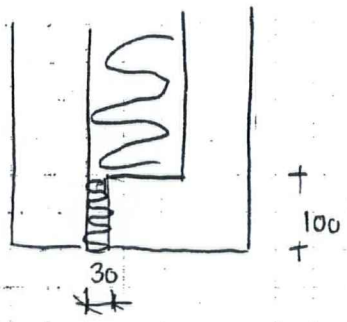
$U_1 = 0,26 \ W/m^2k$ (U-værdi 2000 s.

$A_1 = 91 \ m^2$

$U_2 = 0,52 \ W/m^2k$ (U-værdi 2000 s. 25)

$A_2 = 64 \ [m] \cdot 0,1 = 6,4 \ m^2$

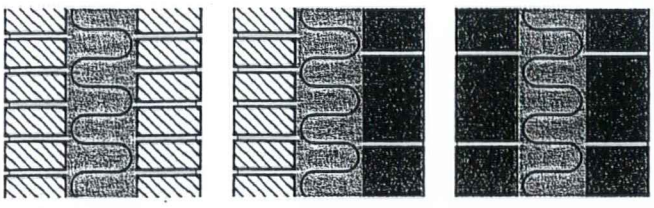
$$U_v = \frac{0,26 \cdot (91 - 6,4) + 0,52 \cdot 6,4}{91} = 0,28$$



Udmøring v. døre/vinduer

Hule ydervægge

Formur: Mursten eller blokke
Bagmur: Mursten eller blokke



Pudslag
U-værdien er beregnet for den upudsede væg.
Et 10 mm pudslag har en isolans på 0,012 m² K/W.

Murbindere
Der er regnet med 4 trådbindere af 3 mm rustfast stål pr. m² jævnt fordelt.
Anvendelse af 8 trådbindere af 4 mm rustfast stål pr. m² ændrer ikke U-værdien.
Ved anvendelse af 8 trådbindere af 4 mm forzinket stål eller 4 mm tinbronze, gives U-værdien et tillæg på 0,02 W/m² K for U-værdier større end eller lig med 0,30 W/m² K, og U-værdien gives et tillæg på 0,01 W/m² K for værdier mindre end 0,30 W/m² K.

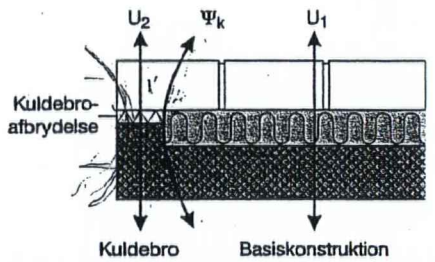
Basiskonstruktion				U_1-værdi (U_i (1+b))															
Formur		Bagmur		Isolering 100 mm				Isolering 125 mm				Isolering 150 mm				Isolering 190 mm			
Type	Tykkelse i mm	Type	Tykkelse i mm	Vægtykkelse ialt mm	λ-klasse 36	39	45	Vægtykkelse ialt mm	λ-klasse 36	39	45	Vægtykkelse ialt mm	λ-klasse 36	39	45	Vægtykkelse ialt mm	λ-klasse 36	39	45
Mursten		**Mursten**																	
Ks 1800 T1800-2000 H1800-2000	108	Ks1800 T1800-2000 H1800-2000 Mo 800 Kl 700	108	320	0,32	0,34	0,38	350	0,26	0,28	0,32	370	0,22	0,24	0,27	410	0,18	0,19	0,22
				320	0,31	0,34	0,38	350	0,26	0,28	0,31	370	0,22	0,24	0,27	410	0,18	0,19	0,22
				320	0,31	0,33	0,38	350	0,26	0,27	0,31	370	0,22	0,23	0,27	410	0,18	0,19	0,22
				320	0,29	0,31	0,35	350	0,24	0,26	0,29	370	0,21	0,22	0,25	410	0,17	0,18	0,21
				320	0,29	0,31	0,35	350	0,24	0,26	0,29	370	0,21	0,22	0,25	410	0,17	0,18	0,21
	108	T1400-1800 H1600-2000	168	380	0,30	0,32	0,36	410	0,25	0,27	0,30	430	0,21	0,23	0,26	470	0,17	0,18	0,21
				380	0,30	0,32	0,36	410	0,25	0,27	0,30	430	0,21	0,23	0,26	470	0,17	0,18	0,21
T1600-1800 H1600-1800		Ks1800 T1400-2000 H1400-2000 Mo 800 Kl 700	108	320	0,31	0,34	0,38	350	0,26	0,28	0,31	370	0,22	0,23	0,27	410	0,18	0,19	0,22
				320	0,31	0,33	0,37	350	0,25	0,27	0,31	370	0,22	0,23	0,26	410	0,17	0,19	0,21
				320	0,31	0,33	0,37	350	0,25	0,27	0,30	370	0,21	0,23	0,26	410	0,17	0,19	0,21
				320	0,29	0,31	0,35	350	0,24	0,26	0,29	370	0,21	0,22	0,25	410	0,17	0,18	0,21
				320	0,29	0,31	0,34	350	0,24	0,26	0,29	370	0,21	0,22	0,25	410	0,17	0,18	0,20
		T1400-1800 H1600-2000	168	380	0,30	0,32	0,35	410	0,25	0,26	0,30	430	0,21	0,23	0,26	470	0,17	0,18	0,21
				380	0,30	0,32	0,36	410	0,25	0,27	0,30	430	0,21	0,23	0,26	470	0,17	0,18	0,21
Mursten		**Blokke**																	
Ks 1800 T1800-2000 H1800-2000	108		100	310	0,29	0,31	0,35	340	0,24	0,26	0,29	360	0,21	0,22	0,25	400	0,17	0,18	0,21
			150	360	0,28	0,29	0,33	390	0,23	0,25	0,28	410	0,20	0,21	0,24	450	0,16	0,18	0,20
			100	310	0,29	0,30	0,34	340	0,24	0,25	0,29	360	0,20	0,22	0,25	400	0,17	0,18	0,20
			150	360	0,27	0,30	0,32	390	0,23	0,24	0,27	410	0,20	0,21	0,23	450	0,16	0,17	0,19
T1600-1800 H1600-1800			100	310	0,29	0,31	0,35	340	0,24	0,26	0,29	360	0,21	0,22	0,25	400	0,17	0,18	0,21
			150	360	0,28	0,29	0,33	390	0,23	0,25	0,28	410	0,20	0,21	0,24	450	0,16	0,18	0,20
			100	310	0,29	0,30	0,34	340	0,24	0,25	0,29	360	0,20	0,22	0,25	400	0,17	0,18	0,20
			150	360	0,27	0,29	0,32	390	0,23	0,24	0,27	410	0,20	0,21	0,23	450	0,16	0,17	0,19
Blokke		**Blokke**																	
	100		100	300	0,28	0,30	0,33	330	0,23	0,25	0,28	350	0,20	0,21	0,24	400	0,16	0,18	0,20
			150	350	0,27	0,28	0,31	380	0,22	0,24	0,27	400	0,19	0,21	0,23	440	0,16	0,17	0,19
			100	300	0,27	0,28	0,31	330	0,23	0,24	0,27	350	0,20	0,21	0,23	390	0,16	0,17	0,19
			150	350	0,25	0,27	0,29	380	0,22	0,23	0,25	400	0,19	0,20	0,22	440	0,16	0,17	0,19
	150		150	400	0,25	0,27	0,30	430	0,22	0,23	0,25	450	0,19	0,20	0,22	490	0,16	0,17	0,19
			150	400	0,24	0,25	0,28	430	0,21	0,22	0,24	450	0,18	0,19	0,21	490	0,15	0,16	0,18

U_2-værdi ved kuldebroer (false)

U-værdi ved kuldebroer (false) er beregnet for en vægtykkelse svarende til 100 mm isolering i basiskonstruktionen. Værdierne kan bruges til andre isoleringstykkelser af den tilsvarende basiskonstruktion og vil være på den sikre side. Ønskes en mere nøjagtig beregning, må den foretages i hvert enkelt tilfælde.

Transmissionskoefficienter Ψ_k

Linietab beregnes som et tillæg til U-værdien ved spring i isoleringstykkelsen. Der beregnes linietab for hvert enkelt spring. Der ses normalt bort fra linietab hvor Ψ_k er mindre end 0,02 W/m K, hvilket er det med gråt markerede område.



Beregning af vægges U-værdi

U-værdien for en konstruktion med kuldebroer og reduceret isoleringstykkelse i dele af konstruktionen beregnes som:

$$U = \frac{\sum A_i \times U_i \times (1+b) + \sum l_k \times \Psi_k + \sum X_j}{A}$$

hvor

$A = \sum A_i$

A er konstruktionens samlede areal

A_i er delarealet

U_i er delarealets U-værdi

b er korrektion for murbindere (er indregnet i tabellen)

l_k er længden af lineær kuldebro

Ψ_k er transmissionskoefficienten for lineær kuldebro

X_j er transmissionskoefficienten for evt. punkt-kuldebroer (er ikke medregnet i tabellerne)

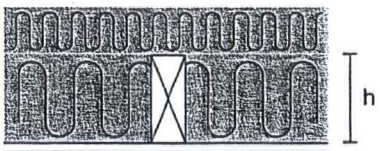
Basiskonstruktion				U_2-værdi ved kuldebro (false)					Transmissionskoefficient Ψ_k for lineær kuldebro				
Formur		Bagmur		Kuldebroafbrydelse i mm, λ-klasse 39					Kuldebroafbrydelse i mm, λ-klasse 39				
Type	Tyk. mm	Type	Tyk. mm	0	10	20	30	50	0	10	20	30	50
Mursten		**Element**											
Ks 1800 T1800-2000 H1800-2000	108		100	1,93	1,31	1,00	0,80	0,58	0,07	0,03	0,02	0,01	0,01
			120	1,85	1,28	0,97	0,79	0,57	0,07	0,03	0,02	0,01	0,01
			100	1,62	1,17	0,91	0,75	0,55	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00
			120	1,54	1,13	0,89	0,73	0,54	0,05	0,02	0,01	0,01	0,00
			150	1,43	1,07	0,85	0,71	0,53	0,05	0,02	0,01	0,01	0,00
			100	1,32	1,01	0,82	0,69	0,52	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			120	1,24	0,97	0,79	0,67	0,51	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			150	1,15	0,91	0,75	0,64	0,49	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			100	0,77	0,67	0,59	0,52	0,43	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
			125	0,70	0,62	0,55	0,49	0,41	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
			150	0,65	0,57	0,51	0,46	0,39	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
		Beton	100	2,38	1,50	1,09	0,86	0,60	0,12	0,04	0,02	0,01	0,01
			150	2,22	1,43	1,06	0,84	0,59	0,13	0,04	0,02	0,02	0,01
Mursten		**Element**											
T1600-1800 H1600-1800	108		100	1,82	1,26	0,97	0,78	0,57	0,06	0,03	0,02	0,01	0,01
			120	1,75	1,23	0,95	0,77	0,56	0,06	0,03	0,02	0,01	0,01
			100	1,54	1,13	0,89	0,73	0,54	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00
			120	1,47	1,09	0,86	0,72	0,53	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00
			150	1,37	1,03	0,83	0,69	0,52	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00
			100	1,27	0,98	0,80	0,68	0,51	0,03	0,01	0,01	0,01	0,00
			120	1,20	0,94	0,77	0,66	0,50	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			150	1,11	0,88	0,73	0,63	0,49	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			100	0,75	0,65	0,58	0,52	0,43	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
			125	0,69	0,60	0,54	0,48	0,40	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
			150	0,63	0,56	0,50	0,46	0,39	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
		Beton	100	2,22	1,43	1,06	0,84	0,59	0,10	0,04	0,02	0,01	0,01
			150	2,08	1,37	1,02	0,82	0,58	0,11	0,04	0,02	0,02	0,01
Blokke		**Element**											
	100		100	1,18	0,92	0,76	0,64	0,49	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			150	1,08	0,86	0,71	0,61	0,47	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00
			100	1,01	0,82	0,69	0,60	0,47	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00
			150	0,91	0,75	0,64	0,56	0,44	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00
			100	0,66	0,58	0,52	0,47	0,39	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
			150	0,56	0,51	0,46	0,42	0,36	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00

Ventilerede tage (kolde tage

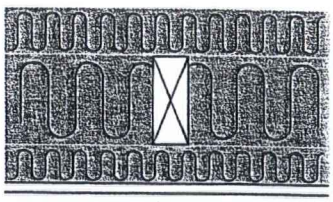
Hanebåndsspær, gitterspær, bjælkespær og kassetter

Tagkonstruktionens U-værdier er beregnet for en konstruktion med loftbeklædning af 16 mm profilbrædder og ventileret tagrum.

Ventileret tagrum



Ventileret tagrum



Spærhøjde h mm	Spærbr. pr. cc mm	Lægtebr. pr. cc mm	λ-klasse 36				λ-klasse 39				λ-klasse 42			
			Samlet tykkelse, mm											
			150	200	250	300	150	200	250	300	200	250	300	350
120	45/1000	Ingen	0,23	0,17	0,14	0,12	0,24	0,18	0,15	0,13	0,20	0,16	0,13	0,12
	45/1000	45/600	0,23	0,18	0,14	0,12	0,25	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	70/1000	Ingen	0,24	0,18	0,14	0,12	0,25	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	70/1000	45/600	0,24	0,18	0,15	0,12	0,26	0,19	0,16	0,13	0,21	0,17	0,14	0,12
145	45/1000	Ingen	0,23	0,17	0,14	0,12	0,24	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,13	0,12
	45/1000	45/600	0,23	0,18	0,14	0,12	0,25	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	70/1000	Ingen	0,24	0,18	0,14	0,12	0,25	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	70/1000	45/600	0,24	0,19	0,15	0,12	0,26	0,20	0,16	0,13	0,21	0,17	0,14	0,12
170	45/1000	Ingen	0,23	0,18	0,14	0,12	0,25	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	45/1000	45/600	0,23	0,18	0,15	0,12	0,25	0,19	0,16	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	70/1000	Ingen	0,24	0,18	0,15	0,12	0,26	0,19	0,16	0,13	0,21	0,17	0,14	0,12
	70/1000	45/600	0,24	0,19	0,15	0,12	0,26	0,20	0,16	0,13	0,21	0,17	0,14	0,12
195	45/1000	Ingen	0,23	0,18	0,14	0,12	0,25	0,19	0,15	0,13	0,20	0,16	0,14	0,12
	45/1000	45/600	0,23	0,18	0,15	0,12	0,25	0,19	0,16	0,13	0,20	0,17	0,14	0,12
	70/1000	Ingen	0,24	0,19	0,15	0,12	0,26	0,20	0,16	0,13	0,21	0,17	0,14	0,12
	70/1000	45/600	0,24	0,19	0,15	0,13	0,26	0,20	0,16	0,13	0,21	0,17	0,14	0,12

Granulat

Spærhøjde h mm	Spærbr. pr. cc mm	Lægtebr. pr. cc mm	λ-klasse 50				λ-klasse 55			
			Samlet tykkelse, mm							
			200	250	300	350	200	250	300	350
120	45/1000	Ingen	0,23	0,18	0,16	0,13	0,25	0,20	0,17	0,15
	45/1000	45/600	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	70/1000	Ingen	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	70/1000	45/600	0,24	0,19	0,16	0,14	0,25	0,21	0,17	0,15
145	45/1000	Ingen	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	45/1000	45/600	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	70/1000	Ingen	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	70/1000	45/600	0,24	0,19	0,16	0,14	0,25	0,21	0,17	0,15
170	45/1000	Ingen	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	45/1000	45/600	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,21	0,17	0,15
	70/1000	Ingen	0,24	0,19	0,16	0,14	0,25	0,21	0,17	0,15
	70/1000	45/600	0,24	0,19	0,16	0,14	0,26	0,21	0,18	0,15
195	45/1000	Ingen	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,20	0,17	0,15
	45/1000	45/600	0,23	0,19	0,16	0,14	0,25	0,21	0,17	0,15
	70/1000	Ingen	0,24	0,19	0,16	0,14	0,26	0,21	0,17	0,15
	70/1000	45/600	0,24	0,20	0,16	0,14	0,26	0,21	0,18	0,15

KELD NØRGAARD

Rådgivende Ingeniør F.R.I.
Centervej 2, 6000 Kolding, Tlf. 75 51 88 44, Fax 75 51 87 77

Statiske beregninger

vedr.

34 andelsboliger samt fælleshus
Klosterbakken II, Kalundborg

KALUNDBORG KOMMUNE
Bilag til byggesag nr.
2006-257
Dato: 05 OKT. 2006

Bygherre:

Andelspartneren.dk
Investeringsselskabet af 11/2-93 A/S

Ingeniør:

Kolding, marts 2006
Beregninger udarbejdet af Karina Mortensen
Ingeniørfirmaet Keld Nørgaard ApS

Indholdsfortegnelse

Omfangsbeskrivelse **5**

Beregningsgrundlag og forudsætninger: **6**

Laster **7**
Egenlast 7
Nyttelast 7
Snelast 8
Vindlast 8

Kort beskrivelse af bygningernes hovedstabilitet **10**

105m^2 boliger **11**
Bestemmelse af C-faktorer på tag 11
Tværstabilitet 12
Bestemmelse af linielast på loftskiven 12
Tværstabiliserende vægge, Type A G2 & G1 13
Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type A G2 & G1 14
Tværstabilitetseftervisning, Type A G2 & G1 15
Konklusion 16
Tværstabiliserende vægge, Type B G2 & G2 17
Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type B G2 & G2 18
Tværstabilitetseftervisning, Type B G2 & G2 19
Konklusion 20
Tværstabiliserende vægge, Type B G1 & G2 21
Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type B G1 & G2 22
Tværstabilitetseftervisning, Type B G1 & G2 23
Konklusion 24
Længdestabilitet 25
Længdestabiliserende vægge, Type A G2 & G1 27
Længdestabilitetseftervisning, Type A G2 & G1 28
Konklusion 29
Længdestabiliserende vægge, Type B G2 & G2 30
Længdestabilitetseftervisning, Type B G2 & G2 31
Konklusion 32
Længdestabiliserende vægge, Type B G1 & G2 33
Længdestabilitetseftervisning, Type B G1 & G2 34
Konklusion 35
Dimensionering af gangbro 36
Stringer 36
Konklusion 37
Samling af stringer 37
Konklusion 37
Samling mellem krydsfiner og stringer 38
Konklusion 38
Dimensionering af vindtrækbånd i tagskive 39
Konklusion 39
Dimensionering af loftskive, længdestabilitet 40

Konklusion 42
Bestemmelse af reaktioner fra spær 43
Egenlast 43
Snelast 43
Vindlast 43
Nyttelast 44
Dimensionering af rem og tagforankring 45
Dimensionering af rem 45
Konklusion 45
Forankring af rem til bagvæg 45
Konklusion 45
Forankring af spær 46
Konklusion 46
Dimensionering af limtræ 47
Bjælke over carport, B1 47
Konklusion 49
Limtræsbjælke over terrasse, B2 50
Konklusion 50
Limtræsbjælke over vinduesparti, B3 51
Konklusion 51
Dimensionering af søjler 52
Oversigt over søjler 52
S1 52
Konklusion 52
S2 53
Konklusion 54
S3 55
Konklusion 55
S4 56
Konklusion 56
S5 og S6 57
Konklusion 57
125m^2 boliger 58
Bestemmelse af C-faktorer på tag 58
Tværstabilitet 60
Bestemmelse af linielast på loftskiven 60
Tværstabiliserende vægge, Type A og B 61
Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type A og B 62
Tværstabilitetseftervisning, Type A & B 63
Konklusion 64
Længdestabilitet 65
Længdestabiliserende vægge, Type A G2 & G2 67
Længdestabilitetseftervisning, Type A G2 samt Type B G2 68
Konklusion 69
Længdestabiliserende vægge, Type B G2 & G2 70
Længdestabilitetseftervisning, Type B G2 & G2 71
Konklusion 72

Dimensionering af gangbro ... 73
Stringer ... 73
Konklusion ... 74
Samling af stringer ... 74
Konklusion ... 74
Samling mellem krydsfiner og stringer ... 75
Konklusion ... 75
Oversigt over bjælker og søjler ... 76
Bestemmelse af reaktioner fra bjælkespær ved tilbygning ... 77
Egenlast ... 77
Snelast ... 77
Vindlast ... 78
Dimensionering af bjælkespær ... 79
Konklusion ... 79
Forankring af bjælkespær ... 80
Konklusion ... 80
Dimensionering af bjælke ved fod af bjælkespær ... 81
Konklusion ... 83
Dimensionering af kipdrager ... 84
Konklusion ... 86
Bjælke over carport ... 87
Konklusion ... 89
Dimensionering af søjle S1 ... 90
Konklusion ... 91
Dimensionering af søjle S2 ... 91
Konklusion ... 91
Fælleshus ... 92
Bestemmelse af C-faktorer på tag ... 92
Bestemmelse af vandret last på loftskive ... 93
Tværstabiliserende vægge ... 94
Fordeling af laster på tværstab. vægge ... 95
Tværstabilitetseftervisning ... 96
Konklusion ... 97
Længdestabiliserende vægge ... 98
Fordeling af laster på længdestab. vægge ... 99
Længdestabilitetseftervisning ... 100
Konklusion ... 101
Dimensionering af gangbro ... 102
Stringer ... 102
Konklusion ... 103
Samling af stringer ... 103
Konklusion ... 103
Samling mellem krydsfiner og stringer ... 104
Konklusion ... 104
Dimensionering af søjler ... 105
S1 ... 105

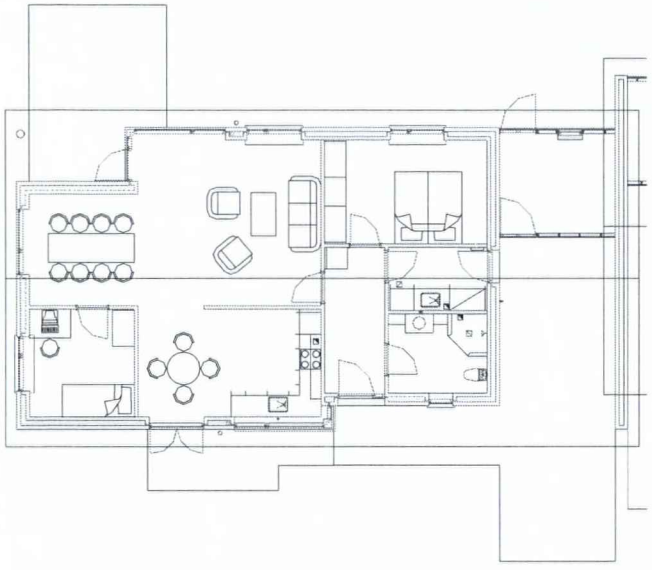
Konklusion 105
S2 og S3 106
Konklusion 106

Dimensionering af forankringer 107
Forankringer for $F_t \leq 8kN$ 107
Konklusion 107
Forankring for $8kN < Ft \leq 12,5kN$ 107
Konklusion 107
Forankring for $12,5kN < Ft \leq 24,0kN$ 107
Konklusion 107

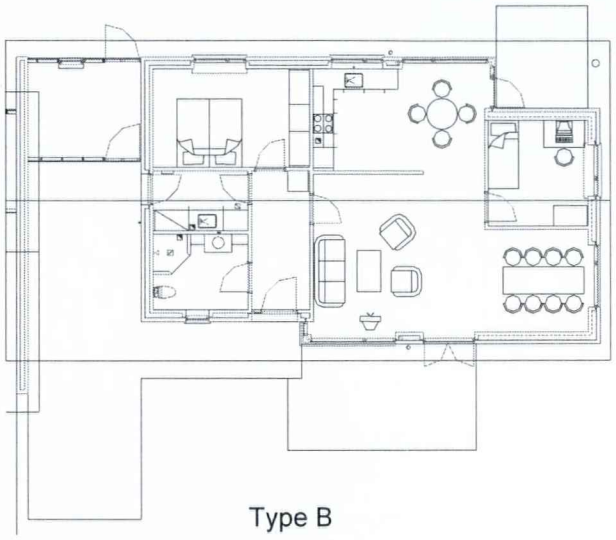
Omfangsbeskrivelse

De statiske beregninger omhandler beregninger for 34 boliger; 12 stk. á 105m^2 samt 22 stk. á 125m^2, samt et stk. fælleshus.

105m^2
Her er der tale om 2 typer boliger, A og B, hvor type A har køkken/alrum vendt mod vejen, og type B har køkken/alrum vendt væk fra vejen.



Type A

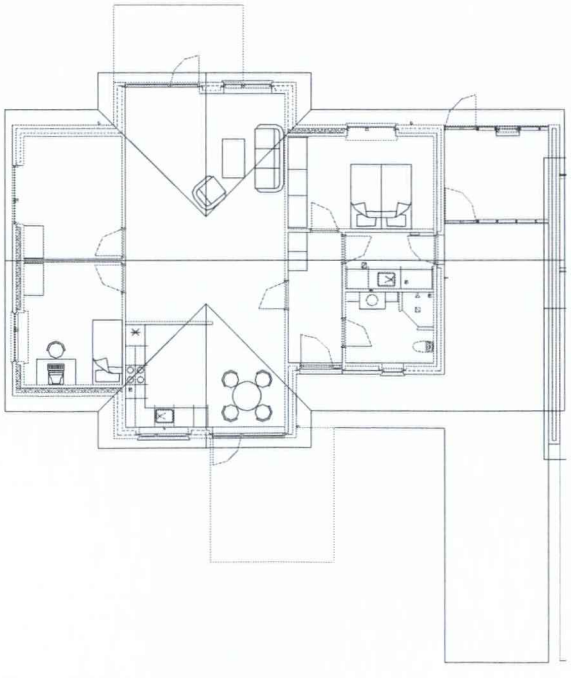


Type B

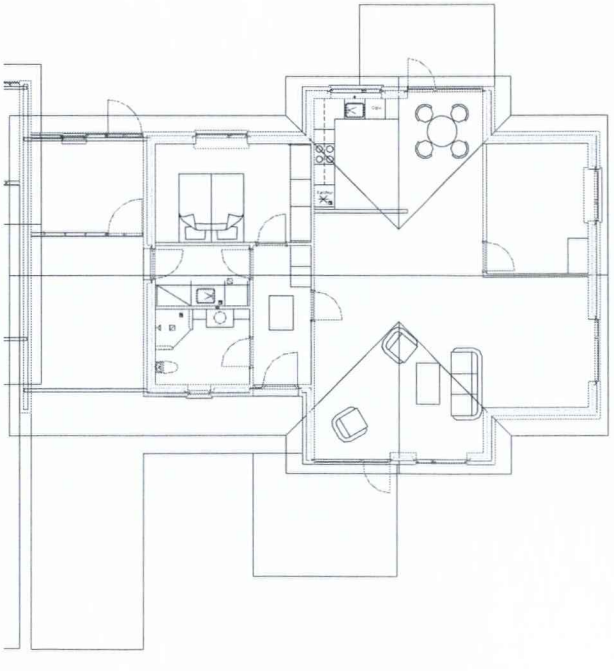
Boligerne har enten to (G2) eller et vindue i gavlen.
Boligerne hænger sammen to og to og forekommer spejlvendte.

125m^2
Her er der ligeledes tale om 2 type bolig, A og B, hvor type A har køkken/alrum vendt mod vejen, og type B har køkken/alrum vendt væk fra vejen.

.



