

# **PlusBolig**

Upcycling Orangeri

**Orangeri til PlusBolig  
Riishøjsvej 1, 9000 Aalborg**

**Sag 3845**

**A KONSTRUKTIONSDOKUMENTATION**  
**A1 KONSTRUKTIONSGRUNDLAG**  
**A2 STATISKE BEREGNINGER**

<b>1</b>	<b>BYGVÆRKET .....</b>	<b>3</b>
1.01	Byggeriets art og anvendelse .....	3
1.02	Konstruktionernes art og opbygning .....	6
1.03	Konstruktionsafsnit .....	7
1.04	Udførelse .....	7
1.05	Beskrivelse, modeller og tegninger .....	8
<b>2</b>	<b>GRUNDLAG .....</b>	<b>9</b>
2.01	Projektgrundlag .....	9
2.02	Sikkerhed .....	9
2.03	IKT-værktøjer .....	9
2.04	Referencer .....	10
<b>3</b>	<b>FORUNDERSØGELSER .....</b>	<b>11</b>
3.01	Grunden og lokale forhold .....	11
3.02	Geotekniske forhold .....	13
3.03	Klima- og miljøtekniske forhold .....	13
<b>4</b>	<b>KONSTRUKTIONER .....</b>	<b>14</b>
4.01	Statisk virkemåde .....	14
4.02	Funktionskrav .....	14
4.03	Levetid .....	14
4.04	Robusthed .....	15
4.05	Brand .....	15
4.06	Udførelse .....	15
<b>5</b>	<b>KONSTRUKTIONSMATERIALER .....</b>	<b>15</b>
5.01	Partialkoefficienter .....	15
5.02	Grund og jord .....	15
5.03	Insitu Beton .....	16
5.04	Slap armering .....	16
5.05	Stål .....	16
5.06	Træ .....	17
<b>6</b>	<b>LASTER .....</b>	<b>18</b>
6.01	Lastkombinationer .....	18
6.02	Egenlast .....	19
6.03	Nyttelast .....	19
6.04	Vindlast .....	19
6.05	Snelast .....	20
<b>7</b>	<b>HOVEDSTATIK FOR BYGVÆRKET .....</b>	<b>21</b>
7.01	Lodrette belastninger .....	21
7.02	Vandrette belastninger .....	22
<b>8</b>	<b>01 TRÆRAMMEKONSTRUKTION .....</b>	<b>23</b>
8.01	Toprem i facadevæg .....	23
8.02	Bjælkespær - hovedramme .....	30
8.03	Bjælkespær - gavlramme .....	36

---

8.04	Søjler i væg .....	39
<b>9</b>	<b>02 VÆGKONSTRUKTION .....</b>	<b>41</b>
9.01	Facadevæg .....	41
9.02	Gavl vægge .....	41
9.03	Fastgørelse af bundrem til betonfundament .....	46
<b>10</b>	<b>03 VINDKRYDS .....</b>	<b>46</b>
10.01	Vindkryds i tag .....	46
10.02	Vindkryds i væg .....	46
<b>11</b>	<b>04 STRIBEFUNDAMENTER .....</b>	<b>47</b>
11.01	Lodret last i facade .....	47
11.02	Lodret last i gavl .....	47
11.03	Eftervisning af sribefundament .....	47
<b>12</b>	<b>BILAG .....</b>	<b>50</b>

# A1.1 KONSTRUKTIONSGRUNDLAG

## 1 Bygværket

### 1.01 Byggeriets art og anvendelse

Bygværket er et nyt orangeri, der i videst muligt omfang er opbygget af genbrugsmaterialer samlet fra andre byggerier.

Orangeriet opføres i Aalborg på Riishøjsvej 1.

Orangeriet skal bruges som pavillon og til aktiviteter.

Genbrugsbrugsmaterialerne anvendes til:

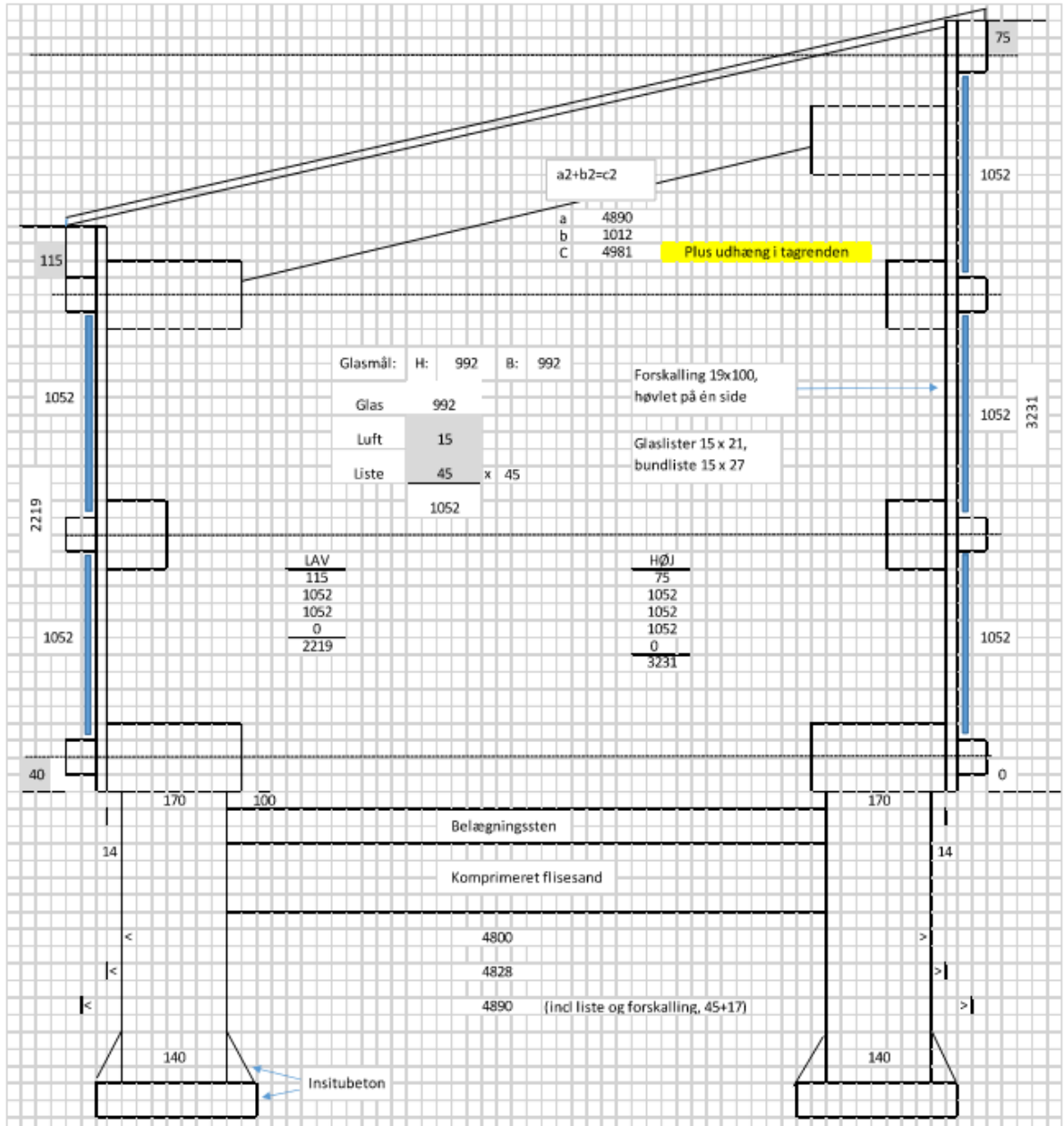
- Vinduer og døre
- Trærammer (bjælker og søjler)