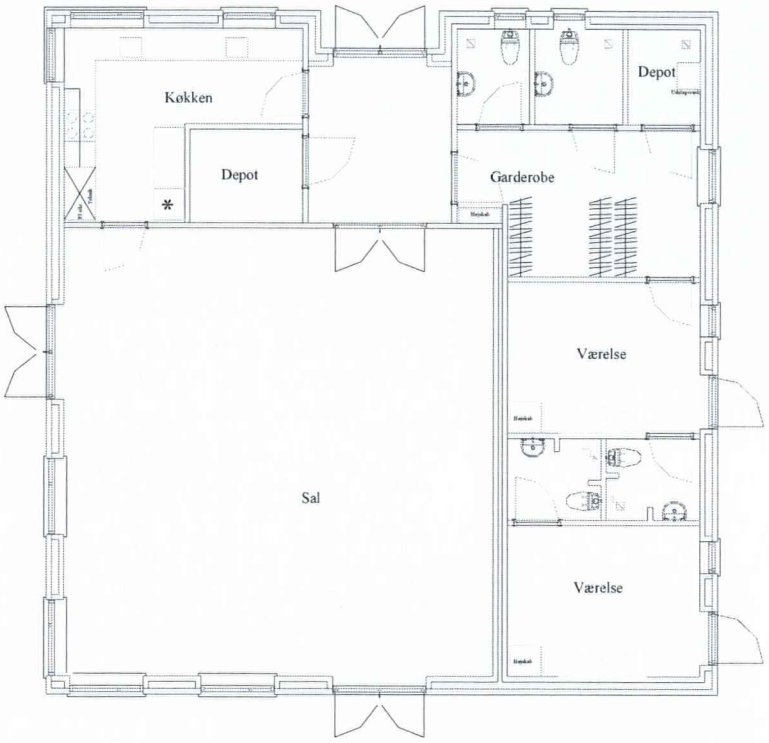
Type A



Type B

Alle boliger har to vinduer i gavlen (G2). Boligerne hænger sammen to og to og forekommer spejlvendte.

Fælleshus
Fælleshuset er på 170m^2 og er indrettet som vist nedenfor.



Beregningerne af de ovenfor omtalte boliger omfatter stabilitetsberegning; herunder dimensionering af loft- og tagskive, forankring af tagkonstruktionen, bjælker og søjler. Bygningsdele, som leveres præfabrikeret, dimensioneres af leverandøren.

Beregningsgrundlag og forudsætninger:

DS 409 (2.1) - Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner, okt.1998
DS 410 (4.1) - Norm for last på konstruktioner, okt. 1998
DS 411 (4.1) - Norm for betonkonstruktioner, marts 1999
DS 412 (3.1) - Norm for stålkonstruktioner, juli 1998
DS 413 (5.1) - Norm for trækonstruktioner, okt. 1998
DS 414 (5.1) - Norm for murværkskonstruktioner, okt. 1998
DS 415 (4.1) - Norm for fundering, apr. 1998
Teknisk Ståbi, 18. udgave 1999

Geometri i h.t. tegningsmaterialer dateret

Sikkerheds- og kontrolklasse er, hvor ikke andet er nævnt, normal.

Laster

Egenlast

Tagkonstruktion

IBF Vinge Økonomi:	0,40 kN/m^2
Undertag:	0,04 kN/m^2
38x56mm Lægter pr. 35 cm inkl. afstandslister:	0,04 kN/m^2
Spær:	0,05 kN/m^2
Permanent bunden egenlast, tagkonstruktion	0,53 kN/m^2

Loft

250 mm isolering:		0,04 kN/m^2
Forskalling:	0,038·0,1·(1/0,3)·5	0,06 kN/m^2
Loft, 1 x 13 mm gips:	0,013·9	0,12 kN/m^2
Permanent fri egenlast, loft		0,22 kN/m^2

Gangbro

Stringer 50x100mm: 2·0,05·0,1·5	0,05 kN/m^2
18mm krydsfiner:	0,09 kN/m^2
Permanent bunden egenlast, gangbro	0,14 kN/m^2

Egenlast, ydervæg:

108 mm tegl:		1,90 kN/m^2
100 mm porebeton:	6,3·0,1	0,63 kN/m^2
Isolering:		-
Permanent bunden egenlast, ydervæg		2,53 kN/m^2

Partialkoefficient, $\gamma_f = 1,0$

Nyttelast

Tagrum:

Som "Tagrum og skunkrum" jf. DS 410

q = 0,5 kN/m^2 ($\psi = 1,0$)
Q = 0,5 kN ($\psi = 0$)

Der regnes kun med last på gangbroen, hvis bredde skal regnes større eller lig med 1,2 meter.

Snelast

$S = c_i \, C_e \, C_t \, s_k$, hvor C_e og C_t på den sikre side regnes til 1,0.

$s_k = s_{k,0} = 0{,}9$ kN/m^2 [(4)P]

$c_1 = 0{,}8$ ($\alpha = 25°$)

$c_2 = 0{,}8 + (0{,}6 \cdot (\alpha - 15)/30) = 1{,}0$ ($\alpha = 25°$)

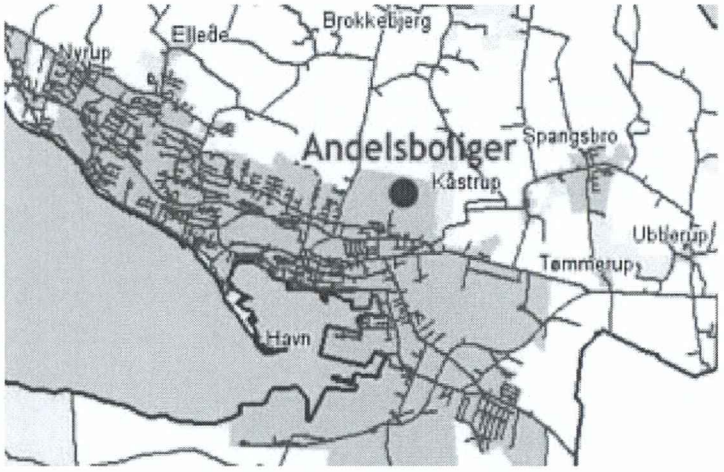
$S_1 = 0{,}9 \times 0{,}8 = 0{,}72$ kN/m^2

$S_2 = 0{,}9 \times 1{,}0 = 0{,}9$ kN/m^2

Partialkoefficient, $\gamma_f = 1{,}5$ ($\psi = 0{,}5$)

Vindlast

Terrænkategori



Andelsboligerne skal opføres i byen Kalundborg.

Da grunden ligger i udkanten af byen, er der kun spredt bebyggelse nord og øst for denne. Derfor vælges terrænkategori II.

Basisvindhastighedens grundværdi regnes lig 24 m/sek, da Kalundborg ligger udenfor randzonen langs vestkysten.

Basisvindhastighedens grundværdi regnes lig 24 m/sek, da Lund ligger udenfor randzonen langs vestkysten.

Basisvindhastighed:

Basisvindhastighed, $v_b = C_{dir} \cdot C_{års} \cdot C_{b,0} = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 24 = 24$ m/s

Basishastighedstryk:

Grundværdi for basishastighedstryk,

$q_{b,0} = ½ \cdot \rho \cdot v^2_{b,0} = ½ \cdot 1{,}25 \cdot 10^3 \cdot 24^2 = 0{,}360$ KN/m²

Basishastighedstryk, $q_b = C_{dir}^2 \cdot C_{års}^2 \cdot q_{b,0} = 0{,}360$ KN/m²

Terrænfaktor, k_t : 0,19
Ruhedslængde, Z_0 : 0,05
Bygningens højde: 4,8 meter

10-minutters middelhastighedstrykket:
Terrænets ruhed, $C_{r(z)} = k_t \times \ln(z/z_0) = 0,19 \cdot \ln(4,8/0,05) = 0,867$
Terrænets topografi, $C_{t(z)} = 1,0$
10-minutters middelshastighedstrykket,
$q_{m(z)} = C_{r(z)}^2 \cdot C_{t(z)}^2 \cdot q_b = 0,867^2 \cdot 1,0^2 \cdot 0,36 = 0,271$ kN/m²

Turbulensintensiteten i højden z = 4,8m.
Turbulensintensiteten,
$I_{v(z)} = 1/C_{t(z)} \cdot 1/\ln(z/z_0) = 1/1 \cdot 1/\ln(4,8/0,05) = 0,219$

Karakteristisk maximale hastighedstryk:
Peak-faktoren, $k_p = 3,5$
Hastighedstryk,
$q_{max(z)} = (1 + 7 \times I_{v(z)}) \times q_{m(z)} = (1 + 7 \cdot 0,219) \cdot 0,271 = 0,68$ kN/m²

Samme beregningsgang for fælleshuset giver et hastighedstryk på:
$q_{max(z)} = 0,73$ kN/m²

Partialkoefficienter:
Partialkoefficient, $\gamma_f = 1,5$ ($\psi = 0,5$; dog 0,25 i LAK 3.3)

C-værdier
Udvendig vindlast: Der benyttes formfaktor $C_{pe,10}$ for ydervægge jf. afsnit 6.3.1.1. DS 410.

Kort beskrivelse af bygningernes hovedstabilitet

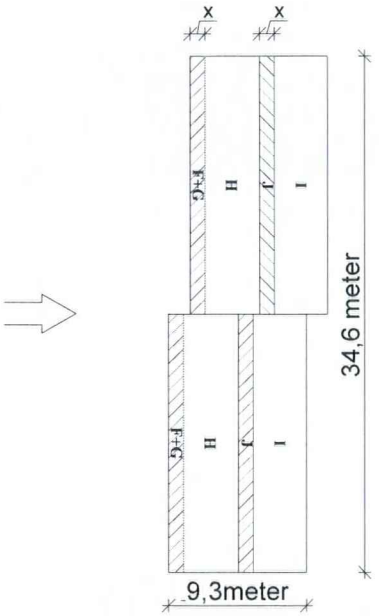
Bygningerne skal kunne optage de vandrette laster, som påvirker bygningerne i deres levetid. Bygningerne påvirkes af last fra vind, men skal principielt ligeledes undersøges for en fiktiv last, masselasten, men da der er tale om 1 plans byggeri, er denne undersøgelse unødvendig.

Vandrette laster på bygningernes gavle og facader føres via tag- og loftskive til bagvægge og skillevægge. Lasterne føres ned gennem væggene til fundamenter.

105m^2 boliger

Bestemmelse af C-faktorer på tag

Vind på tværs



Forudsætninger:

$$\alpha = 25°$$

$$e = \min\begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 4{,}8 = 9{,}6\text{m} \\ b = 34{,}6\text{m} \end{cases} \approx 9{,}6\text{m}$$

$$x = \frac{e}{10} = 1{,}0\text{m}$$

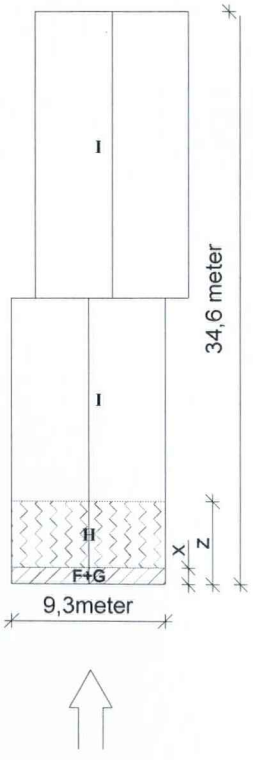
$$y = \frac{e}{4} = 2{,}4\text{m}$$

$$z = \frac{e}{2} = 4{,}8\text{m}$$

$$F = G = \begin{cases} 0{,}56 \\ -0{,}6 \end{cases} \qquad H = \begin{cases} 0{,}35 \\ -0{,}25 \end{cases}$$

$$I = \begin{cases} 0 \\ -0{,}4 \end{cases} \qquad J = \begin{cases} 0 \\ -0{,}6 \end{cases}$$

Vind på langs



Forudsætninger:

$$\alpha = 25°$$

$$e = \min\begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 4{,}8 = 9{,}6\text{m} \\ b = 9{,}3\text{m} \end{cases} \approx 9{,}3\text{m}$$

$$x = \frac{e}{10} = 1{,}0\text{m}$$

$$y = \frac{e}{4} = 2{,}4\text{m}$$

$$z = \frac{e}{2} = 5{,}0\text{m}$$

$$F = G = 0/-1{,}2 \qquad H = 0/-0{,}7$$

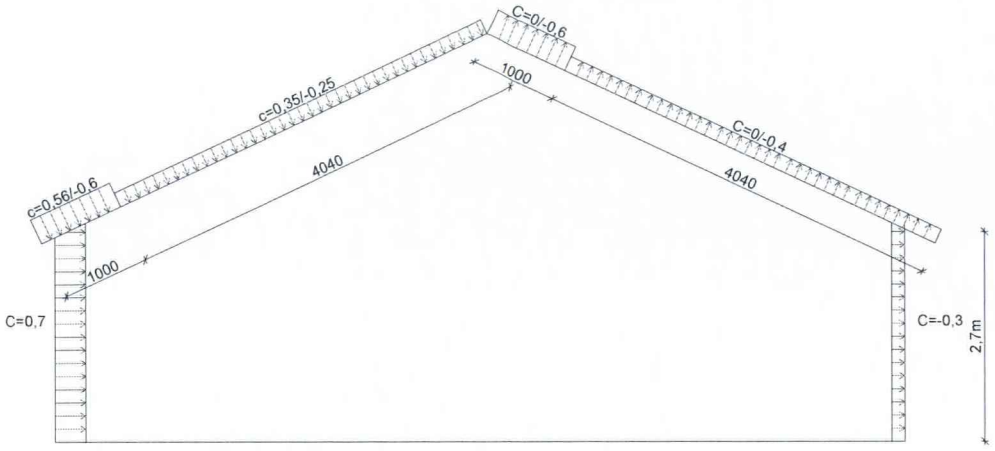
$$I = 0/-0{,}5$$

Indvendig vindlast

Jf. DS410 6.3.2 (8) kan formfaktoren for indvendig tryg sættes til C_{pi} = 0,2 og for indvendig sug til C_{pi} = -0,3 (undertryk).

Tværstabilitet

Bestemmelse af linielast på loftskiven



Bidrag fra tag:

$$H_{tag} = 1{,}5 \cdot 0{,}68 \cdot \tan(25) \cdot (1 \cdot (0{,}56 + 0{,}6) + 4{,}04 \cdot (0{,}35 + 0{,}4)) = 1{,}99 \text{kN/m}$$

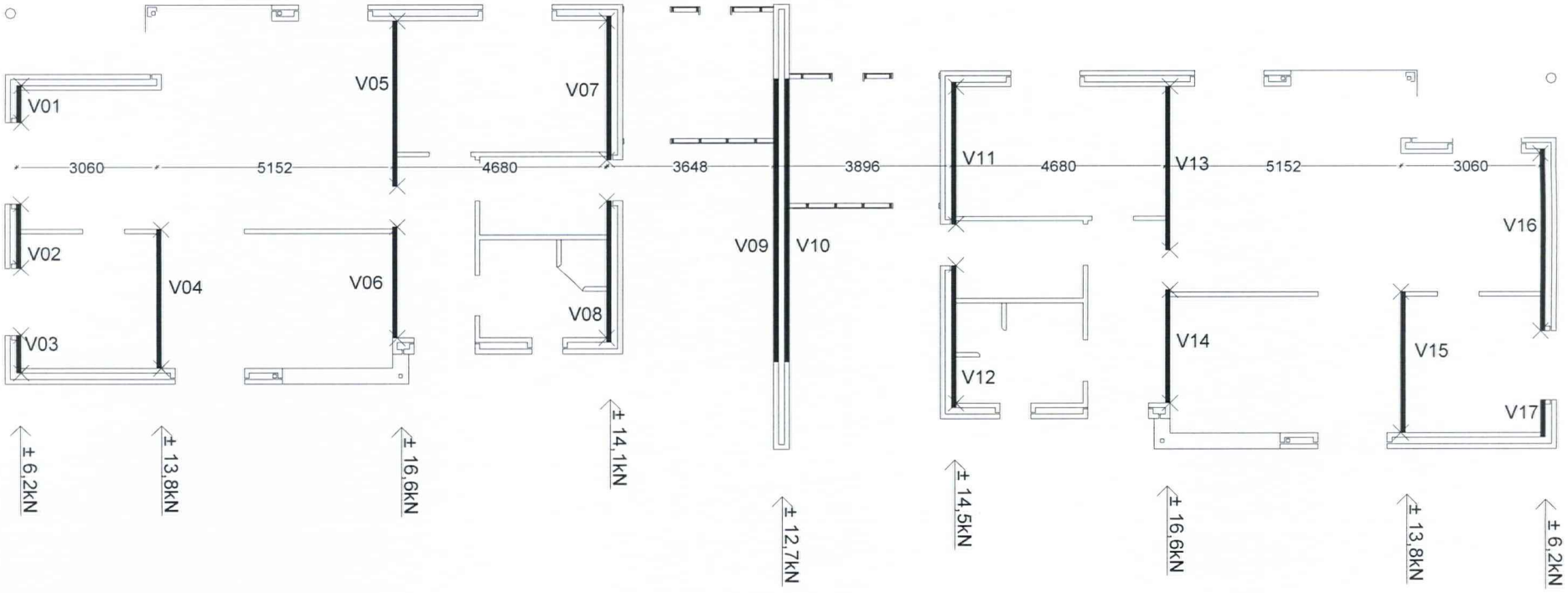
Bidrag fra ½ facadehøjde:

$$H_{ydervæg} = 1{,}5 \cdot 0{,}68 \cdot (0{,}3 + 0{,}7) \cdot \frac{2{,}7}{2} = 1{,}38 \text{kN/m}$$

Samlet linielast på loftskiven:

$$\sum H_d = 1{,}99 + 1{,}38 = \underline{3{,}37 \text{kN/m}}$$

Tværstabiliserende vægge, Type A G2 & G1



Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type A G2 & G1

- Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af foregående side.
- Linielast på loftskive fordeles på vægge efter facadeandel.

Lastfordeling:

V01-V03:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	6,2kN
V04:	$H_s = ½ \cdot (3{,}06 + 5{,}15) \cdot 3{,}37$	=	13,8kN
V05-V06:	$H_s = ½ \cdot (5{,}15 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	=	16,6kN
V07-V08:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 3{,}65) \cdot 3{,}37$	=	14,1kN
V09-V10:	$H_s = ½ \cdot (3{,}65 + 3{,}90) \cdot 3{,}37$	=	12,7kN
V11-V12:	$H_s = ½ \cdot (3{,}90 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	=	14,5kN
V13-V14:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 5{,}15) \cdot 3{,}37$	=	16,6kN
V15:	$H_s = ½ \cdot (5{,}15 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	13,8kN
V16-V17:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	6,2kN
$\sum$Hs		=	114,5kN

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At teglvægge regnes uden kohæsionsbidrag pga. papindlæg.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

ærstabilitetseftervisning, Type / 32 & G1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13,00	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~4kN**
V02	0,10	1,40	2,40	5,35	1,4	0,8	0,8	6,0	1,3	8,3	**9,4**		**3,60**	2,40	**8,6**	0,33	0,10	0,19	0,43	1,1	**3,9**	**0,3**	**Forankring ~ 6kN**
V03	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**
V04	0,10	3,10	2,40	5,35	3,2	0,7	3,1	13,0	3,0	16,9	**46,2**		**13,80**	2,40	**33,1**	0,33	0,77	1,54	0,11	9,3	**14,8**	**1,0**	**Forankring ~ 13kN**
V05	0,10	3,64	2,40	5,35	3,7	0,7	2,9	6,5	3,5	11,0	**31,9**		**10,10**	2,40	**24,2**	0,33	0,70	1,40	0,08	8,4	**12,0**	**1,9**	**Forankring ~ 6,5kN**
V06	0,10	2,48	2,40	5,35	2,5			6,5	2,4	9,0	**18,6**		**6,50**	2,40	**15,6**	0,33	0,33	0,67	0,14	4,0	**7,0**	**0,5**	**Forankring ~ 6,5kN**
V07	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	3,0	4,5	3,1	8,6	**21,3**		**7,05**	2,40	**16,9**	0,33	0,52	1,03	0,08	6,2	**9,0**	**2,0**	**Forankring ~ 4,5kN**
V08	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	2,2	4,5	3,1	8,6	**20,7**		**7,05**	2,40	**16,9**	0,33	0,44	0,88	0,10	5,3	**8,1**	**1,1**	**Forankring ~ 4,5kN**
V09	0,11	6,30	2,40	17,60	23,4					23,4	**73,8**		**6,35**	2,40	**15,2**	0,33	2,50	5,00	0,04		7,7	**1,3**	**OK!**
V10	0,11	6,30	2,40	17,60	23,4					23,4	**73,8**		**6,35**	2,40	**15,2**	0,33	2,50	5,00	0,04		7,7	**1,3**	**OK!**
V11	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	3,0	4,5	3,1	8,6	**21,4**		**7,25**	2,40	**17,4**	0,33	0,46	0,93	0,09	5,6	**8,4**	**1,1**	**Forankring ~ 4,5kN**
V12	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	2,2	4,5	3,1	8,6	**20,7**		**7,25**	2,40	**17,4**	0,33	0,39	0,77	0,11	4,6	**7,4**	**0,2**	**Forankring ~ 4,5kN**
V13	0,10	3,64	2,40	5,35	3,7	0,7	2,9	6,5	3,5	11,0	**31,9**		**10,10**	2,40	**24,2**	0,33	0,70	1,40	0,08	8,4	**12,0**	**1,9**	**Forankring ~ 6,5kN**
V14	0,10	2,48	2,40	5,35	2,5			6,5	2,4	9,0	**18,6**		**6,50**	2,40	**15,6**	0,33	0,33	0,67	0,14	4,0	**7,0**	**0,5**	**Forankring ~ 6,5kN**
V15	0,10	3,10	2,40	5,35	3,2	0,7	3,1	13,0	3,0	16,9	**46,2**		**13,80**	2,40	**33,1**	0,33	0,77	1,54	0,11	9,3	**14,8**	**1,0**	**Forankring ~ 13kN**
V16	0,10	4,06	2,40	5,35	4,2	0,4	4,1	2,0	4,0	6,6	**18,1**		**6,10**	2,40	**14,6**	0,33	0,52	1,04	0,06	6,2	**8,4**	**2,3**	**Forankring ~ 2kN**
V17	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8					0,8	**0,3**		**0,10**	2,40	**0,2**	0,33	0,11	0,22	0,04	1,3	**1,6**	**1,5**	**OK!**

114,50

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge

x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen
ΣM_d = væltende moment
μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient

X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$
b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V01 + V03:
Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4kN.

Vægskive V02:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 6kN.

Vægskive V04 + V15:

Vægfeltet skal forankres i enderne for en kraft på 13kN.

Vægskive V05 + V06 + V13 + V14:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 6,5kN.

Vægskive V07 + V08 + V11 + V12:

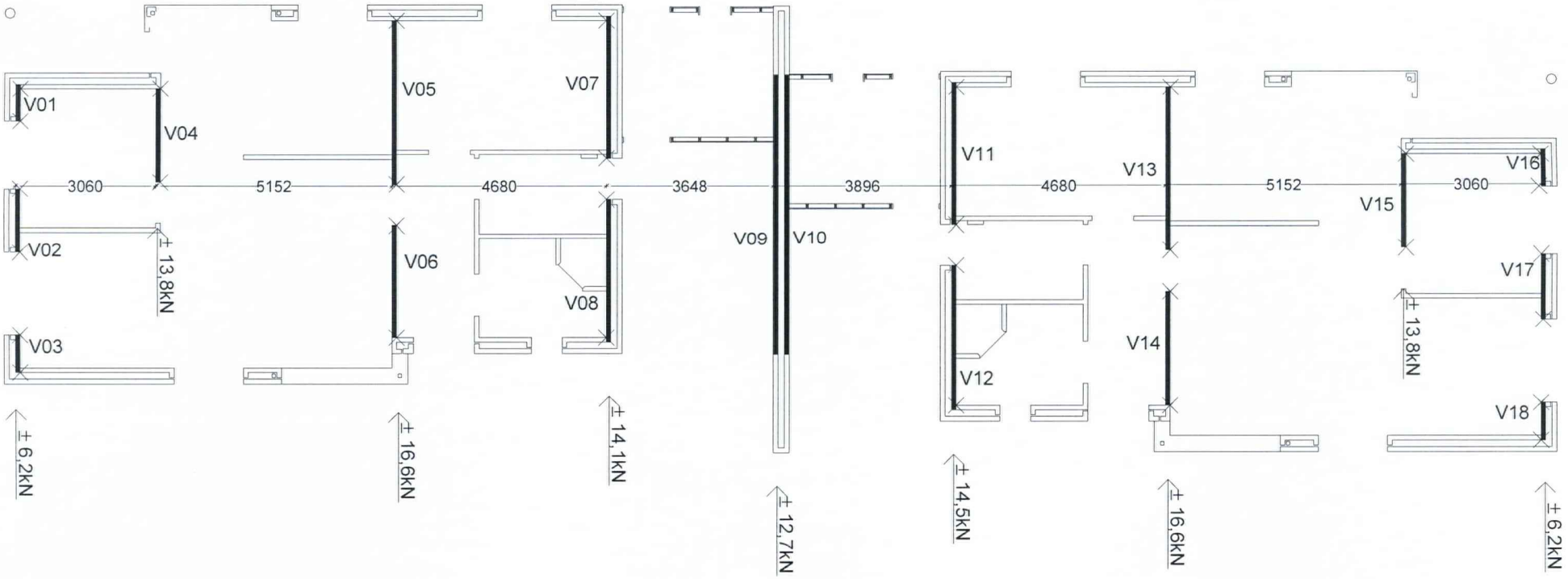
Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4,5kN.

Vægskive V16:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 2kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Tværstabiliserende vægge, Type B G2 & G2



Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type B G2 & G2

- Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af foregående side.
- Linielast på loftskive fordeles på vægge efter facadeandel.

Lastfordeling:

V01-V03:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	6,2kN
V04:	$H_s = ½ \cdot (3{,}06 + 5{,}15) \cdot 3{,}37$	=	13,8kN
V05-V06:	$H_s = ½ \cdot (5{,}15 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	=	16,6kN
V07-V08:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 3{,}65) \cdot 3{,}37$	=	14,1kN
V09-V10:	$H_s = ½ \cdot (3{,}65 + 3{,}90) \cdot 3{,}37$	=	12,7kN
V11-V12:	$H_s = ½ \cdot (3{,}90 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	=	14,5kN
V13-V14:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 5{,}15) \cdot 3{,}37$	=	16,6kN
V15:	$H_s = ½ \cdot (5{,}15 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	13,8kN
V16-V18:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	6,2kN
$\sum$Hs		=	114,5kN

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At teglvægge regnes uden kohæsionsbidrag pga. papindlæg.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Tværstabilitetseftervisning, Type B G2 & G2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13,00	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	c x A_c	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~4kN**
V02	0,10	1,40	2,40	5,35	1,4	0,8	0,8	6,0	1,3	8,3	**9,4**		**3,60**	2,40	**8,6**	0,33	0,10	0,19	0,43	1,1	**3,9**	**0,3**	**Forankring ~ 6kN**
V03	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**
V04	0,10	2,10	2,40	5,35	2,2			22,0	2,0	24,2	**46,3**		**13,80**	2,40	**33,1**	0,33	0,54	1,09	0,22	6,5	**14,5**	**0,7**	**Forankring ~ 22kN**
V05	0,10	3,64	2,40	5,35	3,7	0,7	2,9	6,5	3,5	11,0	**31,9**		**10,10**	2,40	**24,2**	0,33	0,70	1,40	0,08	8,4	**12,0**	**1,9**	**Forankring ~ 6,5kN**
V06	0,10	2,48	2,40	5,35	2,5			6,5	2,4	9,0	**18,6**		**6,50**	2,40	**15,6**	0,33	0,33	0,67	0,14	4,0	**7,0**	**0,5**	**Forankring ~ 6,5kN**
V07	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	3,0	4,5	3,1	8,6	**21,3**		**7,05**	2,40	**16,9**	0,33	0,52	1,03	0,08	6,2	**9,0**	**2,0**	**Forankring ~ 4,5kN**
V08	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	2,2	4,5	3,1	8,6	**20,7**		**7,05**	2,40	**16,9**	0,33	0,44	0,88	0,10	5,3	**8,1**	**1,1**	**Forankring ~ 4,5kN**
V09	0,11	6,30	2,40	17,60	23,4					23,4	**73,8**		**6,35**	2,40	**15,2**	0,33	2,50	5,00	0,04		7,7	**1,3**	**OK!**
V10	0,11	6,30	2,40	17,60	23,4					23,4	**73,8**		**6,35**	2,40	**15,2**	0,33	2,50	5,00	0,04		7,7	**1,3**	**OK!**
V11	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	3,0	4,5	3,1	8,6	**21,4**		**7,25**	2,40	**17,4**	0,33	0,46	0,93	0,09	5,6	**8,4**	**1,1**	**Forankring ~ 4,5kN**
V12	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	2,2	4,5	3,1	8,6	**20,7**		**7,25**	2,40	**17,4**	0,33	0,39	0,77	0,11	4,6	**7,4**	**0,2**	**Forankring ~ 4,5kN**
V13	0,10	3,64	2,40	5,35	3,7	0,7	2,9	6,5	3,5	11,0	**31,9**		**10,10**	2,40	**24,2**	0,33	0,70	1,40	0,08	8,4	**12,0**	**1,9**	**Forankring ~ 6,5kN**
V14	0,10	2,48	2,40	5,35	2,5			6,5	2,4	9,0	**18,6**		**6,50**	2,40	**15,6**	0,33	0,33	0,67	0,14	4,0	**7,0**	**0,5**	**Forankring ~ 6,5kN**
V15	0,10	2,10	2,40	5,35	2,2			22,0	2,0	24,2	**46,3**		**13,80**	2,40	**33,1**	0,33	0,54	1,09	0,22	6,5	**14,5**	**0,7**	**Forankring ~ 22kN**
V16	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**
V17	0,10	1,40	2,40	5,35	1,4	0,8	0,8	6,0	1,3	8,3	**9,5**		**3,60**	2,40	**8,6**	0,33	0,10	0,20	0,41	1,2	**3,9**	**0,3**	**Forankring ~ 6kN**
V18	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**

114,50

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge

x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen
ΣM_d = væltende moment

μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten ((ΣM_s -ΣM_d)/ ΣN)
b_{eff} = trykzonebredde ($2 \cdot x_3$)
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V01 + V03 + V16 + V18:
Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4kN.