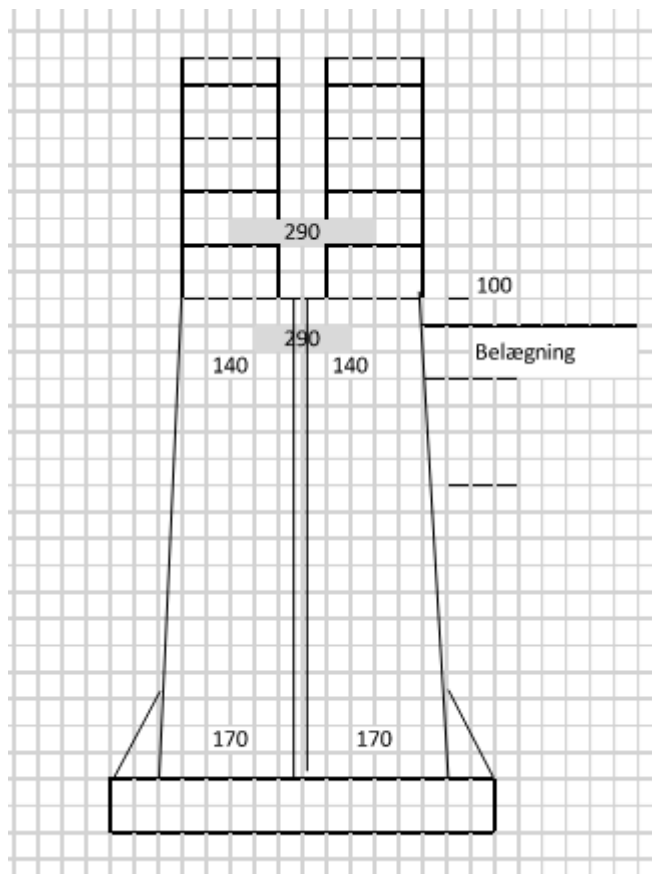
Af nye materialer udføres:

- Gavlvægge
- Stribefundamenter
- Let tag som Riatherm Lux termotag, (16 mm, 2-lags)

Udsnit af tegningsmaterialet er indsat nedenfor:







## 1.02 Konstruktionernes art og opbygning

Bygningsdel	Beskrivelse
Facadeydervæg	Glaspartier mellem trærammer.
Gavlæg vægge	290 mm teglstensvæg (1/2-sten, isoleret hulmur, 1/2-sten) med murbindere mellem formur og bagmur. 1 stk. døråbning i hver gavlvæg med dørdimension 100x210 cm.
Tagkonstruktion	Let tag som Riatherm Lux termotag, (16 mm, 2-lags) understøttet på trærammer

Bygningen forudsættes funderes direkte på sribefundamenter.

For øvrig beskrivelse henvises til tegningsmateriale.

Oplysninger om Riatherm Lux termotag iht. Rias' hjemmeside:

## RIATHERM LUX termoplader. 16 mm 2-lags. Glasklar

Et glasklart termotag der samtidig har en god isoleringsevne - et rigtig godt alternativ til glastag.



Tykkelse mm	Længde mm	Bredde mm	Vægt ca. kg/m <sup>2</sup>	Farve	U-værdi W/m <sup>2</sup> K	Lystransmission ca. %	DB nr.	EAN
16	3000	1200	3.6	Glasklar	2.5	80%	1665889	5709128659613
16	3500	1200	3.6	Glasklar	2.5	80%	1666463	5709128659620
16	4000	1200	3.6	Glasklar	2.5	80%	1666466	5709128659637
16	5000	1200	3.6	Glasklar	2.5	80%	1696234	5709128660688
16	7000	1200	3.6	Glasklar	2.5	80%	1666471	5709128659644

Termotaget monteres på spærkonstruktion, dvs. pr. max. 1,16 m. Tagpladerne monteres iht. leverandøransvisninger, og det forudsættes, at der sikres mod sug ved fastholdelserne.

### 1.03 Konstruktionsafsnit

Bygningen inddeles i følgende konstruktionsafsnit:

Nr.	Konstruktionsafsnit	Bygningsdel	Bips model	Projekteringsansvar
01	Trærammekonstruktion	Tagkonstruktion	-	Frandsen & Søndergaard
02	Vægkonstruktion	Facadevægge	-	Frandsen & Søndergaard
03	Vindkryds	Tagkonstruktion og vægkonstruktion	-	Frandsen & Søndergaard
04	Stribefundamenter	Fundamenter	-	Frandsen & Søndergaard

### 1.04 Udførelse

Bygværket udføres generelt iht. tegninger og beskrivelser.