Vægskive V02 + V17:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 6kN.

Vægskive V04 + V15:

Vægfeltet skal forankres i enderne for en kraft på 22kN.

Vægskive V05 + V06 + V13 + V14:

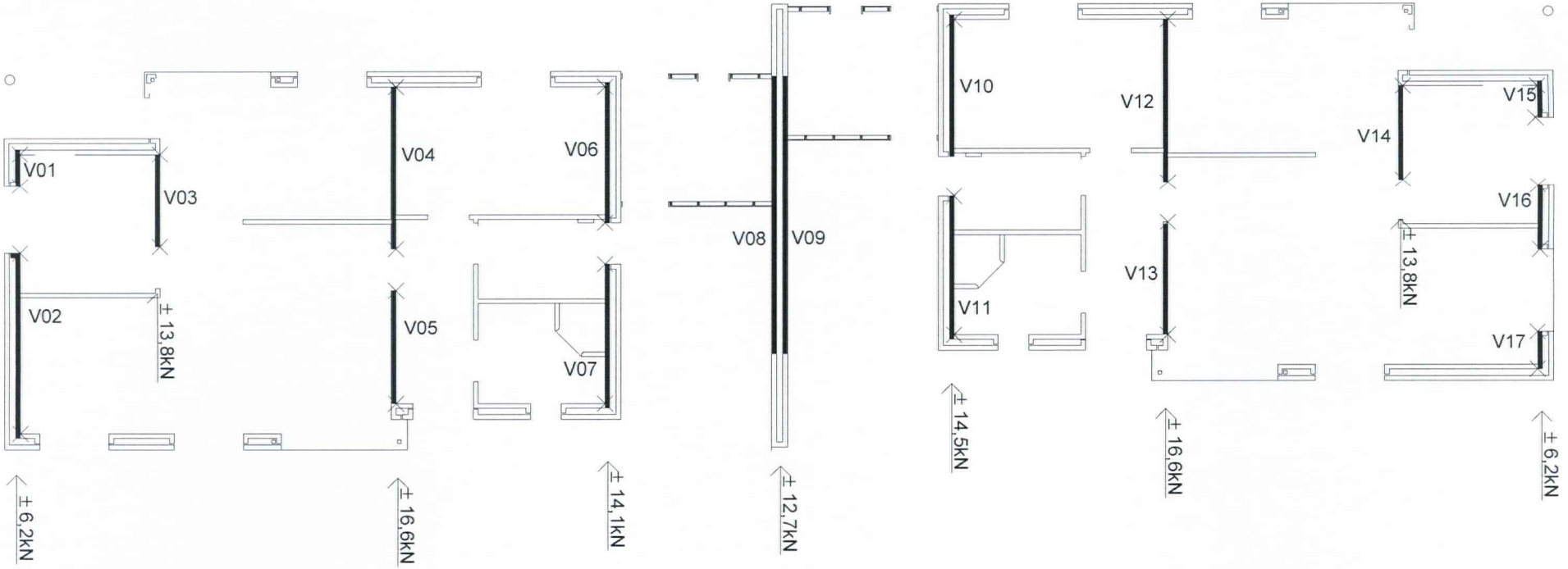
Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 6,5kN.

Vægskive V07 + V08 + V11 + V12:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4,5kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Tværstabiliserende vægge, Type B G1 & G2



Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type B G1 & G2

- Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af foregående side.
- Linielast på loftskive fordeles på vægge efter facadeandel.

Lastfordeling:

V01-V02:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	6,2kN
V03:	$H_s = ½ \cdot (3{,}06 + 5{,}15) \cdot 3{,}37$	=	13,8kN
V04-V05:	$H_s = ½ \cdot (5{,}15 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	=	16,6kN
V06-V07:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 3{,}65) \cdot 3{,}37$	=	14,1kN
V08-V09:	$H_s = ½ \cdot (3{,}65 + 3{,}90) \cdot 3{,}37$	=	12,7kN
V10-V11:	$H_s = ½ \cdot (3{,}90 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	=	14,5kN
V12-V13:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 5{,}15) \cdot 3{,}37$	=	16,6kN
V14:	$H_s = ½ \cdot (5{,}15 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	13,8kN
V15-V17:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}06) \cdot 3{,}37$	=	6,2kN
$\sum$Hs		=	114,5kN

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At teglvægge regnes uden kohæsionsbidrag pga. papindlæg.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Tværstabilitetseftervisning, Type B G1 & G2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13,00	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8					0,8	**0,3**		**0,10**	2,40	**0,2**	0,33	0,11	0,22	0,04	1,3	**1,6**	**1,5**	**OK!**
V02	0,10	4,06	2,40	5,35	4,2	0,4	3,0	2,0	4,0	6,6	**17,6**		**6,10**	2,40	**14,6**	0,33	0,45	0,91	0,07	5,4	**7,6**	**1,5**	**Forankring ~ 2kN**
V03	0,10	2,10	2,40	5,35	2,2			22,0	2,0	24,2	**46,3**		**13,80**	2,40	**33,1**	0,33	0,54	1,09	0,22	6,5	**14,5**	**0,7**	**Forankring ~ 22kN**
V04	0,10	3,64	2,40	5,35	3,7	0,7	2,9	6,5	3,5	11,0	**31,9**		**10,10**	2,40	**24,2**	0,33	0,70	1,40	0,08	8,4	**12,0**	**1,9**	**Forankring ~ 6,5kN**
V05	0,10	2,48	2,40	5,35	2,5			6,5	2,4	9,0	**18,6**		**6,50**	2,40	**15,6**	0,33	0,33	0,67	0,14	4,0	**7,0**	**0,5**	**Forankring ~ 6,5kN**
V06	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	3,0	4,5	3,1	8,6	**21,3**		**7,05**	2,40	**16,9**	0,33	0,52	1,03	0,08	6,2	**9,0**	**2,0**	**Forankring ~ 4,5kN**
V07	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	2,2	4,5	3,1	8,6	**20,7**		**7,05**	2,40	**16,9**	0,33	0,44	0,88	0,10	5,3	**8,1**	**1,1**	**Forankring ~ 4,5kN**
V08	0,11	6,30	2,40	17,60	23,4					23,4	**73,8**		**6,35**	2,40	**15,2**	0,33	2,50	5,00	0,04		**7,7**	**1,3**	**OK!**
V09	0,11	6,30	2,40	17,60	23,4					23,4	**73,8**		**6,35**	2,40	**15,2**	0,33	2,50	5,00	0,04		**7,7**	**1,3**	**OK!**
V10	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	3,0	4,5	3,1	8,6	**21,4**		**7,25**	2,40	**17,4**	0,33	0,46	0,93	0,09	5,6	**8,4**	**1,1**	**Forankring ~ 4,5kN**
V11	0,10	3,16	2,40	5,35	3,2	0,8	2,2	4,5	3,1	8,6	**20,7**		**7,25**	2,40	**17,4**	0,33	0,39	0,77	0,11	4,6	**7,4**	**0,2**	**Forankring ~ 4,5kN**
V12	0,10	3,64	2,40	5,35	3,7	0,7	2,9	6,5	3,5	11,0	**31,9**		**10,10**	2,40	**24,2**	0,33	0,70	1,40	0,08	8,4	**12,0**	**1,9**	**Forankring ~ 6,5kN**
V13	0,10	2,48	2,40	5,35	2,5			6,5	2,4	9,0	**18,6**		**6,50**	2,40	**15,6**	0,33	0,33	0,67	0,14	4,0	**7,0**	**0,5**	**Forankring ~ 6,5kN**
V14	0,10	2,10	2,40	5,35	2,2			22,0	2,0	24,2	**46,3**		**13,80**	2,40	**33,1**	0,33	0,54	1,09	0,22	6,5	**14,5**	**0,7**	**Forankring ~ 22kN**
V15	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**
V16	0,10	1,40	2,40	5,35	1,4	0,8	0,8	6,0	1,3	8,3	**9,5**		**3,60**	2,40	**8,6**	0,33	0,10	0,20	0,41	1,2	**3,9**	**0,3**	**Forankring ~ 6kN**
V17	0,10	0,80	2,40	5,35	0,8			4,0	0,7	4,8	**3,1**		**1,30**	2,40	**3,1**	0,33	0,00	0,00	13,36	0,0	**1,6**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**

114,50

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge

x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen
ΣM_d = væltende moment

μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$
b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V02:
Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 2kN.

Vægskive V03 + V14:

Vægfeltet skal forankres i enderne for en kraft på 22kN.

Vægskive V04 + V05 + V12 + V13:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 6,5kN.

Vægskive V06 + V07 + V10 + V11:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4,5kN.

Vægskive V15 + V17:

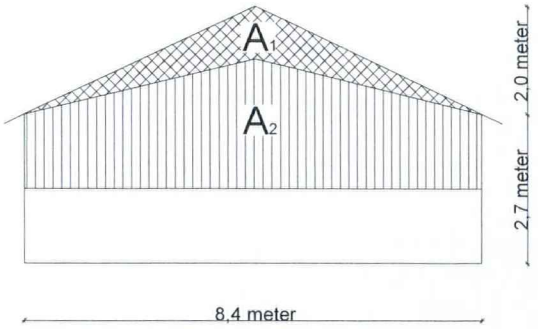
Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4kN.

Vægskive V16:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 6kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Længdestabilitet



1) Vindlasten på det dobbelt skraverede areal regnes at går i tagskive og føres via vindtrækbånd til facader.
2) Vindlasten på det skråskraverede areal føres via loftskiven til facader.

Ad 1:

$$A_1 = ½ \cdot \frac{2,0}{2} \cdot 8,4 = 4,2\text{m}^2$$

Bidrag fra vindlast på gavl:

$$Q_{w,1} = 1,5 \cdot 0,68 \cdot 0,7 \cdot 4,2 = 3,0\text{kN}$$

Ad 2:

$$A_2 = 4,2 + ½ \cdot 2,7 \cdot 8,4 = 15,6\text{m}^2$$

Bidrag fra vindlast på gavl:

$$Q_{w,d} = 0,7 \cdot 0,68 \cdot 1,5 \cdot 15,6 = 11,2\text{kN}$$

Bidrag fra tangentiel vindlast på tag:

$$Q_{w,f} = q_{max} \cdot \gamma \cdot c_{fr} \cdot A$$

$$c_{fr} \approx 0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{q}{1}} = 0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,15}{17}} = 0,021$$

$$Q_{w,f} = 0,68 \cdot 1,5 \cdot 0,021 \cdot (17,3 \cdot 10) = 3,7\text{kN}$$

Samlet last på tagskiven:

$\sum$ Last på tagskive: Q_w= 3,0 + 3,7 = 6,7kN

Den samlede vandrette last på loftskiven:

$$\sum Q_{res} = 11,2 + 6,7 = \underline{17,9\text{kN}}$$

Lasten fordeles på facader og langsgående væg mellem toilet og bryggers.

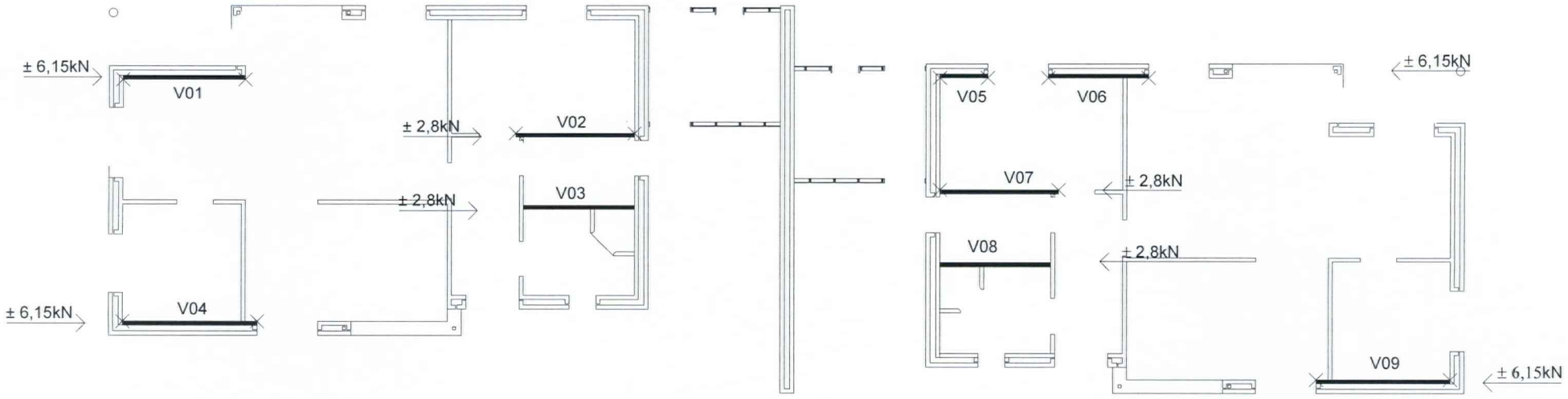
Last pr. facade: 1/2·6,7+1/4·11,2 = 6,15kN/facade
Last på skillevægge: ½·11,2 = 5,60kN

Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af næste side.

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Længdestabiliserende vægge, Type A G2 & G1



Længdestabilitetseftervisning, Type A G2 & G1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	3,10	2,40	5,35	3,2			4,5	2,8	7,7	**17,5**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,36	0,72	0,11	4,3	**6,9**	**0,7**	**Forankring ~ 4,5kN**
V02	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1			1,5	2,7	4,6	**8,7**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,43	0,85	0,05	5,1	**6,6**	**3,8**	**Forankring ~ 1,5kN**
V03	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8	1,5	2,7			4,3	**7,9**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,27	0,55	0,08	3,3	**4,7**	**1,9**	**OK!**
V04	0,10	3,40	2,40	5,35	3,5			4,0	3,1	7,5	**18,3**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,48	0,95	0,08	5,7	**8,2**	**2,0**	**Forankring ~ 4kN**
V05	0,10	1,20	2,40	5,35	1,2			4,0	0,9	5,2	**4,3**		**1,8**	2,40	**4,2**	0,33	0,03	0,05	0,98	0,3	**2,0**	**0,3**	**Forankring ~ 4kN**
V06	0,10	2,50	2,40	5,35	2,6			4,0	2,2	6,6	**12,0**		**4,4**	2,40	**10,6**	0,33	0,22	0,44	0,15	2,6	**4,8**	**0,4**	**Forankring ~ 4kN**
V07	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1			1,5	2,7	4,6	**8,7**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,43	0,85	0,05	5,1	**6,6**	**3,8**	**Forankring ~ 1,5kN**
V08	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8	1,5	3,7			4,3	**9,4**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,63	1,26	0,03	7,6	**9,0**	**6,2**	**OK!**
V09	0,10	3,40	2,40	5,35	3,5			4,0	3,1	7,5	**18,3**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,48	0,95	0,08	5,7	**8,2**	**2,0**	**Forankring ~ 4kN**

35,8

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge

x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen

ΣM_d = væltende moment
μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten ((ΣM_s -ΣM_d)/ ΣN)
b_{eff} = trykzonebredde ($2 \cdot x_3$)
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V01:

Vægfeltet forankres for en kraft på 4,5kN.

Vægskive V02 + V07:

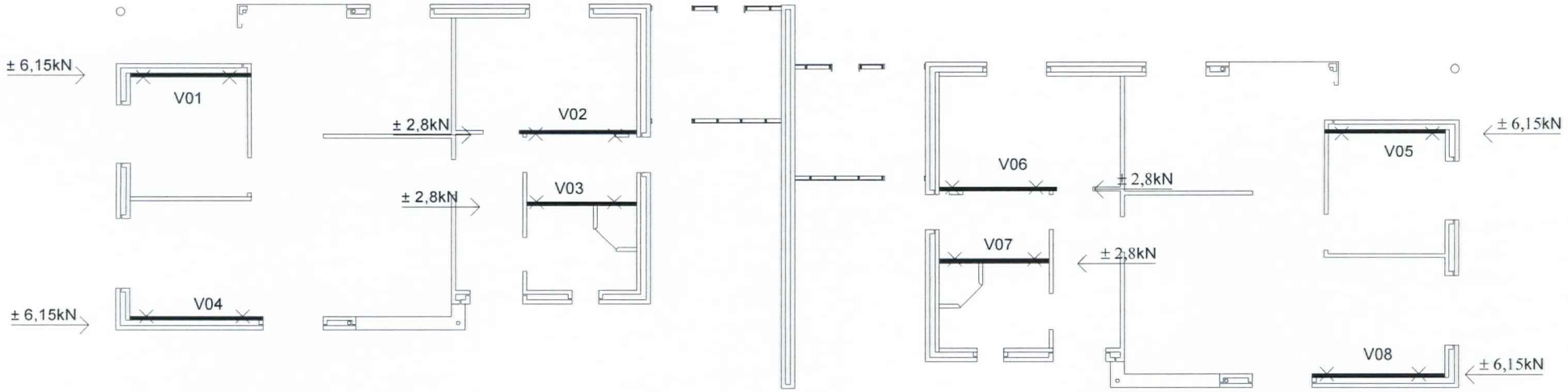
Vægfelterne forankres for en kraft på 1,5kN.

Vægskive V04 + V05 + V06 + V09:

Vægfelterne forankres for en kraft på 4kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Længdestabiliserende vægge, Type B G2 & G2



Længdestabilitetseftervisning, Type B G2 & G2

	t	b	h	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	h	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	c x A_c	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	3,10	2,40	5,35	3,2	0,8	3,1	3,5	2,8	7,5	**17,3**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,34	0,67	0,11	4,0	**6,5**	**0,3**	**Forankring ~ 3,5kN**
V02	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1			1,5	2,7	4,6	**8,7**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,43	0,85	0,05	5,1	**6,6**	**3,8**	**Forankring ~ 1,5kN**
V03	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8	1,5	2,7			4,3	**7,9**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,27	0,55	0,08	3,3	**4,7**	**1,9**	**OK!**
V04	0,10	3,40	2,40	5,35	3,5			4,0	3,1	7,5	**18,3**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,48	0,95	0,08	5,7	**8,2**	**2,0**	**Forankring ~ 4kN**
V05	0,10	3,10	2,40	5,35	3,2	0,8	3,1	3,5	2,8	7,5	**17,3**		**6,2**	2,40	**14,9**	0,33	0,32	0,64	0,12	3,8	**6,3**	**0,1**	**Forankring ~ 3,5kN**
V06	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1			1,5	2,7	4,6	**8,7**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,43	0,85	0,05	5,1	**6,6**	**3,8**	**Forankring ~ 1,5kN**
V07	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8	1,5	2,7			4,3	**7,9**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,27	0,55	0,08	3,3	**4,7**	**1,9**	**OK!**
V08	0,10	3,40	2,40	5,35	3,5			4,0	3,1	7,5	**18,3**		**6,2**	2,40	**14,9**	0,33	0,46	0,92	0,08	5,5	**8,0**	**1,8**	**Forankring ~ 4kN**

35,9

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge

x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen

ΣM_d = væltende moment
μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$
b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V01 + V05:

Vægfelterne forankres for en kraft på 3,5kN.

Vægskive V02 + V06:

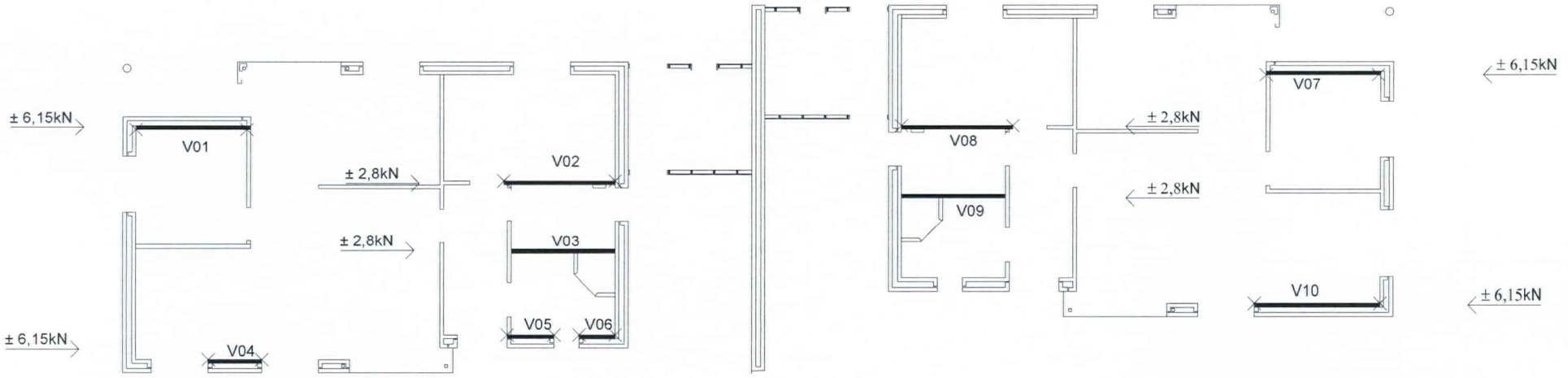
Vægfelterne forankres for en kraft på 1,5kN.

Vægskive V04 + V08:

Vægfelterne forankres for en kraft på 4kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Længdestabiliserende vægge, Type B G1 & G2



Længdestabilitetseftervisning, Type B G1 & G2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	3,10	2,40	5,35	3,2	0,8	3,1	3,5	2,8	7,5	**17,2**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,33	0,66	0,11	3,9	**6,4**	**0,2**	**Forankring ~ 3,5kN**
V02	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1			1,0	3,0	4,1	**7,6**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,22	0,44	0,09	2,7	**4,0**	**1,2**	**Forankring ~ 1kN**
V03	0,10	2,80	2,40	5,35	2,9	1,5	2,8			4,4	**8,3**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,37	0,73	0,06	4,4	**5,9**	**3,1**	**OK!**
V04	0,10	1,40	2,40	5,35	1,4			5,0	1,1	6,4	**6,5**		**2,5**	2,40	**5,9**	0,33	0,10	0,19	0,33	1,2	**3,3**	**0,8**	**Forankring ~ 5kN**
V05	0,10	1,30	2,40	5,35	1,3			5,0	1,0	6,3	**5,9**		**2,3**	2,40	**5,5**	0,33	0,05	0,11	0,58	0,7	**2,7**	**0,4**	**Forankring ~ 5kN**
V06	0,10	0,90	2,40	5,35	0,9			5,0	0,6	5,9	**3,4**		**1,4**	2,40	**3,4**	0,33	0,01	0,02	3,13	0,1	**2,1**	**0,7**	**Forankring ~ 5kN**
V07	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1	0,8	3,0	4,0	2,7	7,9	**17,8**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,39	0,78	0,10	4,7	**7,2**	**1,1**	**Forankring ~ 4kN**
V08	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1			1,0	3,0	4,1	**7,6**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,22	0,44	0,09	2,7	**4,0**	**1,2**	**Forankring ~ 1kN**
V09	0,10	2,80	2,40	5,35	2,9	1,5	2,8			4,4	**8,3**		**2,8**	2,40	**6,7**	0,33	0,37	0,73	0,06	4,4	**5,9**	**3,1**	**OK!**
V10	0,10	3,40	2,40	5,35	3,5			4,0	3,1	7,5	**18,3**		**6,2**	2,40	**14,8**	0,33	0,48	0,95	0,08	5,7	**8,2**	**2,0**	**Forankring ~ 4kN**

35,8

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge

x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen

ΣM_d = væltende moment
μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$
b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V01:

Vægfeltet forankres for en kraft på 3,5kN.

Vægskive V02 + V08:

Vægfelterne forankres for en kraft på 1kN.

Vægskive V04 + V05 + V06:

Vægfelterne forankres for en kraft på 5kN.

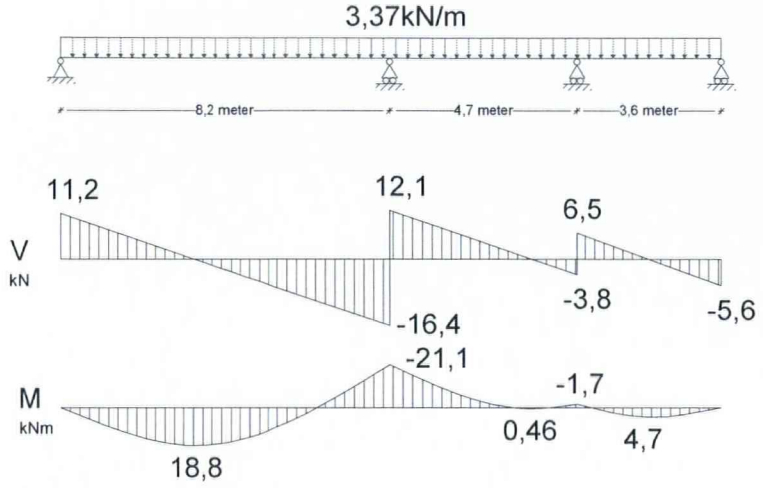
Vægskive V07 + V10:

Vægfelterne forankres for en kraft på 4kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Dimensionering af gangbro

Idet loftet forudsættes at være som gips eller profilloft, skal lasten på loftskiven optages af gangbroen.

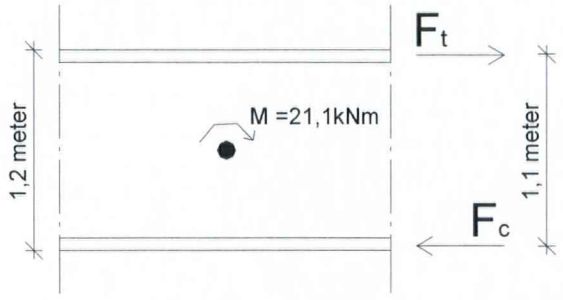


18mm krydsfiner vælges, og kantstringere som 50x100mm rigler.

Stringer

Forudsætninger:

- Længde min 2 meter
- Kantstringer samles midt på en krydsfiner plade.
- Bredden af gangbro min. 1,2 meter



$$F_t = |F_C| = \frac{M}{b} = \frac{21,1}{1,1} = \underline{\underline{19,2kN}}$$

Eftervisning:

Stringeren fastholdes v. spær; dvs. l_s = 1 meter.

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{1000}{14,45} = 69,2$$

K_c aflæses til 0,548

Krav:

$$\sigma_{c,d} \leq k_c \cdot f_{c,d}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{19{,}2 \cdot 10^3}{50 \cdot 100} = 3{,}84 N/mm^2$$

$f_{c,d} = 10{,}1 N/mm^2$ (K18, ø-last, anv. kl. 1 eller 2)

$f_{c,d} \cdot k_C = 10{,}1 \cdot 0{,}548 = 5{,}53 N/mm^2 > \sigma_{c,d} = 3{,}84 N/mm^2$ OK!

Konklusion

Der anvendes 50x100mm K18.

Samling af stringer

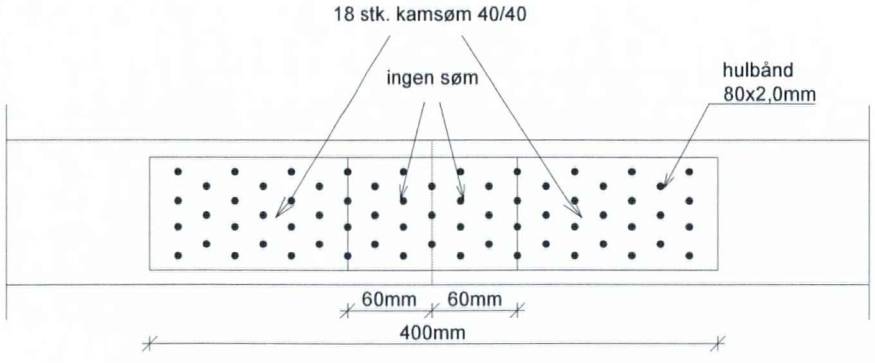
Stringeren samles med hulbånd i længde á 0,4 meter.
Dimensionering: 80x2,0mm
Antal søm pr. trædel: 18 stk. 40/40

Eftervisning:

Trækbæreevne, hulbånd: 24,9kN ´jf. BMF-katalog
Bæreevne pr. søm: 1,19kN
Bæreevne 18 søm: 18·1,19 = 21,42kN > 19,2kN ok

Konklusion

Der anvendes 18 stk. 40/40 i hver trædel.



Samling mellem krydsfiner og stringer

Krydsfiner sømmes til rigel pr. 40cm med kv. Søm 28/65

Eftervisning:

Forskydning pr. spær: 3,4kN/spær

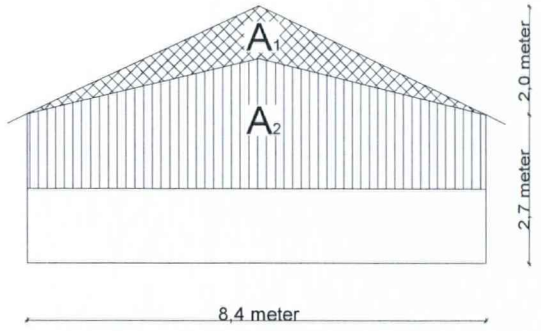
Valg: Kva. søm 28/65 $\Rightarrow n > \frac{V}{F_v} = \frac{3,4}{0,66} = 5,2 \approx 6stk.$

Konklusion

Krydsfiner sømmes til spær pr. 15 cm (28/65).

Dimensionering af vindtrækbånd i tagskive

Vindlast på gavl:



1) Vindlasten på det dobbelt skraverede areal går i tagskive og føres via vindtrækbånd til facader.
2) Vindlasten på det skråskraverede areal føres via loftskiven til facader.

Den samlede last på tagskiven for vind på langs blev fundet i afsnittet "Længdestabilietet".

Samlet last på tagskiven:

$\sum$ Last på tagskive: Q_w= 3,0 + 3,7 = 6,7kN

Trækbånd monteres under min. 45° $\Rightarrow$

$$F_{trækbånd} = \frac{½ \cdot 6,7}{\cos 45 \cdot \cos 25} = 5,3kN$$ Valg: BMF 25x2,0mm

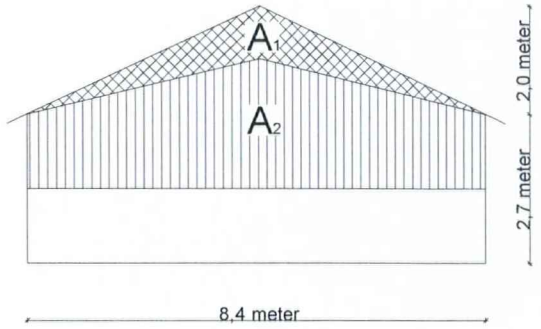
Vindafstivningssystem 25 anvendes. $F_B = 8,3kN > 5,3kN$ OK!

Konklusion

BMF 25x2,0mm vindtrækbånd monteret under min. 45°.

Dimensionering af loftskive, længdestabilitet

Her benytter vi samme princip som ved eftervisning af længdestabiliteten:



1) Areal på dobbelt skraveret areal går i tagskive og føres via vindtrækbånd til facader.
2) Areal på skråskraveret areal føres via loftskiven til facader.

Ad 2:

$A_2 = 4{,}2 + ½ \cdot 2{,}7 \cdot 8{,}4 = 15{,}6\text{m}^2$

Bidrag fra vindlast på gavl:

$Q_{w,d} = 0{,}7 \cdot 0{,}68 \cdot 1{,}5 \cdot 15{,}6 = 11{,}2\text{kN}$

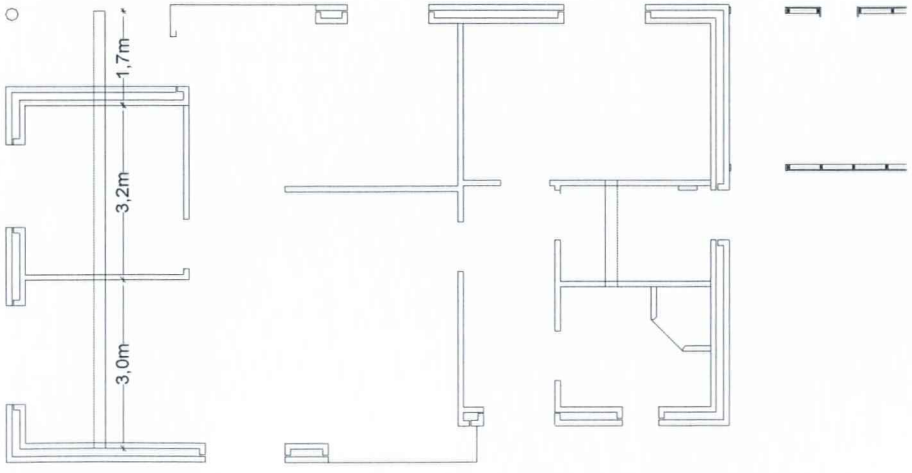
Bidrag fra vindlast på tagskiven:

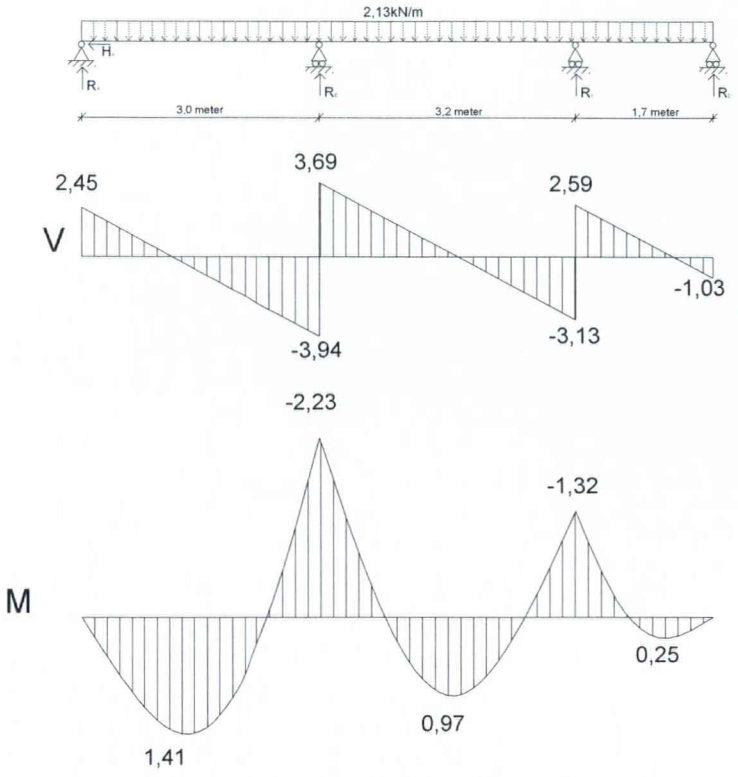
$\sum$ Last på tagskive: Q_w= 6,7kN

Den samlede vandrette linielast på loftskiven:

$\sum q_{res,d} = (11{,}2 + 6{,}7)/8{,}4 = \underline{2{,}13\text{kN}}$

Denne last føres via rigler over på de langsgående facader samt skillevægge.

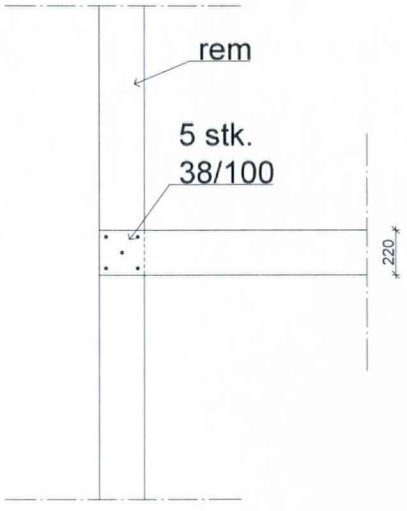




Valg: K18 45x220mm

$$\sigma_m = \frac{2{,}23 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 45 \cdot 220^2} = 6{,}14 N/mm^2 < f_m = 12{,}1 N/mm^2$$ (ø-last, anv. kl. 1)

Forankring til vægge:



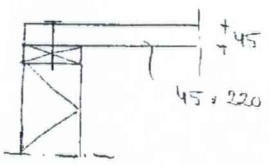
Ved bagmur: R = 2,45kN

Valg: 4 stk. 38/100

$$F_{v,d} = 0{,}64 kN/søm$$

$$F_{v,d} = 4 \cdot 0{,}64 kN = 2{,}56 kN > 2{,}45 kN$$ OK!

Ved skillevægge: R = 7,63kN



Valg: 12 stk. 38/100

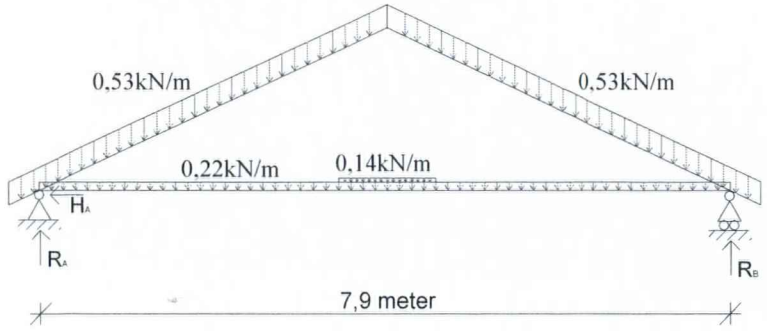
$$F_{v,d} = 12 \cdot 0{,}64\text{kN} = 7{,}68\text{kN} > 7{,}63\text{kN}$$

Konklusion

Der anvendes K18 45x220mm, som sømmes med 4 stk. 38/100 ved bagmur og 12 stk. 38/100 ved skillevægge.

Bestemmelse af reaktioner fra spær

Egenlast



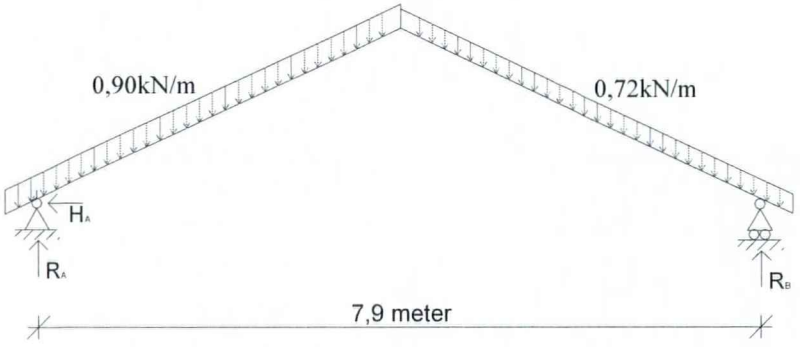
Reaktioner fra bunden egenlast

$R_A = R_B = 2,4kN$

Reaktioner fra fri egenlast

$R_A = R_B = 0,9kN$

Snelast

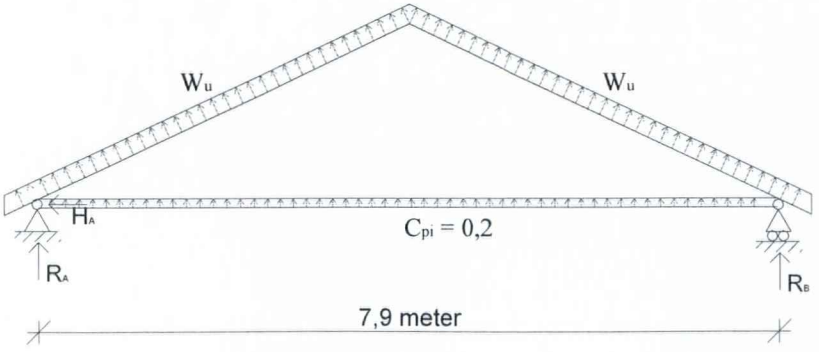


$R_A = 4,0kN$
$R_B = 3,6kN$

Vindlast

Vind på langs:

Her beregnes reaktionerne for vind på langs for C_u lig med – 1.2, -0.7 og -0.5.

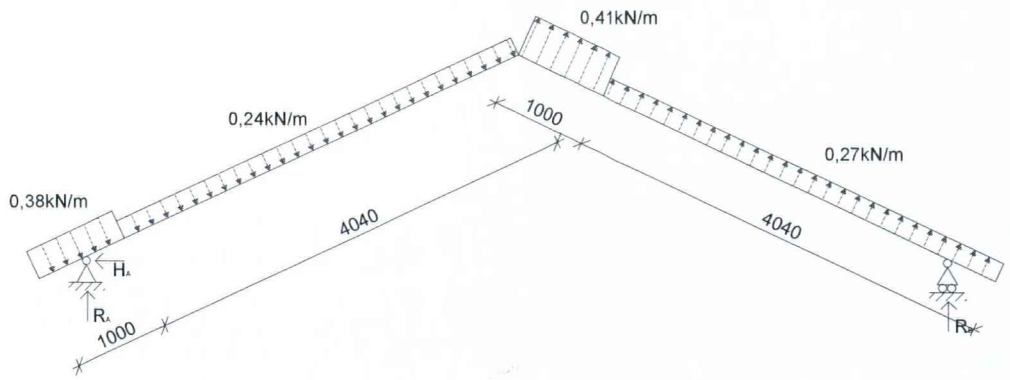


C = -1,2:
R_A = - 3,98kN
R_B = - 3,98kN

C = -0,7:
R_A = - 2,55kN
R_B = - 2,55kN

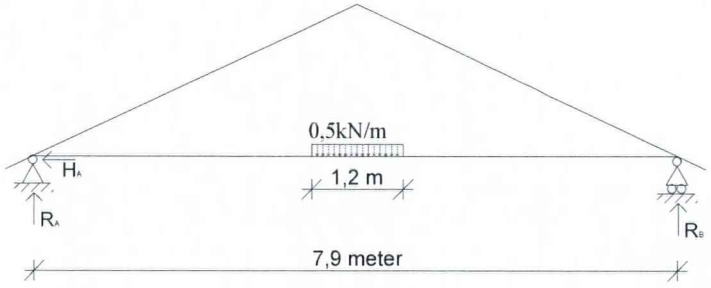
C = -0,5:
R_A = - 1,97kN
R_B = - 1,97kN

Vind på tværs:



R_A = 0,46kN
R_B = -0,59kN
H_A = -1,12kN

Nyttelast

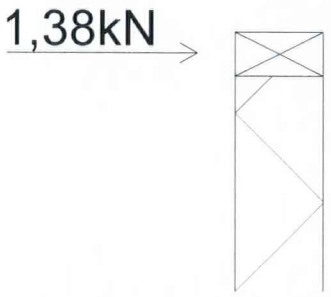


$R_A = R_B$ = 0,3kN

Dimensionering af rem og tagforankring

Forudsætning:
Hvert 2. spær forankres til fundament. Spærafstanden er 1 meter.

Dimensionering af rem



$H_d = 1{,}38kN$ jf. afsnittet "Bestemmelse af linielast på loftskive". Remmen fastholdes for hver meter af spær. Der regnes på dimensionen: 25x100mm.

Bøjning om stærk akse:

Det maksimale moment er: $M_d = 1/8 \cdot 1{,}38 \cdot 1^2 = 0{,}18kNm$

$$\sigma_m = \frac{0{,}18 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 25 \cdot 100^2} = 4{,}32N/mm^2 < f_m = 12{,}1N/mm^2$$ (ø-last, anv. kl. 1)

Udbøjning:

$$u_w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{1{,}38}{1{,}5} \cdot 1000^4}{1/12 \cdot 25 \cdot 100^3 \cdot 7000} = 1mm$$ OK!

Konklusion

Der anvendes en rem på 25x100mm

Forankring af rem til bagvæg

Valg: Kv. Søm 38/100. Bæreevne pr. søm, $F_{v,k} = 0{,}8kN$.

$$F_{v,d} = \frac{0{,}8}{2{,}01} = 0{,}4kN/søm$$

$$N\,n = \frac{1{,}38kN/m}{0{,}4} = 3{,}5$$ søm pr. meter ~ pr. 25cm.

Konklusion

Remmen sømmes pr. 25cm med kv. Søm 38/100.

Forankring af spær

Yderfag:

Her findes den mindste reaktion ved LAK 2.2:
$R_{min} = 0{,}8 \cdot 2{,}40 + 1{,}5 \cdot (-3{,}98) = -4{,}1\text{kN}$

Valg: Hulbånd 20x1,5mm F_d = 4,2kN

Hulbånd sømmes til veksler med 6 stk. kamsøm 3,1x40.
Indstøbes min. 250mm i fundament m. 2 stk. 38/100.

Øvrige spær:

Hver 2. spær forankres til fundament med lodrette ankre.

$R_{min} = 2\text{m} \cdot (0{,}8 \cdot 2{,}40 + 1{,}5 \cdot (-2{,}55)) = -3{,}81\text{kN}$ (hver 2. spær)

Valg: Hulbånd 20x1,5mm F_d = 4,2kN > 3,81kN (træk) OK!

Hulbånd sømmes til spær med 6 stk. kamsøm 3,1x40.
Anker indstøbes i fundament.

De resterende spær forankres til bagvæg/rem med 2 stk. vinkelbeslag 90u/ribbe, som fastgøres svarende til min. sømning samt med 1 stk. betonskrue pr. beslag.

Bæreevne for 2 stk. betonskruer jf. Celcon:

$$\sum N_k = 2 \cdot 1{,}71\text{kN/skrue} = 3{,}42\text{kN}$$ jf. Celcon

Dette giver en partialkoefficient på:

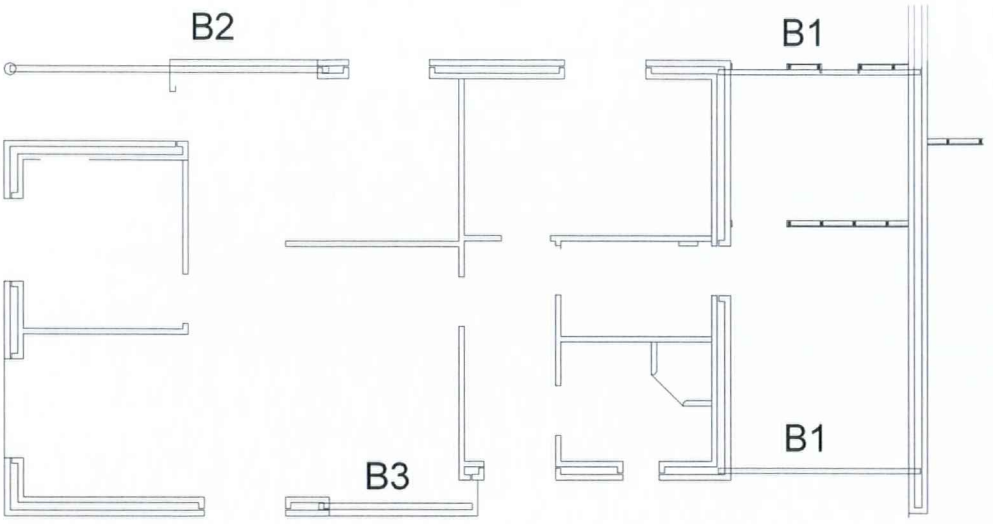
$$N_{nødv} = 1{,}91\text{kN} \Rightarrow \gamma_m = \frac{3{,}42}{1{,}91} = 1{,}8$$

Sikkerhedsniveauet er lidt på den usikre side, men accepteres.

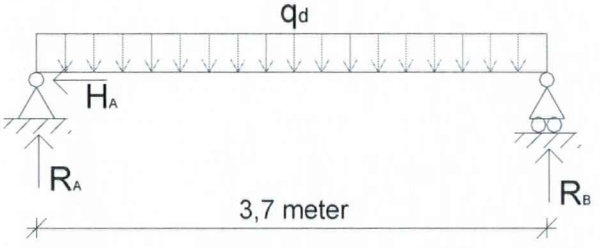
Konklusion

Yderfaget forankres med hulbånd 20x1,5mm, som sømmes til veksler med 6 stk. kamsøm 3,1x40. Hulbåndet indstøbes min. 250mm i fundament m. 2 stk. 38/100.
Hver 2. spær forankres til fundament med hulbånd 20x1,5mm, der sømmes til spær med 6 stk. kamsøm 3,1x40. Anker indstøbes i fundament.
De resterende spær forankres til bagvæg/rem med 2 stk. vinkelbeslag 90u/ribbe, som fastgøres svarende til min. sømning samt med 1 stk. betonskrue pr. beslag.

Dimensionering af limtræ



Bjælke over carport, B1



Undersøgelse ifølge lastkomb.
LAK 2.1: 1,0·g+1,5·s+1,0·n+0,5·w
LAK 2.2: 0,8·9+1,5·w
LAK 3.3 1,0·g+0,5·s+0,25·w+1,0·n

Der vælges at regne på en L40 90x267mm.

LAK 2.1: $q_d = 1{,}0 \cdot (3{,}3 + 0{,}18) + 1{,}5 \cdot 4{,}0 + 1{,}0 \cdot 0{,}3 + 0{,}5 \cdot 0{,}59 = 10{,}08 \text{kN/m}$

LAK 2.2: $q_d = 0{,}8 \cdot 2{,}4 + 1{,}5 \cdot (-2{,}55) = -1{,}91 \text{kN/m}$

LAK 3.3: $q_d = 1{,}0 \cdot (3{,}3 + 0{,}18) + 0{,}5 \cdot 4{,}0 + 0{,}25 \cdot 0{,}59 + 1{,}0 \cdot 0{,}30 = 5{,}93 \text{kN/m}$

Snitkræfter:

LAK 2.1:

$R_A = R_B = V_{max} = ½ \cdot 10{,}08 \cdot 3{,}7 = 18{,}65 \text{kN}$

$M_s = 1/8 \cdot 10{,}08 \cdot 3{,}7^2 = 17{,}25 \text{kNm}$

LAK 2.2:

$R_A = R_B = V_{max} = ½ \cdot (-1{,}91) \cdot 3{,}7 = -3{,}6 \text{kN}$

$M_s = 1/8 \cdot (-1{,}91) \cdot 3{,}7^2 = -3{,}3 \text{kNm}$

LAK 3.3:

$R_A = R_B = V_{max} = ½ \cdot 5{,}93 \cdot 3{,}7 = 10{,}97 \text{kN}$

$M_s = 1/8 \cdot 5{,}93 \cdot 3{,}7^2 = 10{,}15 \text{kNm}$

LAK 2.1:

$$\sigma_{max} = \frac{17{,}25 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 90 \cdot 267^2} = 16{,}13 N/mm^2 < f_m = 24{,}0 N/mm^2$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{18{,}65 \cdot 10^3}{90 \cdot 267} = 1{,}16 N/mm^2 < f_{v.d} = 1{,}8 N/mm^2 \text{ OK!}$$

(anv. kl. 1, K-last, L40)

LAK 2.2:

$$\sigma_{max} = \frac{-3{,}3 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 90 \cdot 267^2} = -3{,}1 N/mm^2$$

LAK 3.3:

Krav: R_{30}
Indbrændingsdybde:

$$d_{char} = \beta_0 \cdot t$$

hvor

β_0 = indbrændingshastigheden, som for limtræ er 0,65mm/min
t = brandvarigheden i min, som her er 30min

$$d_{char} = 0{,}65 \cdot 30 \approx 20mm$$

$$A_{rest} = (90 - 2 \cdot 20) \cdot (267 - 2 \cdot 20) = 11{,}4 \cdot 10^3 mm^2$$

$$W_{rest} = 1/6 \cdot (90 - 2 \cdot 20) \cdot (267 - 2 \cdot 20)^2 = 429 \cdot 10^3 mm^3$$

$$\sigma = \frac{10{,}15 \cdot 10^6}{429 \cdot 10^3} = 23{,}7 N/mm^2 < f_{mk} = 40 N/mm^2$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{10{,}97 \cdot 10^3}{11{,}4 \cdot 10^3} = 1{,}44 N/mm^2 < f_{v.5} = 3 N/mm^2 \text{ OK!}$$

Styrkekravet er opfyldt.

Deformation:

Slutdeformationen for en last kan beregnes som:

$$u_{fin} = u_{inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

hvor

u_{inst} = den øjeblikkelige deformation fra den karakteristiske last
ψ_2 = faktoren svarende til den kvasipermanente lastandel. Er lig med 1 for egenlast og 0 for snelast.
k_{def} = en faktor, der tager hensyn til indflydelsen fra lastvarighed og anvendelsesklasse. Denne er for limtræ i anvendelsesklasse 2 lig 0,8.

Nedbøjning resulterende fra egenlast:

$$u_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3{,}3 + 0{,}18) \cdot 3700^4}{1/12 \cdot 90 \cdot 267^3 \cdot 14000} = 4{,}3\text{mm}$$

$u_{g,fin} = 4{,}3 \cdot (1 + 1 \cdot 0{,}8) = 8\text{mm}$ ikke OK, der vælges derfor en L40 115x267mm

$$u_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3{,}3 + 0{,}18) \cdot 3700^4}{1/12 \cdot 115 \cdot 267^3 \cdot 14000} = 3{,}3\text{mm}$$

$u_{g,fin} = 3{,}3 \cdot (1 + 1 \cdot 0{,}8) = 6\text{mm}$ OK!

Nedbøjning resulterende fra snelast og egenlast:

$$u_{g+s} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7{,}48 \cdot 3700^4}{1/12 \cdot 115 \cdot 267^3 \cdot 14000} = 7{,}2\text{mm}$$

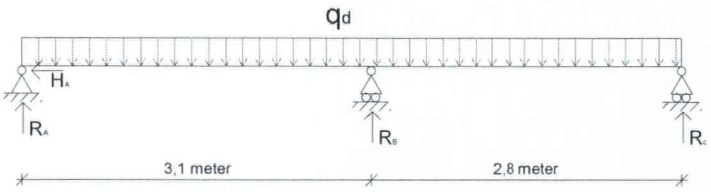
$u_{g+s} = u_{fin}$; da $\psi = 0$ for snelast.

Konklusion

L40 115x267mm oplægges på teglmur og forankres til bagvæg for opadgående reaktioner på $3{,}6\text{kN} \uparrow$.

Limtræsbjælke over terrasse, B2

Laster som for bjælke i carport.



LAK 2.1: $q_d = 10{,}08\text{kN/m}$

LAK 2.2: $q_d = -1{,}91\text{kN/m}$

LAK 3.3: $q_d = 5{,}95\text{kN/m}$

Snitkræfter:

LAK 2.1:

R_A = 12,02kN
R_B = 37,96kN
R_C = 10,49kN
M_{max} = -11,17kNm
V_{max} = 19,23kN

LAK 2.2:

R_A = -2,3kN
R_B = -7,1kN
R_C = -1,9kN
M_{max} = 2,1kNm
V_{max} = 3,7kN

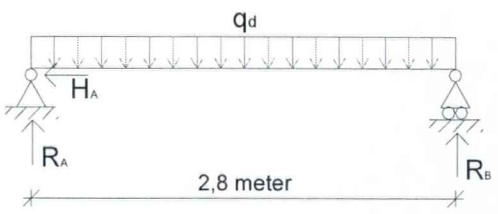
LAK 3.3:

R_A = 7,27kN
R_B = 22,17kN
R_C = 5,95kN
M_{max} = -6,58kNm
V_{max} = 11,52kN

Konklusion

Ved en sammenligning med snitkræfterne fundet ved beregningen af bjælken over carporten, kan ses, at der også her kan benyttes L40 115x267mm, som oplægges på stålsøjler og forankres til disse for opadgående reaktioner på $7{,}1\text{kN} \uparrow$.