Udførelsesrækkefølge vælges af entreprenør.

- Fundamenter
- Vægkonstruktion
- Bjælkespær
- Vindkryds i tag og facadevægge
- Gavle som murstensvæg
- Glaspartier
- Dørpartier



### **1.05 Beskrivelse, modeller og tegninger**

Konstruktive principper og eftervisning af konstruktioner er gennemgået i nærværende statiske dokumentation under relevante afsnit.

## 2 Grundlag

### 2.01 Projektgrundlag

Projektet er udført med grundlag i tegninger/skitser, som entreprenør og tekniske rådgivere har udarbejdet.

Normer og standarder

Projektet udføres efter nedenstående normer i forkortet udgave m.m. inkl. nationale annekser samt tillæg.

Norm	Beskrivelse	Udgivet
Eurocode 0 – DS/EN 1990	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner	01.01.2021
Eurocode 1 – DS/EN 1991	Last på bærende konstruktioner og last på bygværker	08.10.2015
Eurocode 2 – DS/EN 1992	Betonkonstruktioner	22.12.2017
Eurocode 3 – DS/EN 1993	Stålkonstruktioner	10.03.2020
Eurocode 5 – DS/EN 1995	Trækonstruktioner	23.01.2020
Eurocode 6 – DS/EN 1996	Murværkskonstruktioner	13.10.2020
Eurocode 7 – DS/EN 1997	Geoteknik	01.01.2021

### 2.02 Sikkerhed

#### Konsekvensklasse (alle bygningsdele)

Med udgangspunkt i byggeriets geometri og brug henføres byggeriet til konsekvensklasse CC1 (normal), jf. DS/EN 1990.

$$K_{FI} = 1,0$$

Sekundære bygningsdele kan henføres til konsekvensklasse CC1 (lav).

$$K_{FI} = 0,9$$

#### Kontrolklasse (alle bygningsdele)

Præfabrikerede elementer kan af leverandør regnes i skærpet kontrolklasse.

$$\gamma_3 = 0,95$$

Renselag under beton kan henføres til lempet kontrolklasse

$$\gamma_3 = 1,1$$

Alle øvrige bygningsdele henføres til normal kontrolklasse

$$\gamma_3 = 1,0$$

#### Geoteknisk kategori (fundering)

Der regnes i geoteknisk kategori 2, Derfor medregnes en modelfaktor på bæreevnen:

$$\gamma_s = 1,00$$

#### Fugtklasse (træ)

Fugtklassen fastlægges for de enkelte bygningsdele under hensyntagen til placeringen i byggeriet.

#### Miljøklasse (beton og murværk)

Miljøklassen fastlægges for de enkelte bygningsdele under hensyntagen til placeringen i byggeriet.

#### Konstruktionsklasse

Bygværket placeres i konstruktionsklasse KK1.

*Der er tale om sekundært byggeri på mindre end 49 m<sup>2</sup>.*

### 2.03 IKT-værktøjer

For leverandørydelser, iht. leverandør.

Alle beregninger er, med mindre andet er angivet, udført som simple håndberegninger, indsat som Excel-ark i nærværende Word dokument eller vedlagt i bilag, som udskrevne Excel-ark.

Beregninger kan være udført i Finite Element Method programmet FEM-design 21 fra StruSoft. Såfremt beregninger er udført i FEM-design, vil dette være angivet tydeligt.