Limtræsbjælke over vinduesparti, B3



Laster som for bjælke i carport.

LAK 2.1: $q_d = 10{,}08\text{kN/m}$
LAK 2.2: $q_d = -1{,}91\text{kN/m}$
LAK 3.3: $q_d = 5{,}93\text{kN/m}$

Snitkræfter:

LAK 2.1:
$R_A = R_B = V_{max} = 14{,}11\text{kN}$
$M_{max} = 9{,}88\text{Nm}$

LAK 2.2:
$R_A = R_B = V_{max} = -2{,}7\text{kN}$
$M_{max} = -1{,}9\text{kNm}$

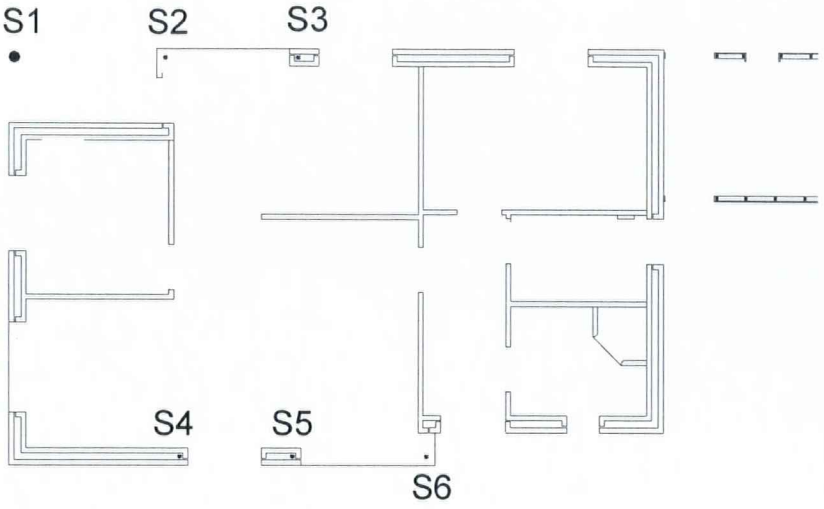
LAK 3.3:
$R_A = R_B = V_{max} = 8{,}30\text{kN}$
$M_{max} = 5{,}81\text{kNm}$

Konklusion

Ved en sammenligning med snitkræfterne fundet ved beregningen af bjælken over carporten, kan ses, at der også her kan benyttes L40 115x267mm, som oplægges på stålsøjler og forankres til disse for opadgående reaktioner på $1{,}9\text{kN}\uparrow$.

Dimensionering af søjler

Oversigt over søjler



S1

Reaktioner fra limtræ:

R_{max} = 12,02kN
R_{min} = -2,3kN

$$l_s = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 2500 = 1750\text{mm}$$

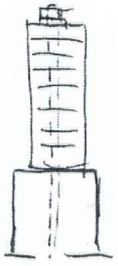
Valg: Ø190mm, limtræ L30

Central belastet søjle, hvor det skal eftervises at:

$$\sigma_{c,d} \le k_c \cdot f_{c,d}$$

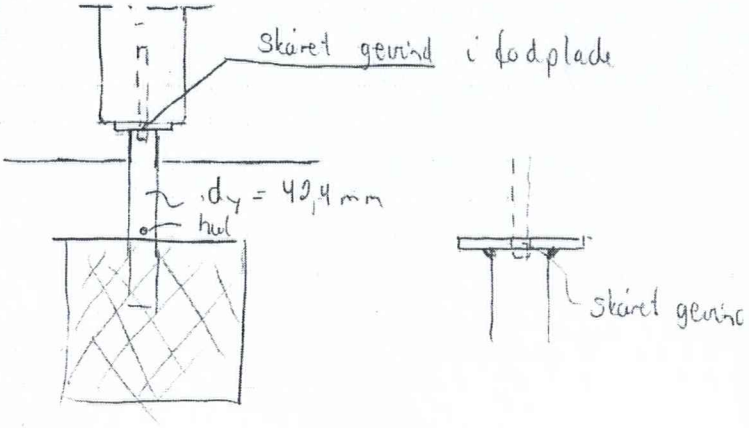
$$\lambda = l_s / i = 1750 / \left(\frac{190}{4}\right) = 37 \Rightarrow \qquad k_c = 0{,}953$$

$$\sigma_c = \frac{12{,}02 \cdot 10^3}{\frac{190^2}{4} \cdot \pi} = 0{,}42\text{N/mm}^2$$



Krav:

$\sigma_C \le k_c \cdot f_{c,d} = 0{,}953 \cdot 10{,}4 = 9{,}9\text{N/mm}^2$ OK!



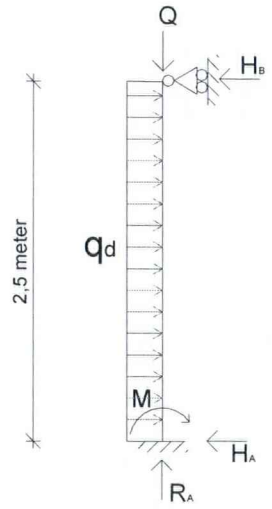
Konklusion

Der anvendes en ø190 limtræssøjle, L30. Søjlen leveres med indlimet ø12 i begge ender. Udtrækningsstyrke min. 5,0kN.

S2

Reaktioner fra limtræ:

R_{max} = 37,96N
R_{min} = -7,1kN



Søjlen skal optage halvdelen af den last, der kommer fra vinden på vinduespartiet:

q_d : $q_k = q_{max} \cdot \sum C \cdot b = 0{,}68 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}4 = 1{,}05 kN/m$

$q_d = 1{,}5 \cdot 1{,}05 = 1{,}57 kN/m$

$l_s = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 2500 = 1750 mm$

$$M_{max} = -\frac{1}{8} \cdot 1{,}57 \cdot 2{,}5^2 = -1{,}23 kNm$$

Valg: RHS 60x60x5mm

Momentpåvirket trykstang, hvor det skal eftervises at:

$$n_{max} + k_y \cdot m_y \leq 1$$

hvor

Normalkraftudnyttelse:

$$n_{max} = \frac{N_s}{\chi \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{37{,}96 + 0{,}2}{\chi \cdot 1{,}073 \cdot 10^3 \cdot 201}$$

$$\lambda = \frac{l_s / i}{89{,}4 \cdot \varepsilon} = \frac{1750/22{,}3}{89{,}4 \cdot \sqrt{235/235}} = 0{,}88 \Rightarrow \chi = 0{,}734$$

$$n_{max} = \frac{37{,}96 + 0{,}2}{0{,}734 \cdot 1{,}073 \cdot 10^3 \cdot 201} = 0{,}24$$

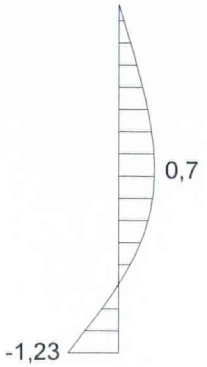
Momentudnyttelse:

$$m_y = \frac{M_s}{W_{pl} \cdot f_{yd}} = \frac{1{,}23 \cdot 10^6}{21{,}9 \cdot 10^3 \cdot 201} = 0{,}28$$

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot n_y$$

$$\mu = \lambda(2 \cdot \beta_M - 4) = 0{,}734 \cdot (2 \cdot \beta_M - 4)$$

Momentkurve:



$$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})}{\Delta M} = 1{,}8 + \frac{(0{,}62 + 0{,}7)(1{,}3 - 1{,}8)}{1{,}23 + 0{,}69} = 1{,}46$$

$$\mu = 0{,}734 \cdot (2 \cdot 1{,}46 - 4) = -0{,}79$$

$$k_y = 1 - (-0{,}79) \cdot 0{,}24 = 1{,}2$$

Bæreevneeftervisning:

$0{,}23 + 1{,}2 \cdot 0{,}3 \leq 1$ OK!

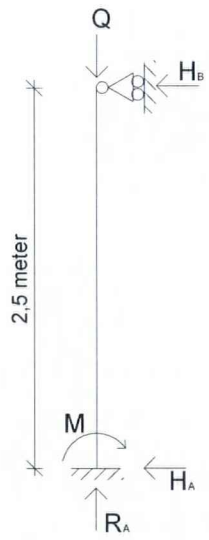
Konklusion

Der benyttes en RHS 60x60x5mm

S3

Reaktioner fra limtræ:

R_{max} = 10,49kN
R_{min} = -1,9kN



$$l_s = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 2500 = 1750\text{mm}$$

Valg: IPE100

Central belastet søjle, hvor det skal eftervises at:

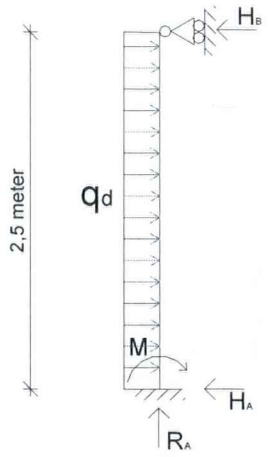
$$Ns \le N_{b,R} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda = \frac{l_s / i}{89{,}4 \cdot \varepsilon} = \frac{1750/40{,}7}{89{,}4 \cdot 1} = 0{,}48 \Rightarrow \qquad \chi = 0{,}924$$

Krav: $Ns \le N_{b,R} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0{,}924 \cdot 1{,}03 \cdot 10^3 \cdot 201 = 191{,}2\text{kN}$ OK!

Konklusion
Der anvendes en ø190 IPE100.

S4



Søjlen er en vindsøjle, som er bøjningspåvirket.

$$q_d = b \cdot q_{max} \cdot \sum c \cdot \gamma_m$$

$$= \frac{5,6}{2} \cdot 0,68 \cdot (0,9 + 0,2) \cdot 1,5 = 3,14 kN/m$$

$$M_{max} = -\frac{1}{8} \cdot 3,14 \cdot 2,5^2 = 2,5 kNm$$

Valg: IPE100 ($W = 34,2 \cdot 10^3 mm^3$; $I = 1,71 \cdot 10^6 mm^4$)

$$M_R = 201 \cdot 34,2 \cdot 10^{-3} = 6,87 kNm > M_s = 2,5 kNm \quad OK!$$

Deformationer:

$$u_w = 0,0054 \cdot \frac{2,1 \cdot 2500^4}{0,21 \cdot 10^{12} \cdot 1,71} = 1,3 mm \quad OK!$$

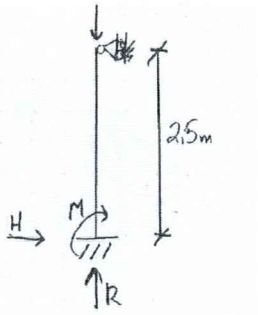
Konklusion

Der benyttes en IPE100. Søjlen forankres til veksel v. vægtop med 2 stk. 10mm bræddebolte og 1 stk. M10 gennemstikankre i gulv.

S5 og S6

Reaktioner fra limtræ:

R_{max} = 14,11kN
R_{min} = -2,7kN



$$l_s = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 2500 = 1750\text{mm}$$

Valg: IPE100

Central belastet søjle, hvor det skal eftervises at:

$$Ns \le N_{b,R} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$\lambda = \frac{l_s / i}{89{,}4 \cdot \varepsilon} = \frac{1750 / 40{,}7}{89{,}4 \cdot 1} = 0{,}48 \Rightarrow \qquad \chi = 0{,}924$$

Krav: $Ns \le N_{b,R} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0{,}924 \cdot 1{,}03 \cdot 10^3 \cdot 201 = 191{,}2\text{kN}$ OK!

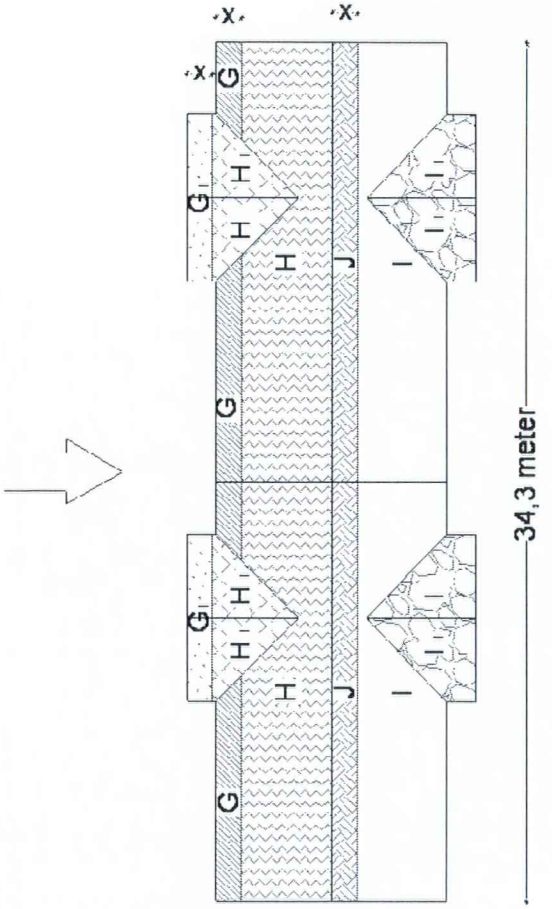
Konklusion

Der anvendes en IPE100.

125m^2 boliger

Bestemmelse af C-faktorer på tag

Vind på tværs



Forudsætninger:

$\alpha = 25°$

$$e = \min\begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 4{,}7 = 9{,}4\text{m} \\ b = 34{,}3\text{m} \end{cases} \approx 9{,}4\text{m}$$

$$x = \frac{e}{10} = 1{,}0\text{m}$$

$$y = \frac{e}{4} = 2{,}4\text{m}$$

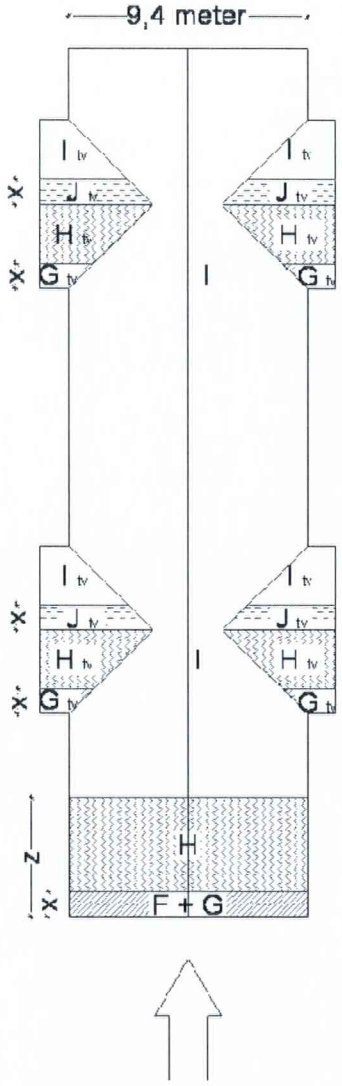
$$G = \begin{cases} 0{,}56 \\ -0{,}6 \end{cases} \qquad H = \begin{cases} 0{,}35 \\ -0{,}25 \end{cases}$$

$$I = \begin{cases} 0 \\ -0{,}4 \end{cases} \qquad J = \begin{cases} 0 \\ -0{,}6 \end{cases}$$

$G_1 = 0 / -1{,}2 \qquad H_1 = 0 / -0{,}7$

$I_1 = 0 / -0{,}5$

Vind på langs



Forudsætninger:

$$\alpha = 25°$$

$$e = \min\begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 4{,}7 = 9{,}4\text{m} \\ b = 9{,}4\text{m} \end{cases} \approx 9{,}4\text{m}$$

$$x = \frac{e}{10} = 1{,}0\text{m}$$

$$y = \frac{e}{4} = 2{,}4\text{m}$$

$$z = \frac{e}{2} = 4{,}7\text{m}$$

$$F = G = 0/-1{,}2 \qquad H = 0/-0{,}7$$

$$I = 0/-0{,}5$$

$$G_{tv} = \begin{cases} 0{,}56 \\ -0{,}6 \end{cases} \qquad H_{tv} = \begin{cases} 0{,}35 \\ -0{,}25 \end{cases}$$

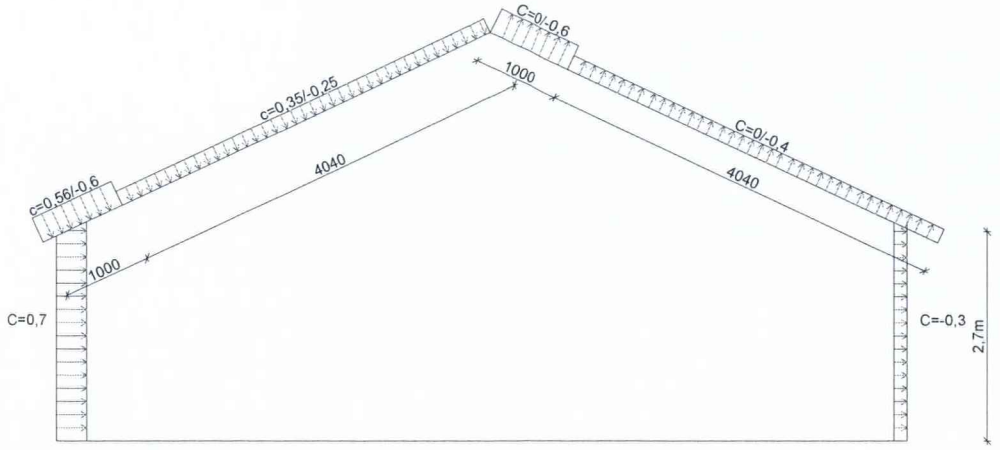
$$I_{tv} = \begin{cases} 0 \\ -0{,}4 \end{cases} \qquad J_{tv} = \begin{cases} 0 \\ -0{,}6 \end{cases}$$

Indvendig vindlast

Jf. DS410 6.3.2 (8) kan formfaktoren for indvendig tryg sættes til C_{pi} = 0,2 og for indvendig sug til C_{pi} = -0,3 (undertryk).

Tværstabilitet

Bestemmelse af linielast på loftskiven



Bidrag fra tag:

$$H_{tag} = 1{,}5 \cdot 0{,}68 \cdot \tan(25) \cdot (1 \cdot (0{,}56 + 0{,}6) + 4{,}04 \cdot (0{,}35 + 0{,}4)) = 1{,}99 \text{kN/m}$$

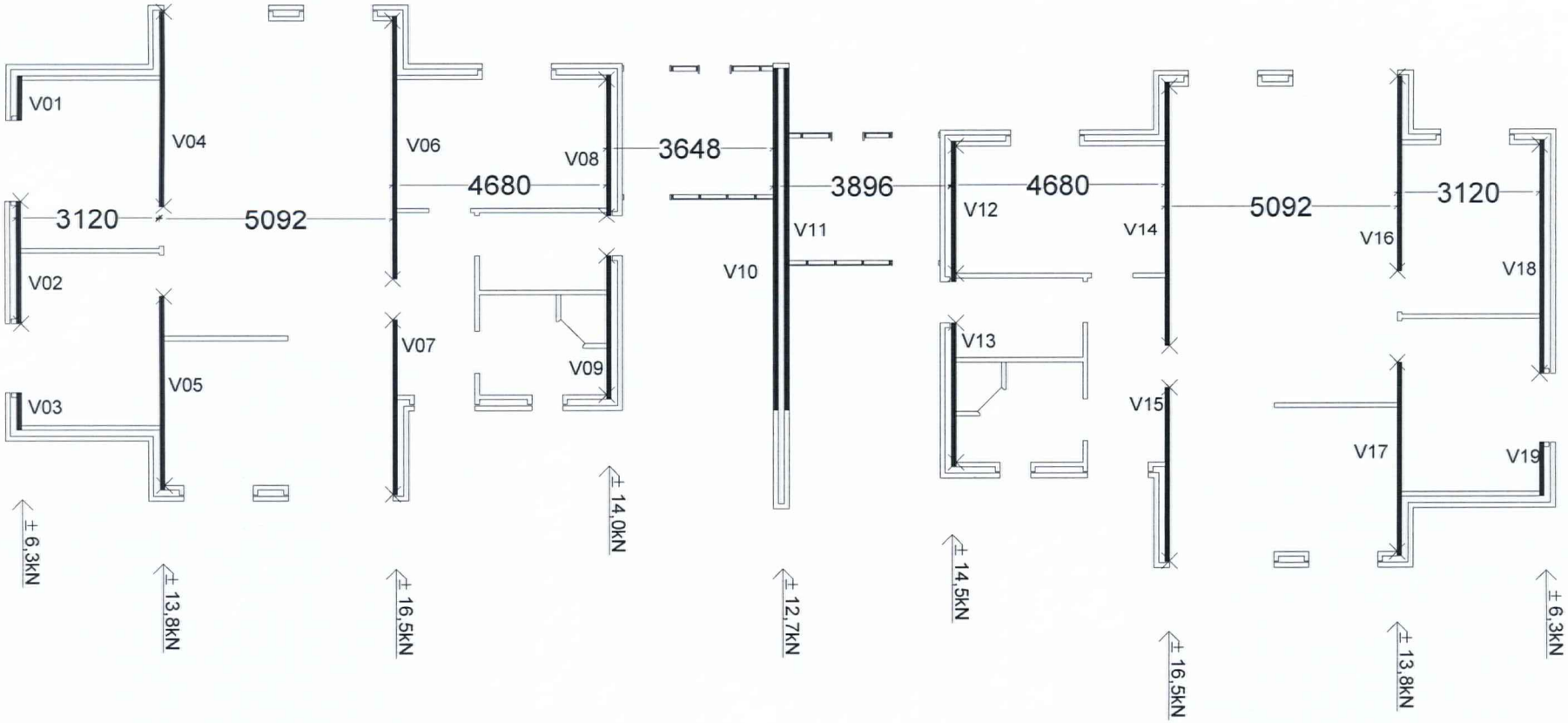
Bidrag fra ½ facadehøjde:

$$H_{ydervæg} = 1{,}5 \cdot 0{,}68 \cdot (0{,}3 + 0{,}7) \cdot \frac{2{,}7}{2} = 1{,}38 \text{kN/m}$$

Samlet linielast på loftskiven:

$$\sum H_d = 1{,}99 + 1{,}38 = \underline{3{,}37 \text{kN/m}}$$

Tværstabiliserende vægge, Type A og B



Fordeling af laster på tværstab. vægge, Type A og B

- Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af foregående side.
- Linielast på loftskive fordeles på vægge efter facadeandel.

Lastfordeling:

V01-V03:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}12) \cdot 3{,}37$	= 6,3kN
V04-V05:	$H_s = ½ \cdot (3{,}12 + 5{,}09) \cdot 3{,}37$	= 13,8kN
V06-V07:	$H_s = ½ \cdot (5{,}09 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	= 16,5kN
V08-V09:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 3{,}65) \cdot 3{,}37$	= 14,0kN
V10-V11:	$H_s = ½ \cdot (3{,}65 + 3{,}90) \cdot 3{,}37$	= 12,7kN
V12-V13:	$H_s = ½ \cdot (3{,}90 + 4{,}68) \cdot 3{,}37$	= 14,5kN
V14-V15:	$H_s = ½ \cdot (4{,}68 + 5{,}09) \cdot 3{,}37$	= 16,5kN
V16-V17:	$H_s = ½ \cdot (5{,}09 + 3{,}12) \cdot 3{,}37$	= 13,8kN
V18-V19:	$H_s = ½ \cdot (0{,}60 + 3{,}12) \cdot 3{,}37$	= 6,3kN
$\sum$Hs		= 114,4kN

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At teglvægge regnes uden kohæsionsbidrag pga. papindlæg.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Tværstabilitetseftervisning, Type A & B

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	b	h	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	h	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	c x A_c	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	1,00	2,40	5,35	1,0				0,7	1,0	**0,5**		**0,2**	2,40	**0,5**	0,33	0,03	0,07	0,16	0,4	**0,7**	**0,5**	**OK!**
V02	0,10	2,75	2,40	5,35	2,8	0,8	1,2	5,0	2,5	8,6	**17,1**		**6,0**	2,40	**14,4**	0,33	0,31	0,63	0,14	3,8	**6,6**	**0,6**	**Forankring ~ 5kN**
V03	0,10	0,82	2,40	5,35	0,8					0,8	**0,3**		**0,1**	2,40	**0,2**	0,33	0,13	0,25	0,03	1,5	**1,8**	**1,7**	**OK!**
V04	0,10	4,37	2,40	5,35	4,5			2,5	4,1	7,0	**20,0**		**6,9**	2,40	**16,6**	0,33	0,49	0,98	0,07	5,9	**8,2**	**1,3**	**Forankring ~ 2,5kN**
V05	0,10	4,26	2,40	5,35	4,4	0,8	2,8	2,5	4,0	7,7	**21,6**		**6,9**	2,40	**16,6**	0,33	0,65	1,30	0,06	7,8	**10,3**	**3,4**	**Forankring ~ 2,5kN**
V06	0,10	4,48	2,40	5,35	4,6	0,7	2,9	4,0	4,2	9,3	**29,1**		**9,1**	2,40	**21,8**	0,33	0,78	1,56	0,06	9,3	**12,4**	**3,3**	**Forankring ~ 4kN**
V07	0,10	3,82	2,40	5,35	3,9			4,0	3,5	7,9	**21,6**		**7,5**	2,40	**18,0**	0,33	0,45	0,90	0,09	5,4	**8,0**	**0,5**	**Forankring ~ 4kN**
V08	0,10	3,06	2,40	5,35	3,1	0,8	2,9	5,0	2,8	9,0	**21,0**		**7,0**	2,40	**16,8**	0,33	0,47	0,93	0,10	5,6	**8,5**	**1,5**	**Forankring ~ 5kN**
V09	0,10	3,06	2,40	5,35	3,1	0,8	2,3	5,0	2,8	9,0	**20,5**		**7,0**	2,40	**16,8**	0,33	0,41	0,83	0,11	5,0	**7,9**	**0,9**	**Forankring ~ 5kN**
V10	0,11	7,62	2,40	17,60	28,3					28,3	**107,9**		**6,4**	2,40	**15,2**	0,33	3,27	6,54	0,04		**9,3**	**2,9**	**OK!**
V11	0,11	7,62	2,40	17,60	28,3					28,3	**107,9**		**6,4**	2,40	**15,2**	0,33	3,27	6,54	0,04		**9,3**	**2,9**	**OK!**
V12	0,10	3,06	2,40	5,35	3,1	0,8	2,9	5,0	2,8	9,0	**21,0**		**7,4**	2,40	**17,6**	0,33	0,37	0,74	0,12	4,5	**7,4**	**0,1**	**Forankring ~ 5kN**
V13	0,10	3,06	2,40	5,35	3,1	0,8	2,3	5,0	2,8	9,0	**20,5**		**7,2**	2,40	**17,2**	0,33	0,37	0,74	0,12	4,5	**7,4**	**0,3**	**Forankring ~ 5kN**
V14	0,10	4,48	2,40	5,35	4,6	0,7	2,9	4,0	4,2	9,3	**29,1**		**9,1**	2,40	**21,8**	0,33	0,78	1,56	0,06	9,3	**12,4**	**3,3**	**Forankring ~ 4kN**
V15	0,10	3,82	2,40	5,35	3,9			4,0	3,5	7,9	**21,6**		**7,5**	2,40	**18,0**	0,33	0,45	0,90	0,09	5,4	**8,0**	**0,5**	**Forankring ~ 4kN**
V16	0,10	4,37	2,40	5,35	4,5			2,5	4,1	7,0	**20,0**		**6,9**	2,40	**16,6**	0,33	0,49	0,98	0,07	5,9	**8,2**	**1,3**	**Forankring ~ 2,5kN**
V17	0,10	4,26	2,40	5,35	4,4	0,8	2,8	2,5	4,0	7,7	**21,6**		**6,9**	2,40	**16,6**	0,33	0,65	1,30	0,06	7,8	**10,3**	**3,4**	**Forankring ~ 1kN**
V18	0,10	5,20	2,40	5,35	5,3			1,0	4,9	6,3	**18,8**		**6,1**	2,40	**14,6**	0,33	0,65	1,31	0,05	7,8	**9,9**	**3,8**	**Forankring ~ 2,5kN**
V19	0,10	1,18	2,40	5,35	1,2					1,2	**0,7**		**0,2**	2,40	**0,5**	0,33	0,19	0,39	0,03	2,3	**2,7**	**2,5**	**OK!**

114,6

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast

t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge
x_1 = momentarm til flankerende væg
N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen

ΣM_d = væltende moment
μ_d = regningsmæssig friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$
b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V02 + V08 + V09 + V12 + V13:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 5kN.