## 2.04 Referencer

### Generelt:

SBI- anvisning 271, udg.3	Dokumentation og kontrol af bærende konstruktioner
T.S.	Teknisk Ståbi 25, udgave 2019
DS 1050	Tolerancer i byggeriet – anvendelse af mål
DS/INF 147	Robusthed
Bygningsberegninger	Bjarne Chr. Jensen, 2014
DS/INF 1990:2018	Konsekvensklasse af bygningskonstruktioner

### Stålkonstruktioner:

Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993:2009	Bjarne Chr. Jensen
Stålkonstruktioner – Konstruktionssamlinger	Kjeld Thomsen, 6. udgave, 1991
DS/EN ISO 12944-2	Klassifikation af korrosionskategorier

### Betonkonstruktioner:

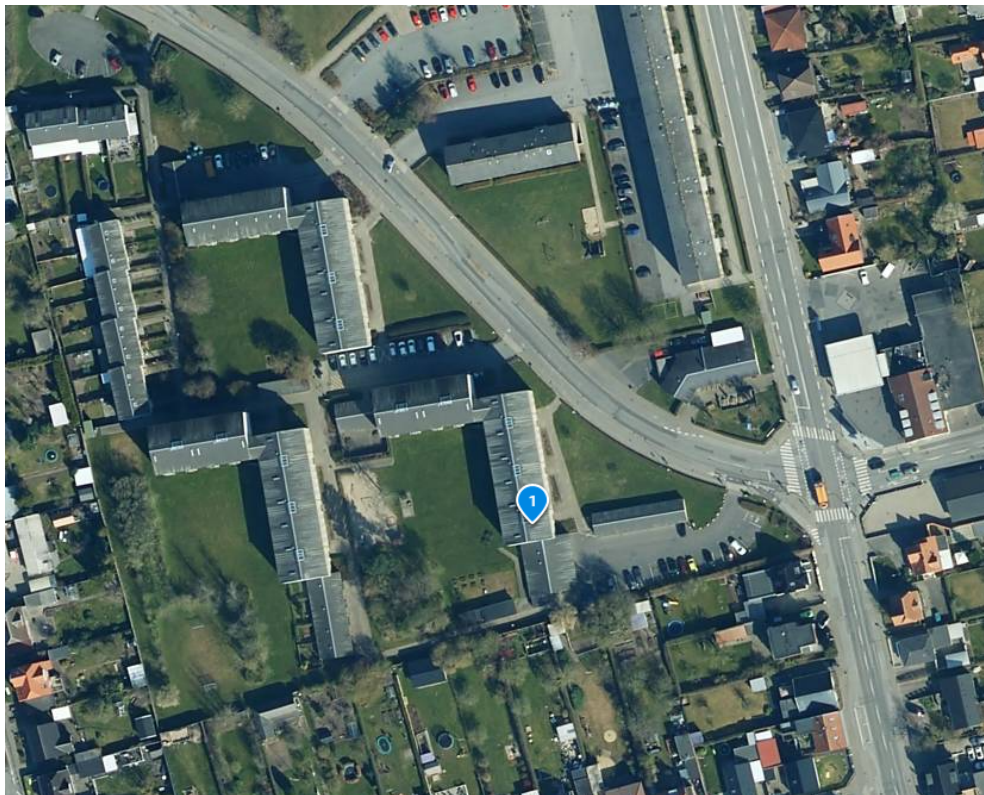
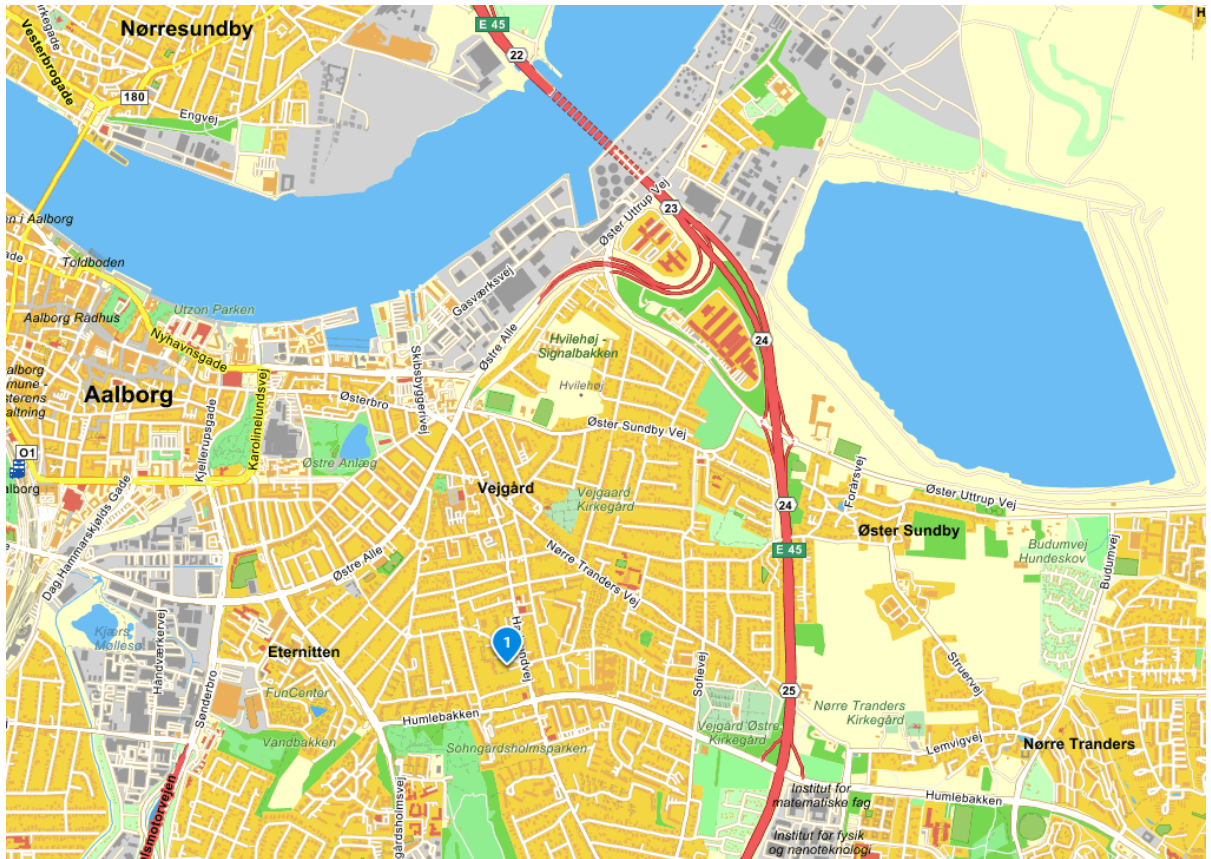
Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1	Bjarne Chr. Jensen, 2012
Betonkonstruktioner	Beregningseksempler efter Eurocode 2, Dansk konstruktions- og betoninstitut, 2011
DS/EN 206-1	Beton – Del 1_ Specifikation, egenskaber, produktion og overensstemmelse
DS 2426	Beton, materialer. Regler for anvendelse af DS/EN 206-1 i Danmark
DS/EN 13670	Udførelse af betonkonstruktioner
DS/EN 2427	Udførelse af betonkonstruktioner – regler for anvendelse af EN 13670 i Danmark
DS/EN 10080	Armeringsstål til beton – svejsetligt armeringsstål – Generelt