Vægskive V04 + V05 + V16 + V18:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 2,5kN.

Vægskive V06 + V07 + V14 + V15:

Vægfelterne skal forankres i enderne for en kraft på 4kN.

Vægskive V08 + V09 + V12 + V13:

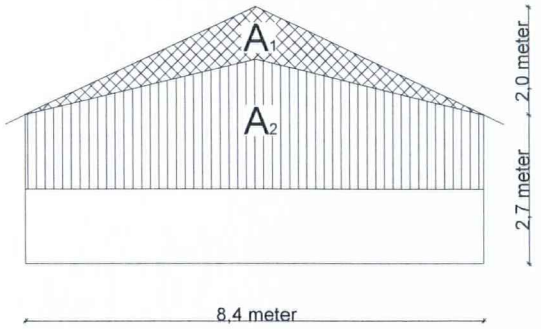
Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 5kN.

Vægskive V17:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 1kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Længdestabilitet



1) Vindlasten på det dobbelt skraverede areal regnes at går i tagskive og føres via vindtrækbånd til facader.
2) Vindlasten på det skråskraverede areal føres via loftskiven til facader.

Ad 1:

$$A_1 = ½ \cdot \frac{2,0}{2} \cdot 8,4 = 4,2\text{m}^2$$

Bidrag fra vindlast på gavl:

$$Q_{w,1} = 1,5 \cdot 0,68 \cdot 0,7 \cdot 4,2 = 3,0\text{kN}$$

Ad 2:

$$A_2 = 4,2 + ½ \cdot 2,7 \cdot 8,4 = 15,6\text{m}^2$$

Bidrag fra vindlast på gavl på hovedhus:

$$Q_{w,d} = 0,7 \cdot 0,68 \cdot 1,5 \cdot 15,6 = 11,2\text{kN}$$

Bidrag fra vindlast på karnappens ydervægge:

$$Q_{w,dk} = 0,7 \cdot 0,68 \cdot 1,5 \cdot (½ \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 2,7) = 2,5\text{kN}$$

Bidrag fra tangentiel vindlast på tag:

$$Q_{w,f} = q_{max} \cdot \gamma \cdot c_{fr} \cdot A$$

$$c_{fr} \approx 0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{q}{1}} = 0,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,15}{17}} = 0,021$$

$$Q_{w,f} = 0,68 \cdot 1,5 \cdot 0,021 \cdot (17,3 \cdot 10) = 3,7\text{kN}$$

Bidrag fra vindlast på tag af karnap:

$$Q_{tag,karnap} = (1,5 \cdot 0,68 \cdot \tan(25) \cdot (1 \cdot (0,56 + 0,6) + 2,5 \cdot (0,35 + 0,4))) \cdot 1,3 = 1,88\text{kN}$$

Den samlede vandrette last på bygningen:

$$\sum Q_{res} = 3{,}0 + 11{,}2 + 2{,}5 + 3{,}7 + 1{,}88 = \underline{22{,}2\text{kN}}$$

Lasten fordeles på facader, langsgående væg mellem toilet og bryggers og langsgående væg imellem værelser.

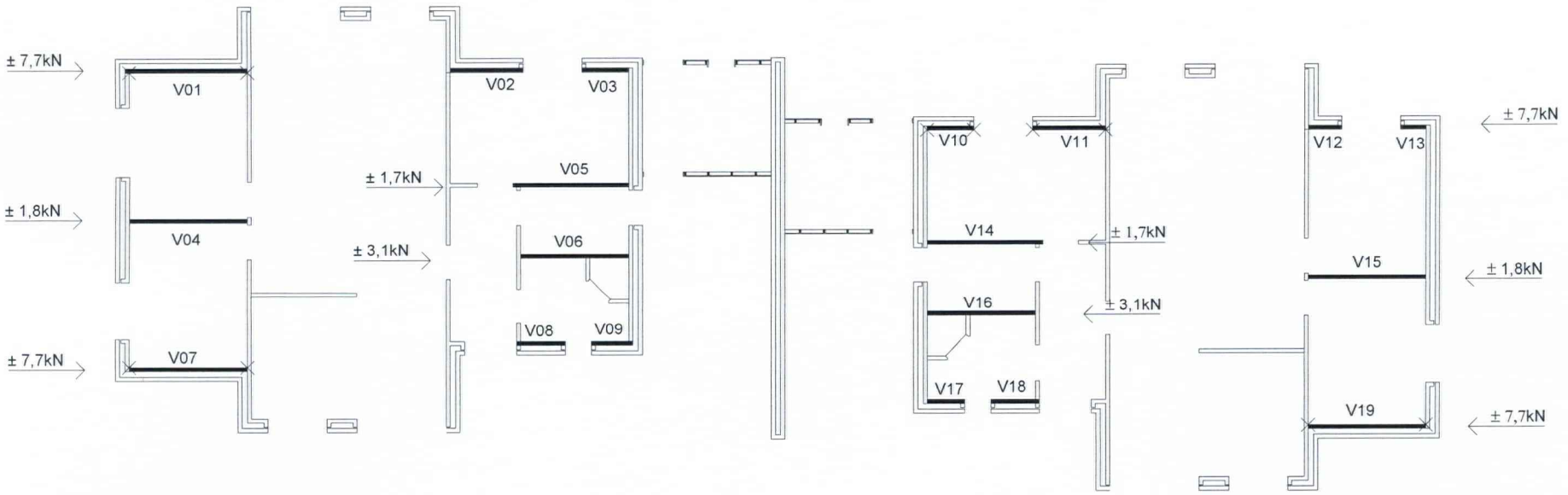
Last pr. facade: 1/2·(3,0+3,7+1,88)+1/4·(11,2+2,5) = 7,7kN/facade
Last på skillevægge: 6,60kN

Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af næste side.

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Længdestabiliserende vægge, Type A G2 & G2



Længdestabilitetseftervisning, Type A G2 samt Type B G2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1	0,8	3,0	4,5	2,7	8,4	**19,4**		**6,7**	2,40	**16,1**	0,33	0,39	0,79	0,11	4,7	**7,5**	**0,8**	**Forankring ~ 4,5kN**
V02	0,10	1,87	2,40	5,35	1,9					1,9	**1,8**		**0,7**	2,40	**1,7**	0,33	0,06	0,12	0,16	0,7	**1,4**	**0,7**	**OK!**
V03	0,10	1,20	2,40	5,35	1,2					1,2	**0,7**		**0,3**	2,40	**0,7**	0,33	0,02	0,03	0,39	0,2	**0,6**	**0,3**	**OK!**
V04	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1					3,1	**4,7**		**1,8**	2,40	**4,3**	0,33	0,12	0,23	0,13	1,4	**2,4**	**0,6**	**OK!**
V05	0,10	2,97	2,40	5,35	3,1					3,1	**4,5**		**1,7**	2,40	**4,1**	0,33	0,15	0,30	0,10	1,8	**2,8**	**1,1**	**OK!**
V06	0,10	2,78	2,40	5,35	2,9	1,5	2,8			4,4	**8,3**		**3,1**	2,40	**7,4**	0,33	0,18	0,37	0,12	2,2	**3,7**	**0,6**	**OK!**
V07	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1	0,7	3,0	5,5	2,7	9,3	**21,8**		**7,3**	2,40	**17,5**	0,33	0,46	0,92	0,10	5,5	**8,6**	**1,3**	**Forankring ~ 5,5kN**
V08	0,10	1,25	2,40	5,35	1,3					1,3	**0,8**		**0,3**	2,40	**0,7**	0,33	0,06	0,13	0,10	0,8	**1,2**	**0,9**	**OK!**
V09	0,10	0,96	2,40	5,35	1,0					1,0	**0,5**		**0,1**	2,40	**0,2**	0,33	0,24	0,47	0,02	2,8	**3,2**	**3,1**	**OK!**
V10	0,10	1,20	2,40	5,35	1,2			7,5	0,9	8,7	**7,5**		**3,0**	2,40	**7,2**	0,33	0,03	0,07	1,32	0,4	**3,3**	**0,3**	**Forankring ~ 7,5kN**
V11	0,10	1,87	2,40	5,35	1,9			7,5	1,6	9,4	**13,6**		**4,7**	2,40	**11,3**	0,33	0,24	0,49	0,19	2,9	**6,0**	**1,3**	**Forankring ~ 7,5kN**
V12	0,10	0,85	2,40	5,35	0,9					0,9	**0,4**		**0,1**	2,40	**0,2**	0,33	0,15	0,30	0,03	1,8	**2,1**	**2,0**	**OK!**
V13	0,10	0,66	2,40	5,35	0,7					0,7	**0,2**			2,40		0,33	0,33	0,66	0,01	4,0	**4,2**	**4,2**	**OK!**
V14	0,10	2,97	2,40	5,35	3,1					3,1	**4,5**		**1,7**	2,40	**4,1**	0,33	0,15	0,30	0,10	1,8	**2,8**	**1,1**	**OK!**
V15	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1					3,1	**4,7**		**1,8**	2,40	**4,3**	0,33	0,12	0,23	0,13	1,4	**2,4**	**0,6**	**OK!**
V16	0,10	2,78	2,40	5,35	2,9	1,5	2,8			4,4	**8,3**		**3,1**	2,40	**7,4**	0,33	0,18	0,37	0,12	2,2	**3,7**	**0,6**	**OK!**
V17	0,10	1,00	2,40	5,35	1,0					1,0	**0,5**		**0,2**	2,40	**0,5**	0,33	0,03	0,07	0,16	0,4	**0,7**	**0,5**	**OK!**
V18	0,10	1,30	2,40	5,35	1,3					1,3	**0,9**		**0,3**	2,40	**0,7**	0,33	0,11	0,22	0,06	1,3	**1,8**	**1,5**	**OK!**
V19	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1	0,7	3,0	5,5	2,7	9,3	**21,6**		**7,2**	2,40	**17,3**	0,33	0,47	0,94	0,10	5,6	**8,7**	**1,5**	**Forankring ~ 5,5kN**

44,1

Konklusion

Vægskive V01:

Vægfeltet forankres for en kraft på 4,5kN.

Vægskive V07 + V19:

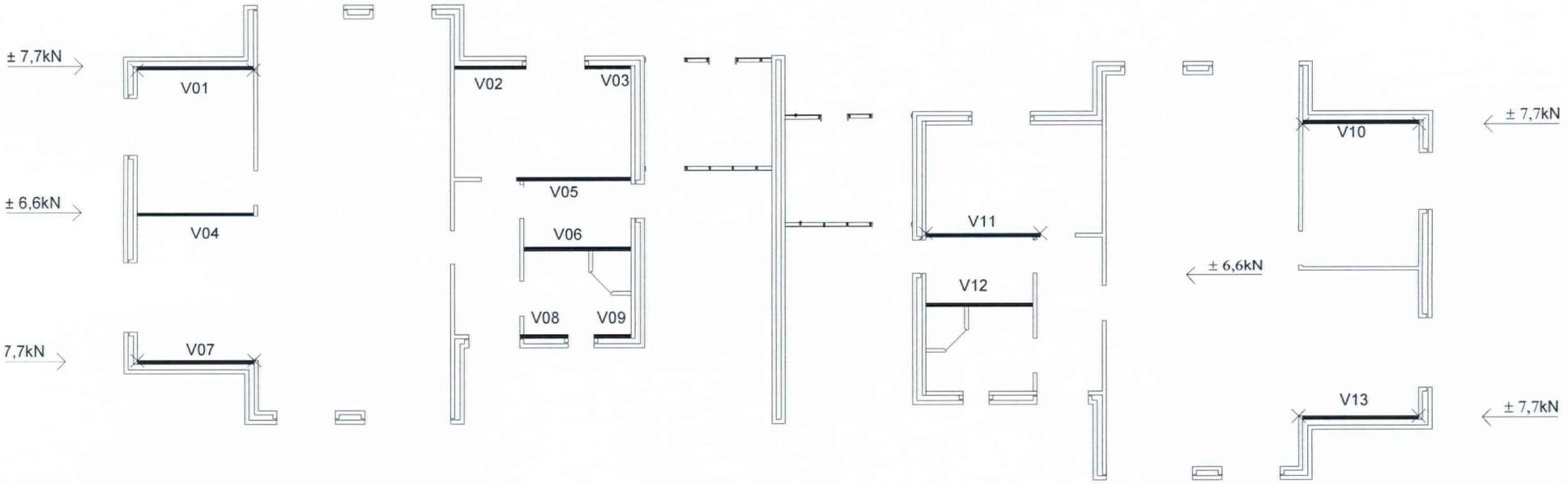
Vægfelterne forankres for en kraft på 5,5kN.

Vægskive V10 + V11:

Vægfelterne forankres for en kraft på 7,5kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Længdestabiliserende vægge, Type B G2 & G2



Længdestabilitetseftervisning, Type B G2 & G2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1	0,8	3,0	4,5	2,7	8,4	**19,4**		**6,7**	2,40	**16,1**	0,33	0,39	0,79	0,11	4,7	**7,5**	**0,8**	**Forankring ~ 4,5kN**
V02	0,10	1,87	2,40	5,35	1,9					1,9	**1,8**		**0,7**	2,40	**1,7**	0,33	0,06	0,12	0,16	0,7	**1,4**	**0,7**	**OK!**
V03	0,10	1,20	2,40	5,35	1,2					1,2	**0,7**		**0,3**	2,40	**0,7**	0,33	0,02	0,03	0,39	0,2	**0,6**	**0,3**	**OK!**
V04	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1					3,1	**4,7**		**1,8**	2,40	**4,3**	0,33	0,12	0,23	0,13	1,4	**2,4**	**0,6**	**OK!**
V05	0,10	2,97	2,40	5,35	3,1					3,1	**4,5**		**1,7**	2,40	**4,1**	0,33	0,15	0,30	0,10	1,8	**2,8**	**1,1**	**OK!**
V06	0,10	2,78	2,40	5,35	2,9	1,5	2,8			4,4	**8,3**		**3,1**	2,40	**7,4**	0,33	0,18	0,37	0,12	2,2	**3,7**	**0,6**	**OK!**
V07	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1	0,7	3,0	5,5	2,7	9,3	**21,8**		**7,3**	2,40	**17,5**	0,33	0,46	0,92	0,10	5,5	**8,6**	**1,3**	**Forankring ~ 5,5kN**
V08	0,10	1,25	2,40	5,35	1,3					1,3	**0,8**		**0,3**	2,40	**0,7**	0,33	0,06	0,13	0,10	0,8	**1,2**	**0,9**	**OK!**
V09	0,10	0,96	2,40	5,35	1,0					1,0	**0,5**		**0,1**	2,40	**0,2**	0,33	0,24	0,47	0,02	2,8	**3,2**	**3,1**	**OK!**
V10	0,10	3,02	2,40	5,35	3,1			6,5	2,7	9,6	**22,4**		**7,7**	2,40	**18,5**	0,33	0,40	0,81	0,12	4,9	**8,0**	**0,3**	**Forankring ~6,5kN**
V11	0,10	2,97	2,40	5,35	3,1			2,0	2,7	5,1	**9,9**		**3,7**	2,40	**8,9**	0,33	0,20	0,39	0,13	2,4	**4,0**	**0,3**	**Forankring ~ 2kN**
V12	0,10	2,78	2,40	5,35	2,9	1,5	2,8			4,4	**8,3**		**2,9**	2,40	**7,0**	0,33	0,29	0,59	0,07	3,5	**5,0**	**2,1**	**OK!**
V13	0,10	3,00	2,40	5,35	3,1	0,7	3,0	6,0	2,7	9,8	**23,0**		**7,7**	2,40	**18,5**	0,33	0,46	0,92	0,11	5,5	**8,7**	**1,0**	**Forankring ~ 6kN**

44,0

Konklusion

Vægskive V01:

Vægfeltet forankres for en kraft på 4,5kN.

Vægskive V07:

Vægfelterne forankres for en kraft på 5,5kN.

Vægskive V10:

Vægfeltet forankres for en kraft på 6,5kN.

Vægskive V11:

Vægfeltet forankres for en kraft på 2kN.

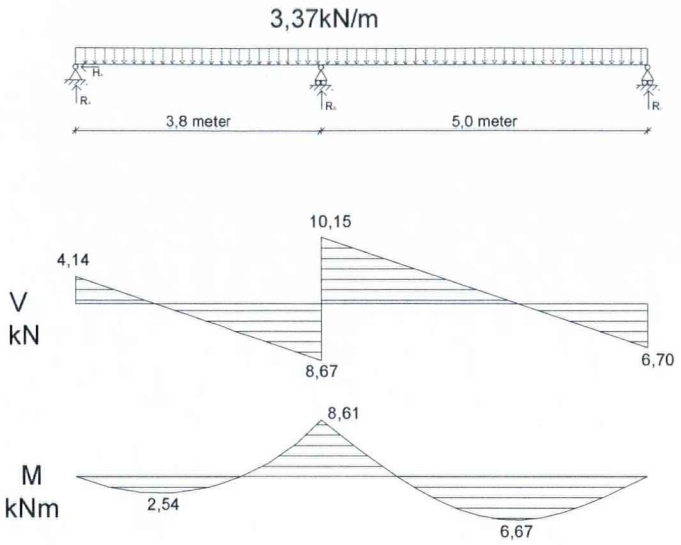
Vægskive V13:

Vægfeltet forankres for en kraft på 6kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Dimensionering af gangbro

Idet loftet forudsættes at være som gips eller profilloft, skal lasten på loftskiven optages af gangbroen.

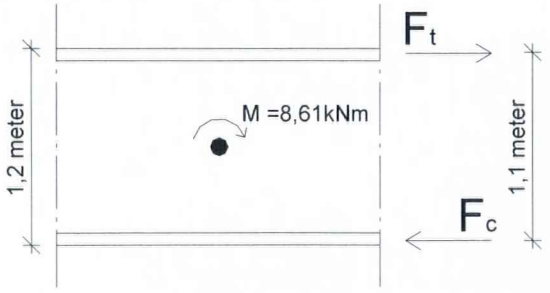


18mm krydsfiner vælges, og kantstringere som 50x100mm rigler.

Stringer

Forudsætninger:

- Længde min 2 meter
- Kantstringer samles midt på en krydsfiner plade.
- Bredden af gangbro min. 1,2 meter



$$F_t = |F_C| = \frac{M}{b} = \frac{8,61}{1,1} = \underline{\underline{7,83kN}}$$

Eftervisning:

Stringeren fastholdes v. spær; dvs. l_s = 1 meter.

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{1000}{14,45} = 69,2$$

K_c aflæses til 0,548

Krav:

$$\sigma_{c,d} \le k_c \cdot f_{c,d}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{7{,}83 \cdot 10^3}{50 \cdot 100} = 1{,}57 N/mm^2$$

$f_{c,d} = 10{,}1 N/mm^2$ (K18, ø-last, anv. kl. 1 eller 2)

$f_{c,d} \cdot k_C = 10{,}1 \cdot 0{,}548 = 5{,}53 N/mm^2 > \sigma_{c,d} = 1{,}57 N/mm^2$ OK!

Konklusion

Der anvendes 50x100mm K18.

Samling af stringer

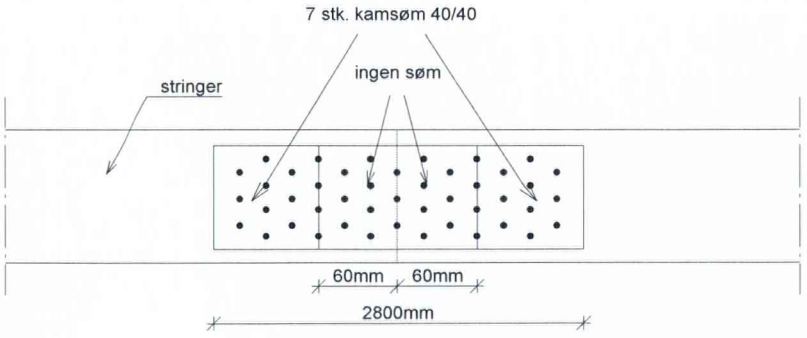
Stringeren samles med hulbånd i længde á 28cm.
Dimensionering: 80x2,0mm
Antal søm pr. trædel: 7 stk. 40/40

Eftervisning:

Trækbæreevne, hulbånd: 24,9kN jf. BMF-katalog
Bæreevne pr. søm: 1,19kN
Bæreevne 7 søm: 7·1,19 = 8,33kN > 7,83kN OK!

Konklusion

Der anvendes 7 stk. 40/40 i hver trædel.



Samling mellem krydsfiner og stringer

Krydsfiner sømmes til rigel pr. 40cm med kv. Søm 28/65

Eftervisning:

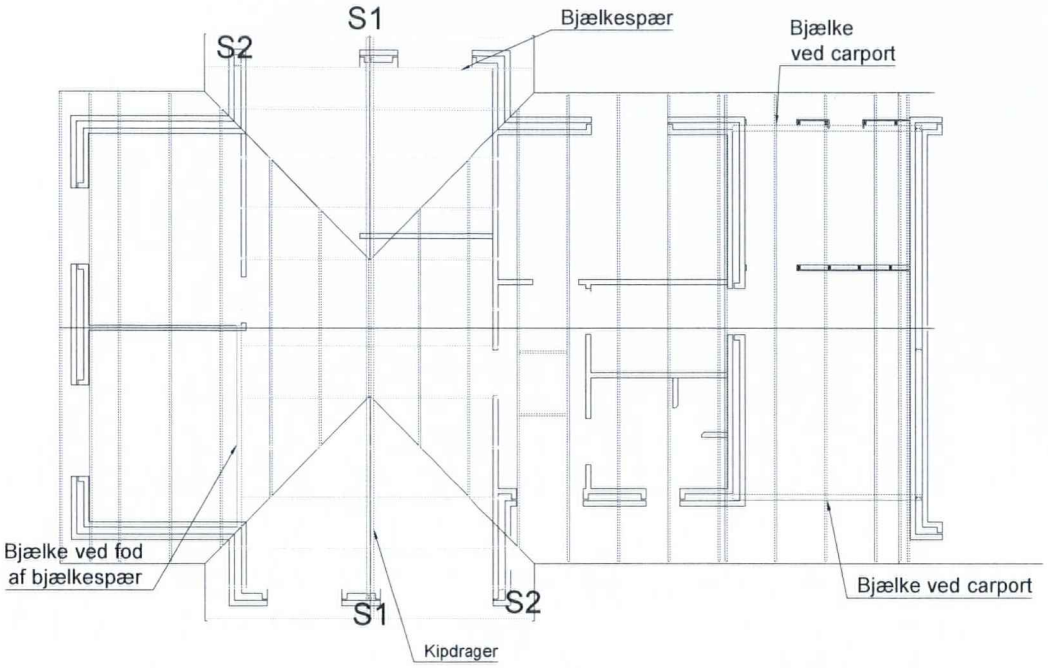
Forskydning pr. spær: 3,4kN/spær

Valg: Kva. søm 28/65 $\Rightarrow$ n > $\frac{V}{F_v} = \frac{3,4}{0,66} = 5,2 \approx 6\text{stk.}$

Konklusion

Krydsfiner sømmes til spær pr. 15 cm (28/65).

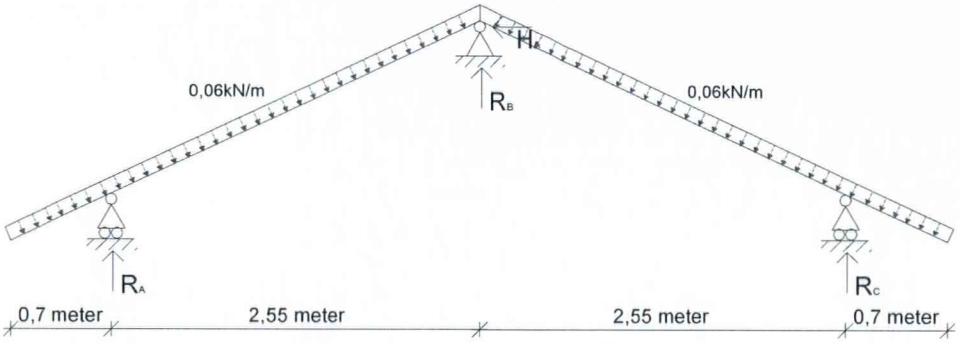
Oversigt over bjælker og søjler



Bestemmelse af reaktioner fra bjælkespær ved tilbygning

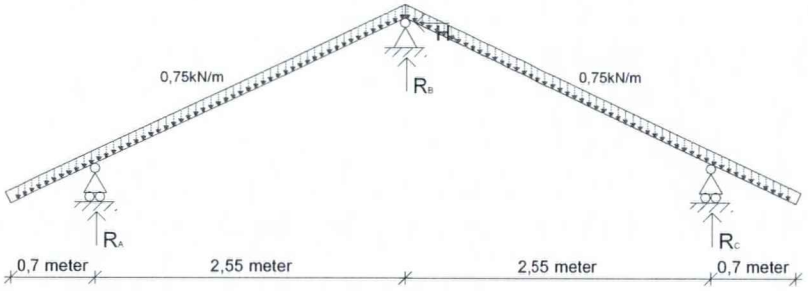
Egenlast

Bjælkespær (45x270mm):



$R_A = R_C = 0,12kN$
$R_B = 0,19kN$

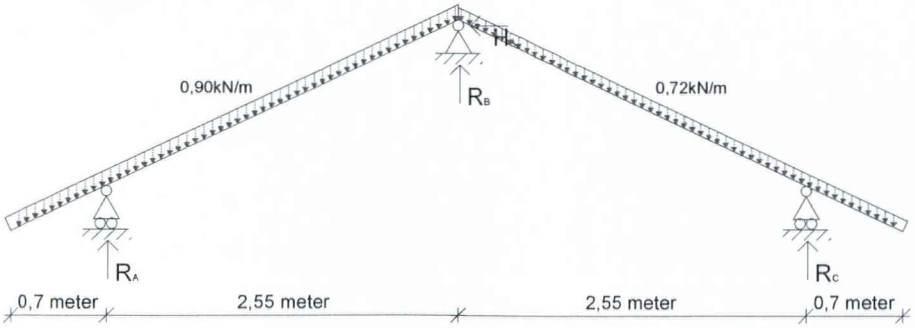
Tag og loft:



Reaktioner fra bunden last:
$R_A = R_C = 1,05kN$
$R_B = 1,70kN$

Reaktioner fra fri last:
$R_A = R_C = 0,44kN$
$R_B = 0,71kN$

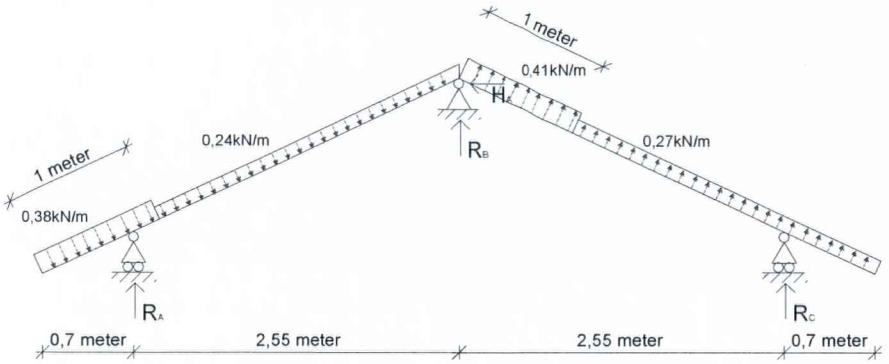
Snelast



$R_A = 1,82kN$
$R_B = 2,59kN$
$R_C = 1,41kN$

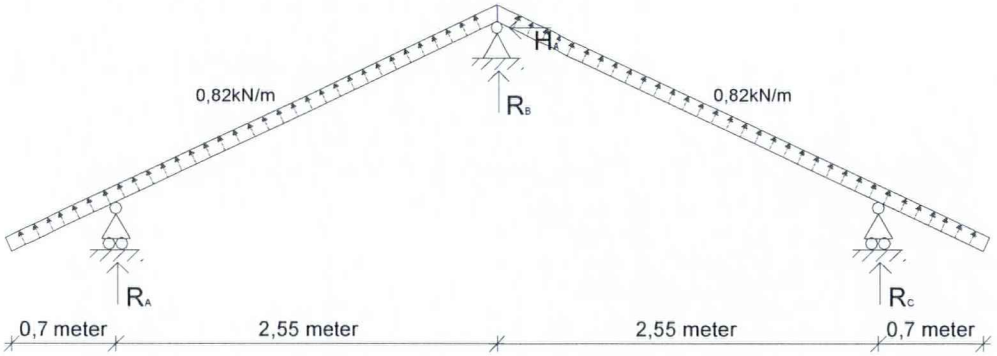
Vindlast

Vind på tværs af tilbygning:



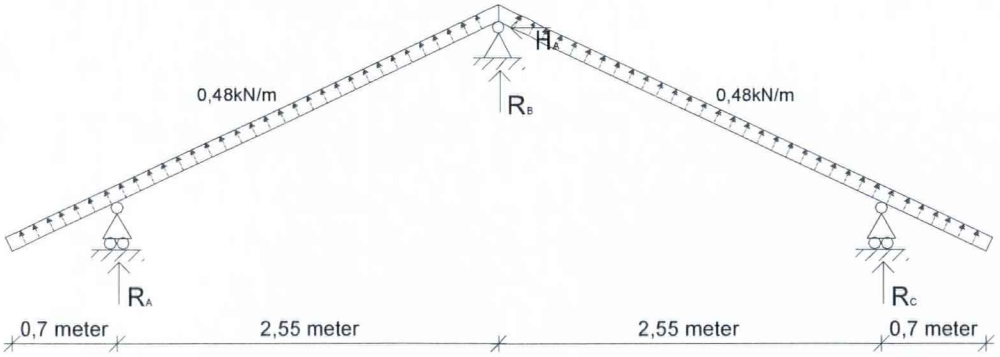
$R_A = 0,81kN$
$R_B = -0,27kN$
$R_C = -0,85kN$
$H = 1,00kN$

Vind på langs af tilbygning, yderste bjælker:



$R_A = -1,80kN$
$R_B = -1,73kN$
$R_C = -1,80kN$

Vind på langs af tilbygning, de resterende bjælker:

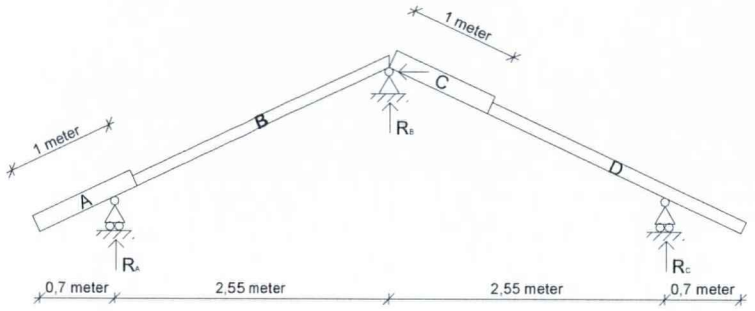


$R_A = -1,05kN$
$R_B = -1,01kN$
$R_C = -1,05kN$

Dimensionering af bjælkespær

LAK 2.1:

Bestemmelse af den regningsmæssige lastfordeling:



q_d =1,0·g+1,5·s+0,5·w

A: y-retning: 1,0·(0,06+0,75)+1,5·0,90+0,5·0,38·cos(25) = 2,33kN/m
x-retning: 0,5·0,38·sin(25) = 0,08kN/m

B: y-retning: 1,0·(0,06+0,75)+1,5·0,90+0,5·0,24·cos(25) = 2,27kN/m
x-retning: 0,5·0,24·sin(25) = 0,05kN/m

C: y-retning: 1,0·(0,06+0,75)+1,5·0,72+0,5·(-0,41)·cos(25) = 1,70kN/m
x-retning: 0,5·0,41·sin(25) = 0,09kN/m

D: y-retning: 1,0·(0,06+0,75)+1,5·0,72+0,5·(-0,27)·cos(25) = 1,77kN/m
x-retning: 0,5·0,27·sin(25) = 0,06kN/m

Herved fås de maksimale snitkræfter til:

M_{max}= 1,52kNm
V_{max}= 3,24kN
N_{max}=1,51kN

Valg: K18 45x270mm

$$\sigma_{max} = \frac{1{,}52 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 45 \cdot 270^2} = 2{,}78 N/mm^2 < f_{m,d} = 9{,}90 N/mm^2 \text{ OK!}$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{3{,}24 \cdot 10^3}{45 \cdot 270} = 0{,}40 N/mm^2 < f_{v,d} = 1{,}65 N/mm^2 \text{ OK!}$$

(anv. kl. 1 og 2, K-last, K18)

Konklusion

Der anvendes 45x270mm K18

Forankring af bjælkespær

Yderfag:

Her findes den mindste reaktion ved LAK 2.2:
$R_{min} = 0{,}8 \cdot 1{,}17 + 1{,}5 \cdot (-1{,}80) = -1{,}77\text{kN}$

Valg: 2 stk. BMF vinkelbeslag med minimums sømning.

Bæreevne ved min. sømning: 2,55kN > 1,77 OK!

Øvrige spær:

Her findes den mindste reaktion ved LAK 2.2:
$R_{min} = 0{,}8 \cdot 1{,}17 + 1{,}5 \cdot (-1{,}05) = -0{,}64\text{kN}$

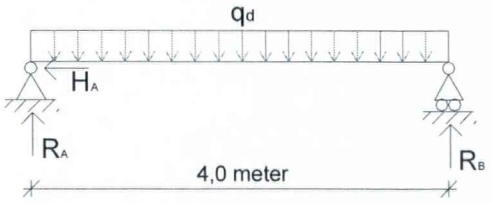
Valg: 2 stk. BMF vinkelbeslag med minimums sømning.

Bæreevne ved min. sømning: 2,55kN > 0,64 OK!

Konklusion

Bjælkespærene forankres til bag/skillevæg med 2 stk. BMF vinkler 70u/ribbe, som sømmes svarende til min. sømning.

Dimensionering af bjælke ved fod af bjælkespær



Undersøgelse ifølge lastkomb.
LAK 2.1: 1,0·g+1,5·s+1,0·n+0,5·w
LAK 2.2: 0,8·9+1,5·w
LAK 3.3 1,0·g+0,5·s+0,25·w+1,0·n

Der vælges at regne på en $0{,}12+1{,}05+0{,}44+0{,}1$

LAK 2.1: $q_d = 1{,}0\cdot(0{,}12+1{,}05+0{,}44+0{,}1)+1{,}5\cdot 1{,}82+0{,}5\cdot 0{,}81 = 4{,}85\text{kN/m}$

LAK 2.2: $q_d = 0{,}8\cdot(0{,}12+1{,}05+0{,}1)+1{,}5\cdot(-1{,}80) = -1{,}69\text{kN/m}$

LAK 3.3: $q_d = 1{,}0\cdot(0{,}12+1{,}05+0{,}44+0{,}1)+0{,}5\cdot 1{,}82+0{,}25\cdot 0{,}81 = 2{,}82\text{kN/m}$

Snitkræfter:

LAK 2.1:

$R_A = R_B = V_{max} = ½\cdot 4{,}85\cdot 4{,}0 = 9{,}70\text{kN}$

$M_s = 1/8\cdot 4{,}85\cdot 4{,}0^2 = 9{,}70\text{kNm}$

LAK 2.2:

$R_A = R_B = V_{max} = ½\cdot(-1{,}69)\cdot 4 = -3{,}38\text{kN}$

$M_s = 1/8\cdot(-1{,}69)\cdot 4{,}0^2 = -3{,}38\text{kNm}$

LAK 3.3:

$R_A = R_B = V_{max} = ½\cdot 2{,}82\cdot 4{,}0 = 5{,}64\text{kN}$

$M_s = 1/8\cdot 2{,}82\cdot 4{,}0^2 = 5{,}64\text{kNm}$

LAK 2.1:

$$\sigma_{max} = \frac{9{,}70 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 90 \cdot 233^2} = 11{,}91 N/mm^2 < f_m = 24{,}0 N/mm^2$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{9{,}70 \cdot 10^3}{90 \cdot 233} = 0{,}69 N/mm^2 < f_{v.d} = 1{,}8 N/mm^2$$

OK!

(anv. kl. 1, K-last, L40)

LAK 3.3:

Krav: R_{30}
Indbrændingsdybde:

$$d_{char} = \beta_0 \cdot t$$

hvor

β_0 = indbrændingshastigheden, som for limtræ er 0,65mm/min
t = brandvarigheden i min, som her er 30min

$$d_{char} = 0{,}65 \cdot 30 \approx 20mm$$

$$A_{rest} = (90 - 2 \cdot 20) \cdot (233 - 2 \cdot 20) = 9{,}65 \cdot 10^3 mm^2$$

$$W_{rest} = 1/6 \cdot (90 - 2 \cdot 20) \cdot (233 - 2 \cdot 20)^2 = 310 \cdot 10^3 mm^3$$

$$\sigma = \frac{5{,}64 \cdot 10^6}{310 \cdot 10^3} = 18{,}74 N/mm^2 < f_{md} = 24{,}0 N/mm^2$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{5{,}64 \cdot 10^3}{9{,}65 \cdot 10^3} = 0{,}88 N/mm^2 < f_{v.d} = 1{,}8 N/mm^2$$

OK!

(anv. kl. 1 og 2, K-last, L40)

Deformation:

Slutdeformationen for en last kan beregnes som:

$$u_{fin} = u_{inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

hvor

u_{inst} = den øjeblikkelige deformation fra den karakteristiske last

ψ_2 = faktoren svarende til den kvasipermanente lastandel. Er lig med 1 for egenlast og 0 for snelast.

k_{def} = en faktor, der tager hensyn til indflydelsen fra lastvarighed og anvendelsesklasse. Denne er for limtræ i anvendelsesklasse 2 lig 0,8.

Nedbøjning resulterende fra egenlast:

$$u_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,12+1,05+0,44+0,1) \cdot 4000^4}{1/12 \cdot 90 \cdot 233^3 \cdot 14000} = 4,3mm$$

$$u_{g,fin} = 4,3 \cdot (1+1 \cdot 0,8) = 8mm$$ ikke OK!

Der vælges i stedet en L40 90x267mm.

$$u_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,12+1,05+0,44+0,1) \cdot 4000^4}{1/12 \cdot 90 \cdot 266^3 \cdot 14000} = 2,9mm$$

$$u_{g,fin} = 2,9 \cdot (1+1 \cdot 0,8) = 5mm$$ OK!

Nedbøjning resulterende fra snelast og egenlast:

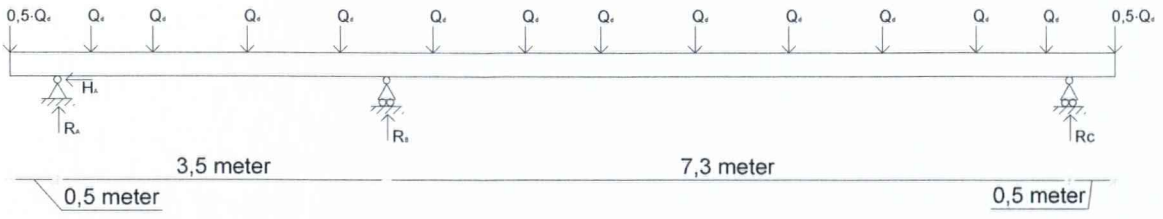
$$u_{g+s} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,12+1,05+0,44+0,1+1,82) \cdot 4000^4}{1/12 \cdot 90 \cdot 266^2 \cdot 14000} = 6mm$$ OK!

$u_{g+s} = u_{fin}$; da $\psi = 0$ for snelast.

Konklusion

L40 90x267mm oplægges på teglmur og forankres til bagvæg for opadgående reaktioner på $3,4kN \uparrow$.

Dimensionering af kipdrager



Last fra bjælkespær:

Lastart	ψ	R [kN]
Egenlast bjælkespær	1	0,19
Egenlast tag og loft	1	2,60
Snelast	0,5	2,59
Vindlast	0,5/0,25	-0,27/-1,73

Undersøgelse ifølge lastkomb.
LAK 2.1: 1,0·g+1,5·s+0,5·w
LAK 3.3 1,0·g+0,5·s+0,25·w
LAK 1.1: 1,0·9

Valg: L40 140x500mm

LAK 2.1:

$$Qd = 1{,}0 \cdot (0{,}19 + 2{,}6 + 0{,}35) + 1{,}5 \cdot 2{,}59 = 7{,}03\text{kN}$$

Snitkræfter:

$V_{max} = 31{,}57\text{kN}$

$M_{max} = 36{,}42\text{kNm}$

$R_A = 8{,}98\text{kN}$

$R_B = 54{,}23\text{kN}$

$R_C = 28{,}19\text{kN}$

$$\sigma_{max} = \frac{36{,}42 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 140 \cdot 500^2} = 6{,}24\text{N/mm}^2 < f_m = 24{,}0\text{N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{31{,}57 \cdot 10^3}{140 \cdot 500} = 0{,}68\text{N/mm}^2 < f_{v.d} = 1{,}8\text{N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

(anv. kl. 1, K-last, L40)

LAK 3.3:

$$Qd = 1,0 \cdot (0,19 + 2,6 + 0,35) + 0,5 \cdot 2,59 = 4,44kN$$

$$V_{max} = 19,82kN$$
$$M_{max} = 22,78kNm$$

Krav: R_{30}
Indbrændingsdybde:

$$d_{char} = \beta_0 \cdot t$$

hvor

β_0 = indbrændingshastigheden, som for limtræ er 0,65mm/min
t = brandvarigheden i min, som her er 30min

$$d_{char} = 0,65 \cdot 30 \approx 20mm$$

$$A_{rest} = (140 - 2 \cdot 20) \cdot (500 - 2 \cdot 20) = 46 \cdot 10^3 mm^2$$

$$W_{rest} = 1/6 \cdot (140 - 2 \cdot 20) \cdot (500 - 2 \cdot 20)^2 = 3527 \cdot 10^3 mm^3$$

$$\sigma = \frac{22,78 \cdot 10^6}{3527 \cdot 10^3} = 6,46N/mm^2 < f_{md} = 24,0N/mm^2$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{19,82 \cdot 10^3}{46 \cdot 10^3} = 0,65N/mm^2 < f_{v.d} = 1,8N/mm^2 \text{ OK!}$$

(anv. kl. 1 og 2, K-last, L40)

LAK 1.1:

Egenlast:
$$Qd = 1,0 \cdot (0,19 + 2,6 + 0,35) = 3,14kN$$

Deformation:

Slutdeformationen for en last kan beregnes som:

$$u_{fin} = u_{inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

hvor

u_{inst} = den øjeblikkelige deformation fra den karakteristiske last

ψ_2 = faktoren svarende til den kvasipermanente lastandel. Er lig med 1 for egenlast og 0 for snelast.

k_{def} = en faktor, der tager hensyn til indflydelsen fra lastvarighed og anvendelsesklasse. Denne er for limtræ i anvendelsesklasse 2 lig 0,8.

Max. nedbøjning resulterende fra egenlast:

$u_{g,inst} = 5mm$

$u_{g,fin} = 5 \cdot (1 + 1 \cdot 0{,}8) = 9mm$ svarende til 1/800 af spændvidden OK!

Nedbøjning for variabellast:

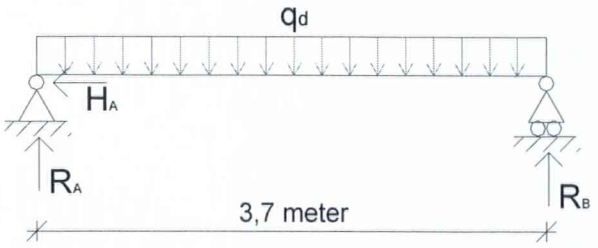
$u_{g+s} = 9mm$

$u_{g+s} = u_{fin}$; da $\psi = 0$ for snelast, hvilket betyder at nedbøjningen svarer til 1/800 af spændvidden. OK!

Konklusion

Der anvendes L40 140x500mm.

Bjælke over carport



Undersøgelse ifølge lastkomb.
LAK 2.1: 1,0·g+1,5·s+1,0·n+0,5·w
LAK 2.2: 0,8·9+1,5·w
LAK 3.3 1,0·g+0,5·s+0,25·w+1,0·n

Der vælges at regne på en L40 90x267mm.

LAK 2.1: $q_d = 1{,}0 \cdot (3{,}3 + 0{,}18) + 1{,}5 \cdot 4{,}0 + 1{,}0 \cdot 0{,}3 + 0{,}5 \cdot 0{,}59 = 10{,}08 \text{kN/m}$

LAK 2.2: $q_d = 0{,}8 \cdot 2{,}4 + 1{,}5 \cdot (-2{,}55) = -1{,}91 \text{kN/m}$

LAK 3.3: $q_d = 1{,}0 \cdot (3{,}3 + 0{,}18) + 0{,}5 \cdot 4{,}0 + 0{,}25 \cdot 0{,}59 + 1{,}0 \cdot 0{,}30 = 5{,}93 \text{kN/m}$

Snitkræfter:

LAK 2.1:

$R_A = R_B = V_{max} = ½ \cdot 10{,}08 \cdot 3{,}7 = 18{,}65 \text{kN}$

$M_s = 1/8 \cdot 10{,}08 \cdot 3{,}7^2 = 17{,}25 \text{kNm}$

LAK 2.2:

$R_A = R_B = V_{max} = ½ \cdot (-1{,}91) \cdot 3{,}7 = -3{,}6 \text{kN}$

$M_s = 1/8 \cdot (-1{,}91) \cdot 3{,}7^2 = -3{,}3 \text{kNm}$

LAK 3.3:

$R_A = R_B = V_{max} = ½ \cdot 5{,}93 \cdot 3{,}7 = 10{,}97 \text{kN}$

$M_s = 1/8 \cdot 5{,}93 \cdot 3{,}7^2 = 10{,}15 \text{kNm}$

LAK 2.1:

$$\sigma_{max} = \frac{17{,}25 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 90 \cdot 267^2} = 16{,}13 N/mm^2 < f_m = 24{,}0 N/mm^2$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{18{,}65 \cdot 10^3}{90 \cdot 267} = 1{,}16 N/mm^2 < f_{v.d} = 1{,}8 N/mm^2 \text{ OK!}$$

(anv. kl. 1, K-last, L40)

LAK 2.2:

$$\sigma_{max} = \frac{-3{,}3 \cdot 10^6}{1/6 \cdot 90 \cdot 267^2} = -3{,}1 N/mm^2$$

LAK 3.3:

Krav: R_{30}

Indbrændingsdybde:

$$d_{char} = \beta_0 \cdot t$$

hvor

β_0 = indbrændingshastigheden, som for limtræ er 0,65mm/min

t = brandvarigheden i min, som her er 30min

$$d_{char} = 0{,}65 \cdot 30 \approx 20mm$$

$$A_{rest} = (90 - 2 \cdot 20) \cdot (267 - 2 \cdot 20) = 11{,}4 \cdot 10^3 mm^2$$

$$W_{rest} = 1/6 \cdot (90 - 2 \cdot 20) \cdot (267 - 2 \cdot 20)^2 = 429 \cdot 10^3 mm^3$$

$$\sigma = \frac{10{,}15 \cdot 10^6}{429 \cdot 10^3} = 23{,}7 N/mm^2 < f_{mk} = 40 N/mm^2$$

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{10{,}97 \cdot 10^3}{11{,}4 \cdot 10^3} = 1{,}44 N/mm^2 < f_{v.5} = 3 N/mm^2 \text{ OK!}$$

Styrkekravet er opfyldt.

Deformation:

Slutdeformationen for en last kan beregnes som:

$$u_{fin} = u_{inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

hvor

u_{inst} = den øjeblikkelige deformation fra den karakteristiske last
ψ_2 = faktoren svarende til den kvasipermanente lastandel. Er lig med 1 for egenlast og 0 for snelast.
k_{def} = en faktor, der tager hensyn til indflydelsen fra lastvarighed og anvendelsesklasse. Denne er for limtræ i anvendelsesklasse 2 lig 0,8.

Nedbøjning resulterende fra egenlast:

$$u_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3{,}3 + 0{,}18) \cdot 3700^4}{1/12 \cdot 90 \cdot 267^3 \cdot 14000} = 4{,}3\text{mm}$$

$u_{g,fin} = 4{,}3 \cdot (1 + 1 \cdot 0{,}8) = 8\text{mm}$ ikke OK, der vælges derfor en L40 115x267mm

$$u_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(3{,}3 + 0{,}18) \cdot 3700^4}{1/12 \cdot 115 \cdot 267^3 \cdot 14000} = 3{,}3\text{mm}$$

$u_{g,fin} = 3{,}3 \cdot (1 + 1 \cdot 0{,}8) = 6\text{mm}$ OK!

Nedbøjning resulterende fra snelast og egenlast:

$$u_{g+s} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7{,}48 \cdot 3700^4}{1/12 \cdot 115 \cdot 267^3 \cdot 14000} = 7{,}2\text{mm}$$

$u_{g+s} = u_{fin}$; da $\psi = 0$ for snelast.

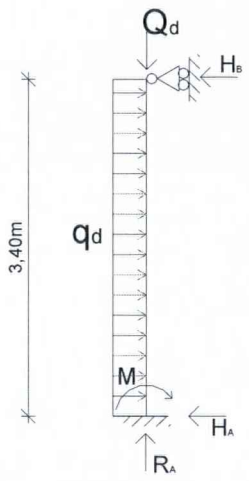
Konklusion

L40 115x267mm oplægges på teglmur og forankres til bagvæg for opadgående reaktioner på $3{,}6\text{kN} \uparrow$.

Dimensionering af søjle S1

Reaktioner fra kipdrager:

$Q_d = R_{max}$ + egenlast = 28,19N + 0,30kN = 29,21kN



Søjlen skal optage halvdelen af den last, der kommer fra vinden på vinduespartiet:

$$q_d: \qquad q_k = q_{max} \cdot \sum C \cdot b = 0{,}68 \cdot \frac{5{,}8}{2} \cdot 1{,}1 = 2{,}17\text{kN/m}$$

$$q_d = 1{,}5 \cdot 2{,}17 = 3{,}25\text{kN/m}$$

$$l_s = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 3400 = 2380\text{mm}$$

$$M_{max} = -\frac{1}{8} \cdot 3{,}25 \cdot 3{,}40^2 = -4{,}70\text{kNm}$$

Valg: IPE100: $f_{yd} = 201\text{MPa}$

$A = 1{,}03 \cdot 10^3\,\text{mm}^2$

$W_{pl} = 39{,}4 \cdot 10^3\,\text{mm}^3$

$i_y = 40{,}7\text{mm}$

Momentpåvirket trykstang, hvor det skal eftervises at:

$$n_{max} + k_y \cdot m_y \le 1$$

hvor

Normalkraftudnyttelse:

$$n_{max} = \frac{N_s}{\chi \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{29{,}21}{\chi \cdot 1{,}03 \cdot 10^3 \cdot 201}$$

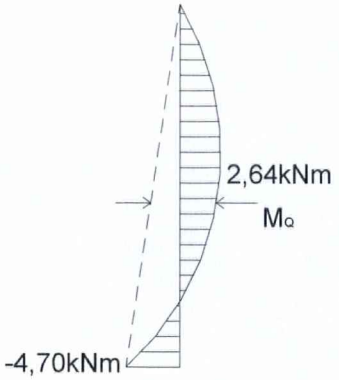
$$\lambda = \frac{l_s / i}{89{,}4 \cdot \varepsilon} = \frac{2380/40{,}7}{89{,}4 \cdot \sqrt{235/235}} = 0{,}654 \Rightarrow \chi = 0{,}911$$

$$n_{max} = \frac{29{,}21 \cdot 10^3}{0{,}911 \cdot 1{,}03 \cdot 10^3 \cdot 201} = 0{,}155$$

Momentudnyttelse:

Momentkurve:

$$m_y = \frac{M_s}{W_{pl} \cdot f_{yd}} = \frac{4{,}70 \cdot 10^6}{39{,}4 \cdot 10^3 \cdot 201} = 0{,}593$$



$$k_y = 1 - \mu_y \cdot n_{max}$$

$$\mu_y = \lambda(2 \cdot \beta_M - 4) = 0{,}911 \cdot (2 \cdot \beta_M - 4)$$

$$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})}{\Delta M} = 1{,}8 + \frac{(2{,}35 + 2{,}35)(1{,}3 - 1{,}8)}{4{,}71 + 2{,}64} = 1{,}48$$

$$\mu_y = 0{,}654 \cdot (2 \cdot 1{,}48 - 4) = -0{,}68$$

$$k_y = 1 - (-0{,}68) \cdot 0{,}16 = 1{,}11$$

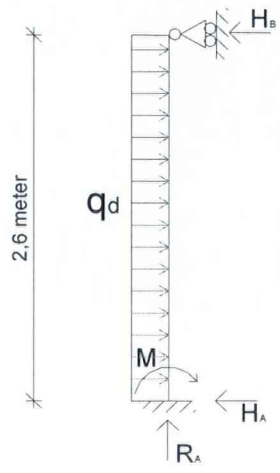
Bæreevneeftervisning:

$0{,}16 + 1{,}11 \cdot 0{,}593 = 0{,}82 \leq 1$ OK!

Konklusion

Der benyttes en IPE 100

Dimensionering af søjle S2



Søjlen skal optage ¼-delen af den last, der kommer fra vinden på vinduespartiet:

q_d : $q_k = q_{max} \cdot \sum C \cdot b = 0{,}68 \cdot \frac{5{,}8}{4} \cdot 1{,}1 = 1{,}09 kN/m$

$q_d = 1{,}5 \cdot 2{,}17 = 1{,}63 kN/m$

Der vælges en IPE100. Da lasten og spændvidden er mindre en for søjle S1 foretages ingen beregning.

Konklusion

Der benyttes en IPE 100

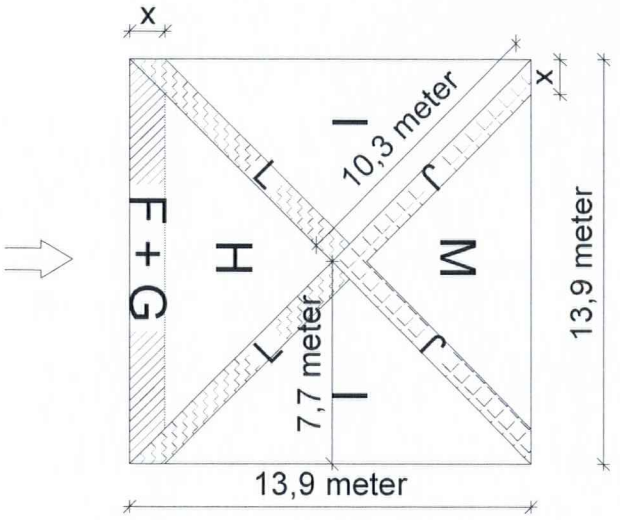
Fælleshus

Bestemmelse af C-faktorer på tag

Idet taget er pyramideformet benyttes formfaktorer for huse med valmtag, som vejledning.

Da huset er kvadratisk bliver lastfordelingen den samme uanset vindretning.

Forudsætninger:



$$\alpha = 25°$$

$$e = \min\begin{cases} 2 \cdot h = 2 \cdot 5{,}9 = 11{,}8\text{m} \\ b = 13{,}9\text{m} \end{cases} \approx 12\text{m}$$

$$x = \frac{e}{10} = 1{,}2\text{m}$$

$$y = \frac{e}{4} = 3{,}0\text{m}$$

$$F = G = \begin{cases} 0{,}56 \\ -0{,}6 \end{cases} \qquad H = \begin{cases} 0{,}35 \\ -0{,}25 \end{cases}$$

$$I = \begin{cases} 0 \\ -0{,}37 \end{cases} \qquad J = \begin{cases} 0 \\ -0{,}8 \end{cases}$$

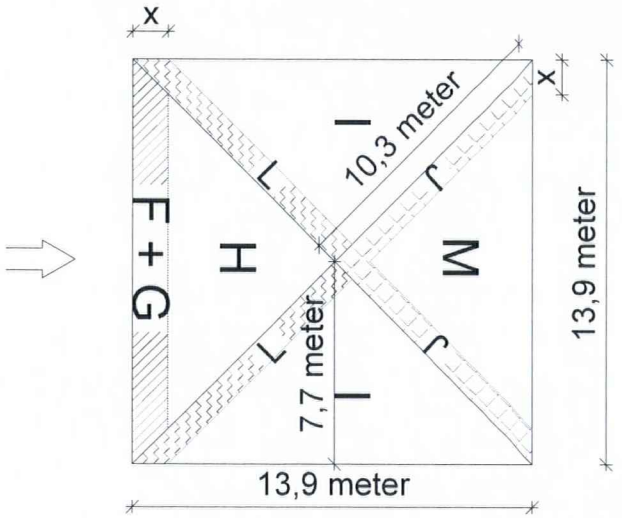
$$L = \begin{cases} 0 \\ -1{,}3 \end{cases} \qquad M = \begin{cases} 0 \\ -0{,}7 \end{cases}$$

Bestemmelse af vandret last på loftskive

Idet tagets "sideflader" er over 10m^2 medregnes den tangentielle vindlast herpå ved bestemmelse af den resulterende vandrette last på loftskiven. Formfaktoren svarende til vindlastens komposant tangentielt til fladen sættes til 0,02.

Den resulterende linielast fra vind på tagfladen bestemmes ved at finde den resulterende kraft for hvert område (F+G, H, J og I), hvorefter denne deles ud på bygningens bredde.

Bidrag fra tag:



Delområdernes areal:

F + G: (13,9 -1,2)·1,2 = 15,24m^2
H: 0,5·7,7·13,9 -15,24 = 38,28m^2

J: 2·(10,3-1,2)·1,2= 21,84m^2

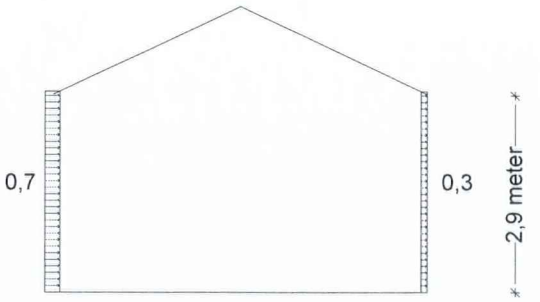
M: 0,5·7,7·13,9 -21,84 = 31,68m^2

L+I: 0,5·7,7·13,9·2= 107,03m^2

$$H_{tag} = \frac{\left(\begin{matrix}1,5 \cdot 0,73 \cdot \tan(25) \cdot (15,24 \cdot 0,56 + 38,28 \cdot 0,35 + 21,84 \cdot 0,8 + 31,68 \cdot 0,7) + \\ 1,5 \cdot 0,73 \cdot 0,02 \cdot 107,03\end{matrix}\right)}{13,1} = 2,58 kN/m$$

Bidrag fra ½ facadehøjde:

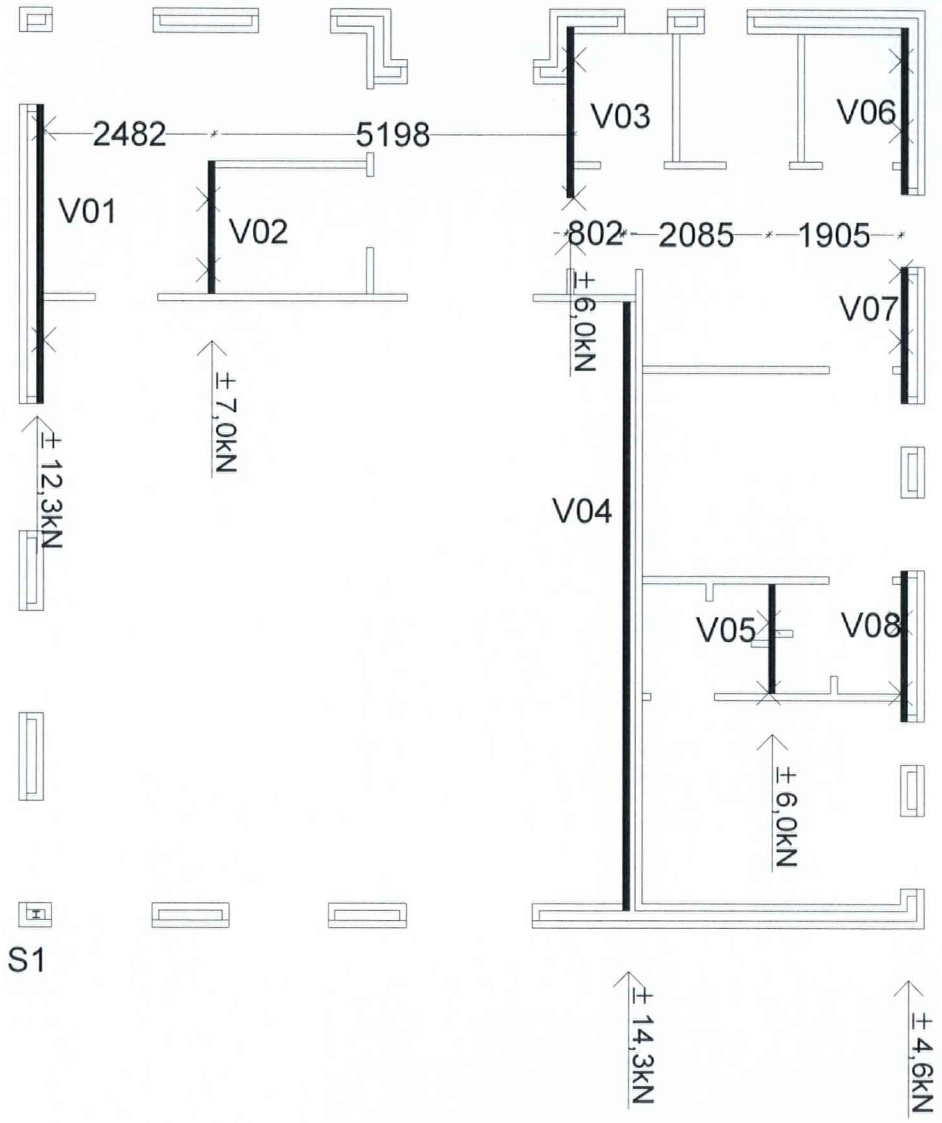
$$H_{ydervæg} = 1,5 \cdot 0,73 \cdot (0,3 + 0,7) \cdot \frac{2,9}{2} = 1,59 kN/m$$



Samlet linielast på loftskiven:

$$\sum H_d = 2,58 + 1,59 = 4,17 kN/m$$

Tværstabiliserende vægge



Fordeling af laster på tværstab. vægge

- Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af foregående side.
- Linielast på loftskive fordeles på vægge efter facadeandel.

Vejledende lastfordeling:

V01:	$H_s = ½ \cdot 2,5 \cdot 4,17$	= 5,2kN
V02:	$H_s = ½ \cdot (2,5 + 5,2) \cdot 4,17$	= 16,1kN
V03:	$H_s = ½ \cdot (5,2 + 0,8) \cdot 4,17$	= 12,5kN
V04:	$H_s = ½ \cdot (0,8 + 2,1) \cdot 4,17$	= 6,1kN
V05:	$H_s = ½ \cdot (2,1 + 1,9) \cdot 4,17$	= 8,3kN
V06-V08:	$H_s = ½ \cdot 1,9 \cdot 4,17$	= 4,0kN
$\sum$Hs		= 52,2kN

Denne lastfordeling er kun en rettesnor. For at udnytte væggenes egen evne til at stabilisere uden forankring, fordeles lasten herefter. Lasten på de yderste 2 meter (2kN) optages af en indspændt søjle, S1.

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Tværstabilitetseftervisning

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	ΣN	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	4,20	2,40	5,35	4,3	0,8	1,5	9,0	3,3	14,1	**40,0**		**12,3**	2,40	**29,5**	0,33	0,74	1,48	0,10	8,9	**13,5**	**1,2**	**Forankring ~ 9kN**
V02	0,10	1,90	2,40	5,35	2,0	0,8	1,9	12,5	1,3	15,3	**19,7**		**7,0**	2,40	**16,8**	0,33	0,19	0,38	0,41	2,3	**7,3**	**0,3**	**Forankring ~ 12,5kN**
V03	0,10	2,40	2,40	5,35	2,5	0,3	1,8	7,0	1,9	9,8	**16,8**		**6,0**	2,40	**14,4**	0,33	0,25	0,49	0,20	3,0	**6,2**	**0,2**	**Forankring ~ 7kN**
V04	0,10	8,60	2,80	5,35	10,3					10,3	**44,3**		**14,3**	2,40	**34,3**	0,33	0,97	1,94	0,05	11,6	**15,0**	**0,7**	**OK!**
V05	0,10	1,60	2,40	5,35	1,6	1,6	1,6	12,5	1,0	15,8	**16,4**		**6,0**	2,40	**14,4**	0,33	0,13	0,26	0,61	1,6	**6,7**	**0,7**	**Forankring ~ 12,5kN**
V06	0,10	2,40	2,40	5,35	2,5			2,0	1,4	4,5	**5,8**		**2,1**	2,40	**5,0**	0,33	0,16	0,32	0,14	1,9	**3,4**	**1,3**	**Forankring ~ 2kN**
V07	0,10	1,90	2,40	5,35	2,0			1,5	1,0	3,5	**3,4**		**1,2**	2,40	**2,9**	0,33	0,14	0,27	0,13	1,6	**2,8**	**1,6**	**Forankring ~ 1,5kN**
V08	0,10	2,10	2,40	5,35	2,2	0,3	2,1	0,5	1,4	3,0	**3,6**		**1,3**	2,40	**3,1**	0,33	0,17	0,33	0,09	2,0	**3,0**	**1,7**	**Forankring ~ 0,5kN**

50,2

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge
x_1 = momentarm til flankerende væg

N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen
ΣM_d = væltende moment
μ_d = regningsmæssige friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$

b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V01:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 9kN.

Vægskive V02 + V05:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 12,5kN.

Vægskive V03:

Vægfeltet skal forankres i enderne for en kraft på 7kN.

Vægskive V06:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 2kN.

Vægskive V07:

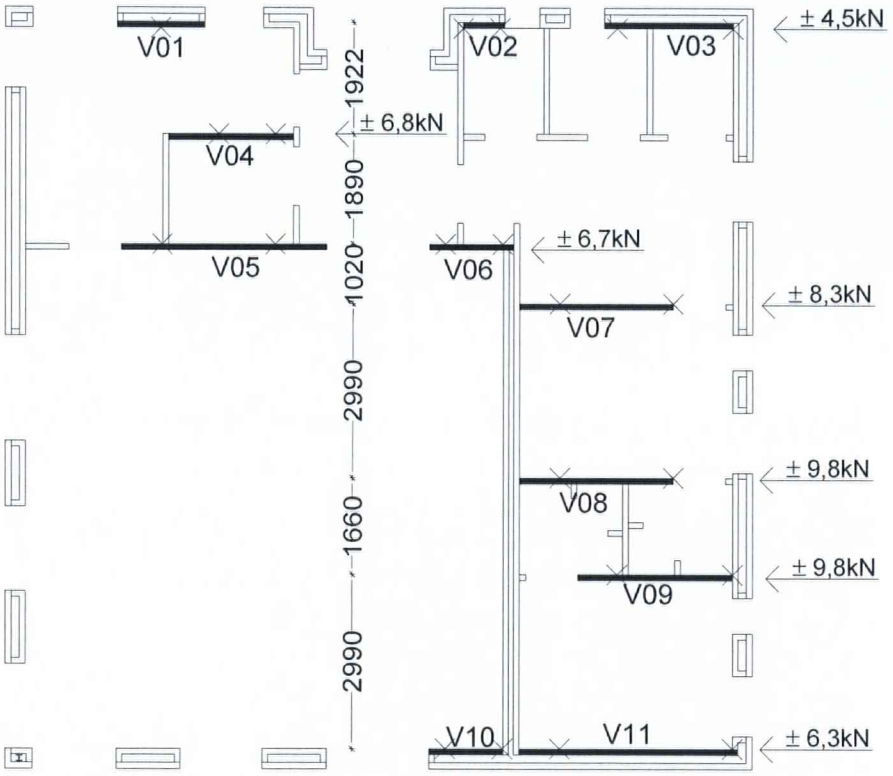
Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 1,5kN.

Vægskive V08:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 0,5kN.

Dimension på forankring kan ses i afsnittet "dimensionering af forankringer".

Længdestabiliserende vægge



Fordeling af laster på længdestab. vægge

- Vægge, som indgår i hovedstabiliteten fremgår af foregående side.
- Linielast på loftskive fordeles på vægge efter facadeandel.

Lastfordeling:

V01-V03:	$H_s = ½ \cdot 1{,}9 \cdot 4{,}17$	=	4,0kN
V04:	$H_s = ½ \cdot (1{,}9 + 1{,}9) \cdot 4{,}17$	=	7,9kN
V05-V06:	$H_s = ½ \cdot (1{,}9 + 1{,}0) \cdot 4{,}17$	=	6,1kN
V07:	$H_s = ½ \cdot (1{,}0 + 3{,}0) \cdot 4{,}17$	=	8,3kN
V08:	$H_s = ½ \cdot (3{,}0 + 1{,}7) \cdot 4{,}17$	=	9,8kN
V09:	$H_s = ½ \cdot (1{,}7 + 3{,}0) \cdot 4{,}17$	=	9,8kN
V10-V11:	$H_s = ½ \cdot 3{,}0 \cdot 4{,}17$	=	6,3kN
$\sum$Hs		=	52,2kN

Denne lastfordeling er kun en rettesnor. For at udnytte væggenes egen evne til at stabilisere uden forankring, fordeles lasten herefter.

I eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes følgende:

- At skillevægge og bagvægge er sat direkte i lim/mørtelfuge uden indlæg af fugtspærre.
- At der regnes med bidrag fra flankerende væg. Der må højest regnes med $8 \cdot t_f \cong$ 80cm.

Længdestabilitetseftervisning

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12		13	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	t	**b**	**h**	γ	G_d	t_f	x_1	N_Y	x_2	**ΣN**	ΣM_s		ΣH_d	**h**	ΣM_d	μ_d	x_3	b_{eff}	σ_d	**c x A_c**	ΣV_d		
	[m]	[m]	[m]	[kN/m^3]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[kN]	[m]	[kNm]		[m]	[m]	[N/mm^2]	[kN]	[kN]		
V01	0,10	1,50	2,40	5,35	1,5			3,5	0,7	5,0	**3,6**		**1,4**	2,40	**3,4**	0,33	0,05	0,10	0,52	0,6	**2,2**	**0,8**	**Forankring ~ 3,5kN**
V02	0,10	0,70	2,40	5,35	0,7			1,0	0,7	1,7	**1,0**		**0,4**	2,40	**1,0**	0,33	0,00	-0,01	-1,77	-0,1	**0,5**	**0,1**	**Forankring ~1kN**
V03	0,10	2,20	2,40	5,35	2,3	0,8	0,7	2,0	2,0	5,1	**7,1**		**2,7**	2,40	**6,5**	0,33	0,11	0,23	0,22	1,4	**3,0**	**0,3**	**Forankring ~ 2kN**
V04	0,10	2,20	2,40	5,35	2,3	0,3	2,2	12,5	1,3	15,1	**19,4**		**6,8**	2,40	**16,3**	0,33	0,21	0,41	0,37	2,5	**7,4**	**0,6**	**Forankring ~ 12,5kN**
V05	0,10	3,60	2,40	5,35	3,7	0,8	2,8	2,0	2,7	6,5	**14,4**		**4,9**	2,40	**11,8**	0,33	0,40	0,80	0,08	4,8	**6,9**	**2,0**	**Forankring ~ 2kN**
V06	0,10	1,50	2,40	5,35	1,5			3,0	1,2	4,5	**4,8**		**1,8**	2,40	**4,3**	0,33	0,10	0,19	0,24	1,2	**2,6**	**0,8**	**Forankring ~ 3kN**
V07	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8			10,5	2,0	13,3	**24,7**		**8,3**	2,40	**19,9**	0,33	0,36	0,73	0,18	4,4	**8,7**	**0,4**	**Forankring ~ 10,5kN**
V08	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8	0,8	1,8	12,5	2,0	16,1	**30,2**		**9,8**	2,40	**23,5**	0,33	0,42	0,83	0,19	5,0	**10,3**	**0,5**	**Forankring ~ 12,5kN**
V09	0,10	2,70	2,40	5,35	2,8	0,8	1,8	12,5	2,0	16,1	**30,2**		**9,8**	2,40	**23,5**	0,33	0,42	0,83	0,19	5,0	**10,3**	**0,5**	**Forankring ~ 12,5kN**
V10	0,10	1,30	2,40	5,35	1,3			3,5	1,0	4,8	**4,4**		**1,6**	2,40	**3,8**	0,33	0,11	0,22	0,22	1,3	**2,9**	**1,3**	**Forankring ~ 3,5kN**
V11	0,10	3,70	2,40	5,35	3,8	0,2	3,7	2,0	3,0	6,0	**13,8**		**4,7**	2,40	**11,3**	0,33	0,42	0,84	0,07	5,0	**7,0**	**2,3**	**Forankring ~ 2kN**

52,2

Forklaring til tabel:

t = tykkelsen på væggen
b = væggens længde
h = vægges højde & angrebshøjde
γ = densiteten af vægmaterialet
G_d = væggens regningsmæssige (LAK 2.2) egenlast
t_f = regningsmæssig vægtbidrag fra flankerede vægge
x_1 = momentarm til flankerende væg

N_Y = forankringens bæreevne
X_2 =momentarm til forankring
ΣN = samlet normalkraft
ΣM_s = stabiliserende moment
ΣH_d = regningsmæssige vandrette kraft fra vægge og loftskive på væggen
ΣM_d = væltende moment

μ_d = regningsmæssige friktionskoefficient
X_3 = excentriciteten $((\Sigma M_s - \Sigma M_d)/ \Sigma N)$
b_{eff} = trykzonebredde $(2 \cdot x_3)$
σ_d = regningsmæssig trykspænding I betonen
c x A_c = bidrag fra kohæsion (0 ved teglvægge pga. papindlæg)
ΣV_d = regningsmæssige vandrette bæreevne

Konklusion

Vægskive V09 + V10 + V15 + V16 + V17:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 4,5kN.

Vægskive V11 + V12:

Vægfelterne forankres i begge ender for en kraft på 2,5kN.

Vægskive V13 + V14:

Vægfelterne skal forankres i enderne for en kraft på 3,5kN.

Vægskive V18:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 11kN.

Vægskive V19:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 12kN.

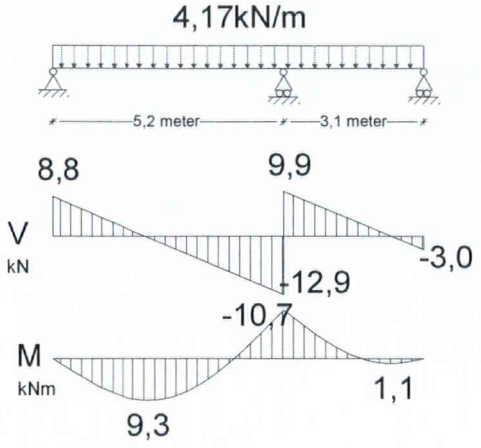
Vægskive V20:

Vægfeltet forankres i begge ender for en kraft på 1kN.

Dimension på forankringen kan ses i afsnittet "Dimensionering af forankringer".

Dimensionering af gangbro

Idet loftet forudsættes at være som gips eller profilloft, skal lasten optages af gangbroen.

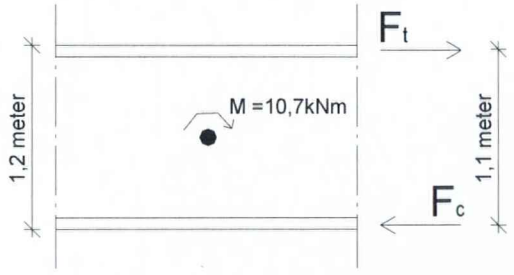


18mm krydsfiner vælges, og kantstringere som 50x100mm rigler.

Stringer

Forudsætninger:

- Længde min 2 meter
- Kantstringer samles midt på en krydsfiner plade.
- Bredden af gangbro min. 1,2 meter



$$F_t = |F_C| = \frac{M}{b} = \frac{10,7}{1,1} = \underline{\underline{9,73kN}}$$

Eftervisning:

Stringeren fastholdes v. spær; dvs. l_s = 1 meter.

$$\lambda = \frac{l_s}{i} = \frac{1000}{14,45} = 69,2$$

K_c aflæses til 0,548

Krav:

$$\sigma_{c,d} \leq k_c \cdot f_{c,d}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{9{,}73 \cdot 10^3}{50 \cdot 100} = 1{,}95 N/mm^2$$

$f_{c,d} = 10{,}1 N/mm^2$ (K18, ø-last, anv. kl. 1 eller 2)

$f_{c,d} \cdot k_C = 10{,}1 \cdot 0{,}548 = 5{,}53 N/mm^2 > \sigma_{c,d} = 1{,}95 N/mm^2$ OK!

Konklusion

Der anvendes 50x100mm K18.

Samling af stringer

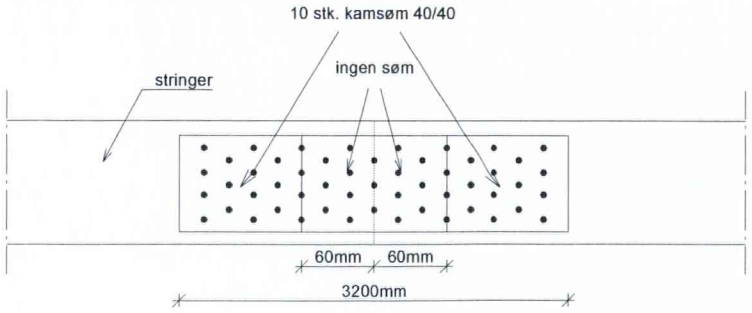
Stringeren samles med hulbånd i længde á 32cm.
Dimensionering: 80x2,0mm
Antal søm pr. trædel: 10 stk. 40/40

Eftervisning:

Trækbæreevne, hulbånd: 24,9kN jf. BMF-katalog.
Bæreevne pr. søm: 1,19kN
Bæreevne 10 søm: 10·1,19 = 11,90kN > 9,73kN OK!

Konklusion

Der anvendes 10 stk. 40/40 i hver trædel.



Samling mellem krydsfiner og stringer

Krydsfiner sømmes til rigel pr. 15cm med kv. Søm 28/65

Eftervisning:

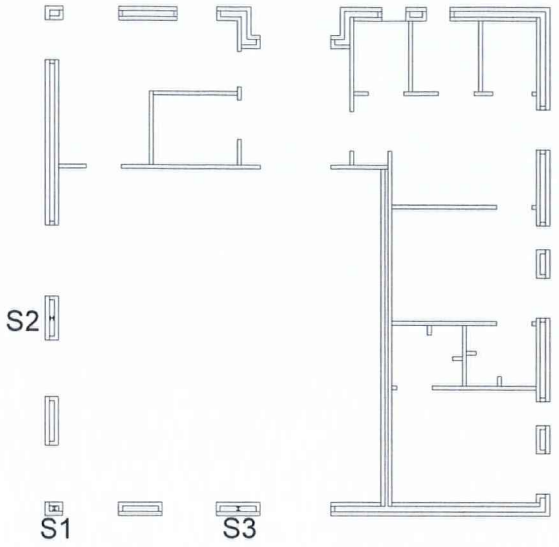
Forskydning pr. spær: 4,2kN/spær

Valg: Kva. søm 28/65 $\Rightarrow$ n > $\frac{V}{F_v} = \frac{4,2}{0,66} = 6,4\text{stk.}$

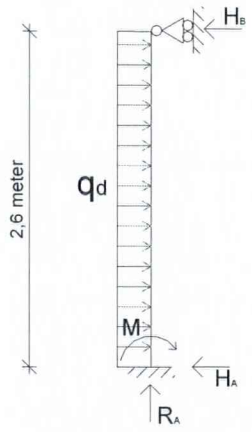
Konklusion

Krydsfiner sømmes til spær pr. 15 cm (28/65).

Dimensionering af søjler



S1



Lasten på de yderste 2 meter optages af en indspændt søjle, S1.

Søjlen er en vindsøjle, som er bøjningspåvirket.

$$q_d = b \cdot q_{max} \cdot \sum c \cdot \gamma_m$$
$$= 2 \cdot 0{,}73 \cdot (0{,}9 + 0{,}3) \cdot 1{,}5 = 2{,}41 kN/m$$

$$M_{max} = -\frac{1}{8} \cdot 2{,}41 \cdot 2{,}6^2 = 2{,}04 kNm$$

Valg: HE100B ($W = 89{,}9 \cdot 10^3 mm^3$; $I = 4{,}5 \cdot 10^6 mm^4$)

$$M_R = 201 \cdot 89{,}9 \cdot 10^{-3} = 18{,}1 kNm > M_s = 2{,}04 kNm \quad \text{OK!}$$

Deformationer:

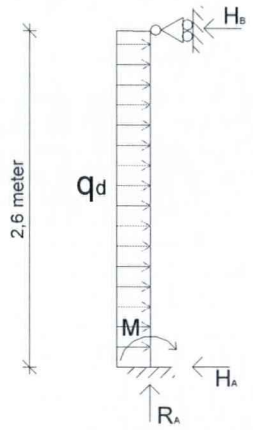
$$u_w = 0{,}0054 \cdot \frac{2{,}04 \cdot 2600^4}{0{,}21 \cdot 10^{12} \cdot 4{,}5} = 0{,}53 mm \quad \text{OK!}$$

Konklusion

Der benyttes en HE100B. Søjlen forankres til veksel v. vægtop med 2 stk. 10mm bræddebolte og 1 stk. M10 gennemstikankre i gulv.

S2 og S3

Søjlerne er vindsøjler, som er bøjningspåvirket.



$$q_d = b \cdot q_{max} \cdot \sum c \cdot \gamma_m$$
$$= 4 \cdot 0{,}73 \cdot (0{,}9 + 0{,}2) \cdot 1{,}5 = 4{,}8\text{kN/m}$$

$$M_{max} = -\frac{1}{8} \cdot 4{,}8 \cdot 2{,}6^2 = 4{,}1\text{kNm}$$

Valg: IPE100 ($W = 34{,}2 \cdot 10^3 mm^3$; $I = 1{,}71 \cdot 10^6 mm^4$)

$$M_R = 201 \cdot 34{,}2 \cdot 10^{-3} = 6{,}87\text{kNm} > M_s = 4{,}1\text{kNm} \quad \text{OK!}$$

Deformationer:

$$u_w = 0{,}0054 \cdot \frac{4{,}8 \cdot 2600^4}{0{,}21 \cdot 10^{12} \cdot 1{,}71} = 3{,}3\text{mm} \quad \text{OK!}$$

Konklusion

Der benyttes en IPE100. Søjlen forankres til veksel v. vægtop med 2 stk. 10mm bræddebolte og 1 stk. M10 gennemstikankre i gulv.

Dimensionering af forankringer

Forankringer for $F_t \leq 8kN$

Valg: BMF hulbånd 25x2,0mm.

Bæreevne: $F_d = 8,3kN > 8kN$ OK!

Konklusion

Der benyttes BMF hulbånd 25x2,0mm. Ved forankring i hulmur sømmes forankringen med 9 kamsøm 40/40 i veksler over rem. Båndspænder benyttes.
Ved de resterende forankringer indlimes forankringen i terrændækket og fastgøres i toppen.

Forankring for $8kN < Ft \leq 12,5kN$

Valg: Rundjern 12 med skåret gevind v. M12 gevindstang, kval. S235.

$$F_B = A_s \cdot f_{ud} \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 84 \cdot 201 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 12,9kN > 12,5kN$$ OK!

Konklusion

M10 v. R10 m. gevind S235 indlimes i terrændækket og fastgøres i toppen af vægfeltet.

Forankring for $12,5kN < Ft \leq 24,0kN$

Valg: Rundjern 16 med skåret gevind v. M16 gevindstang, kval. S235.

$$F_B = A_s \cdot f_{ud} \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 160 \cdot 201 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 24,6kN > 24kN$$ OK!

Konklusion

M16 v. R16 m. gevind S235 indlimes i terrændækket og fastgøres i toppen af vægfeltet.