### 3 Forundersøgelser

#### 3.01 Grunden og lokale forhold

Grunden er placeret i Aalborg.





### **3.02 Geotekniske forhold**

Der foreligger ikke geotekniske undersøgelser i forbindelse med nærværende orangeri.

Det forudsættes, at der kan udføres direkte fundering, der føres til bæredygtigt jordlag i frostfri dybde.

### **3.03 Klima- og miljøtekniske forhold**

Nærværende rapport omhandler ikke klima- og miljøtekniske forhold.

Beton og murværk henføres til miljøklasser iht. afsnit 5.

## 4 Konstruktioner

### 4.01 Statisk virkemåde

#### Lodret lastnedføring

Lodret last fra egenlast fra tag føres via trærammer (bjælkespær og træ søjler) til fundament. Trærammer og gavlvægge er understøttet af stribefundamenter.

#### Vandret lastnedføring

Der udføres stiv tagskive til overførsel af vandrette laster i tag til bærende og stabiliserende trærammer i form af etablering af vindkryds i tag og i facade. Vindlast på tværs af bygning optages i trærammerne, og lasten føres til fundament. Vindlast på langs af bygning optages og føres i vindkryds i tag og facadevægge i yderste fag til fundament.

### 4.02 Funktionskrav

Der er ikke stillet specifikke funktionskrav af bygherren. Der anvendes nedenstående funktionskrav, som generelt er i overensstemmelse med anbefalinger/krav angivet i de relevante konstruktionsnormer.

#### **Deformationer i anvendelsesgrænsetilstanden**

Træ:	Udbøjning for bjælker:	
	Egenlast, bjælke uden pilhøjde	L/400
	Egenlast, bjælke med pilhøjde	L/250
	Karakteristisk snelast	L/400
	Karakteristisk vindlast	L/250
	Udbøjning for bjælkelag i boliger inden for samme bolig:	
	Punktlast på 1 kN	1,7 mm
	Fladelast på 1,5 kN/m <sup>2</sup>	L/600

Generelt: Udbøjning skal reduceres så tilstødende bygningsdele ikke beskadiges; fx. øget stivhed af indspændte stålsøjler i hulmure tæt ved tværvægge, eller reduceret udbøjning af bjælker over vinduesåbninger. Krav til dette fremgår under de relevante konstruktionsdele.

Ovenstående udbøjning for bjælker gælder for en simpel spændvidde. Ved en udkraget bjælke angiver L det dobbelte af udkragningslængden.

Ved overholdelse af ovenstående stivhedskrav er krav til svingninger for etagedæk generelt overholdt.

### 4.03 Levetid

Byggeriet dimensioneres ud fra levetidskategori 4 jf. DS/EN 1990 (almindelige konstruktioner), med en vejledende levetid på 50 år.

#### 4.04 Robusthed

Idet konstruktionen henføres til konsekvensklasse CC1, er der ikke krav til dokumentation for robustheden, men robustheden skal vurderes.

Bygningen er en mindre bygning i 1-plan, og et evt. kollaps vil omfatte max. 360 m<sup>2</sup>, vil kravet til robusthed være opfyldt ved dimensionering for de almindelige laster e.c.t. i henhold til normerne, jf. DS/EN 1992-1-1 DK NA.

#### 4.05 Brand

Bærende bygningsdele udføres i henhold til brandstrategi/-vurdering.

#### 4.06 Udførelse

Med mindre andet er angivet, er alle konstruktionsdele dimensioneret efter den virkemåde, de har i den færdige konstruktion og er dimensioneret for normal brugslast. Konstruktionernes ydeevne for ekstra påvirkning og deformationer, der kan optræde som følge af andre forudsætninger i byggeperioden eller under transport, er entreprenørens ansvar.

Udførsel skal ske efter leverandørens anvisninger.

Den udførende entreprenør er ansvarlig for byggeriets stabilitet under udførelsen, og den midlertidige situation under byggeperioden er derfor ikke behandlet i nærværende rapport.

### 5 Konstruktionsmaterialer

#### 5.01 Partialkoefficienter

Der regnes i normal kontrolklasse

$$\gamma_3 = 1,0$$

Der anvendes nedenstående faktor  $\gamma_0$  på partialkoefficienter i grænsetilstand STR/GEO, iht. DS/EN 1990 DK NA, tabel A1.2(B+C):

Lastkombination	1	2	3	4	5
Konstruktionsmaterialer	1,0	1,0	$K_{FI}$	$K_{FI}$	1,2 $K_{FI}$
Geotekniske parametre	1,0	1,0	$K_{FI}$	$K_{FI}$	1,0

Ovenstående  $\gamma_3$  og faktor på partialkoefficient i STR/GEO er *ikke* inkluderet i de angivne partialkoefficienter i de følgende afsnit.

#### 5.02 Grund og jord

Der forudsættes direkte fundering på intakt sandjord eller komprimeret sandpude.



### 5.03 Insitu Beton

Betonkonstruktioner udføres i henhold til DS/EN 1992, DS/EN 206-1 og DS 2426, og skal overholde følgende krav:

Bygningsdel	Beton	$f_{ck}$	Miljøklasse	Dæklag
Fundamenter	C20P	20	Passiv	15 mm* +/- 5 mm

\* Dog 75 mm mod jord og 40 mm mod klaplag.

Partialkoefficient	$\gamma_c$	1,45	Trykstyrke og E-modul
Partialkoefficient	$\gamma_c$	1,70	Trækstyrke
Trækstyrke	$f_{ctm}$	$0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	
E-modul, korttid	$E_{cm}$	$22 \times ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3}$	
E-modul, langtid	$E_{cm}$	$1/4 \times 22 \times ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3}$	
Brudtøjning	$\epsilon_{cu3}$	3,5 ‰	

### 5.04 Slap armering

Der skal anvendes ribbet Y-stål, i henhold til DS/EN 10080 og DS/INF 165, duktilitetsklasse B, med nedenstående egenskaber:

Minimumstyrke:	$f_{yk}$ eller $f_{0,2k}$	550 MPa
Partialkoefficient	$\gamma_c$	1,2
Minimum duktilitet: $(f_t/f_y)_k$		1,08
	$\epsilon_{uk}$	5,0 ‰

### 5.05 Stål

Stålkonstruktioner udføres i henhold til DS/EN 1993 og skal overholde følgende krav:

Kvalitet S235 JR G2 i henhold til EN 10025

Styrke, $t < 16$ mm	$f_y = 235$ MPa $f_u = 360$ MPa		
Styrke, $t < 40$ mm	$f_y = 225$ MPa $f_u = 360$ MPa		
E-modul	$E = 210000$ MPa		
Partialkoefficient	Bøjning og forskydning	$\gamma_{M0}$	1,10
	Instabilitet (søjler)	$\gamma_{M1}$	1,20
	Bolte og svejsninger	$\gamma_{M2}$	1,35
Svejsninger	$\beta_w = 0,8$ for S235		

Korrosionsklasse iht. DS/EN ISO 12944-2:

Stålemner og svejsninger udføres i udførselsklasse EXC2 iht. DS/EN 1090-2

## 5.06 Træ

Konstruktionstræ Styrker klassificeret i henhold til EN 338  
 Limtræ Styrker klassificeret i henhold til EN 1194

## Styrke- og stivhedstal:

Konstruktionsdel	Kvalitet	$f_{mk}$	$f_{t0k}$	$f_{t90k}$	$f_{c0k}$	$f_{c90k}$	$f_{vk}$	$E_0$	$E_{0k}$	$P_{12}$
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Kg/m <sup>3</sup>
Konstruktionstræ	C18	18	10	0,40	18	2,2	3,4	9000	6000	380
Konstruktionstræ	C24	24	14,5	0,40	21	2,5	4,0	11000	7400	420
Konstruktionstræ	C30	30	19	0,40	24	2,7	4,0	12000	8000	460
Limtræ	GL24c	24	17	0,50	21,5	2,5	3,5	11000	9100	400
Limtræ	GL24h	24	19,2	0,50	24	2,5	3,5	11500	9600	420
Limtræ	GL28c	28	19,5	0,50	24	2,5	3,5	12500	10400	420
Limtræ	GL28h	28	22,5	0,50	28	2,5	3,5	12600	10500	460
Limtræ	GL30c	30	19,5	0,50	24,5	2,5	3,5	13000	10800	420
Limtræ	GL30h	30	24	0,50	30	2,5	3,5	13600	11300	480

**Partialkoefficienter:**

Konstruktionstræ  $\gamma_M = 1,35$   
 Limtræ  $\gamma_M = 1,30$   
 Samlinger  $\gamma_M = 1,35$   
 Limede samlinger  $\gamma_M = 1,50$   
 Ved tryk endetræ mod endetræ reduceres trykstyrken med faktor 0,6.

**Lastvarighed:**

P-last Egenlast > 10 år  
 M-last Nyttelast 1 uge til 6 mdr.  
 K-last snelast < 1 uge  
 Ø-last Vindlast og tilfældig personlast Øjeblikkelig last

Styrkemedifikationsfaktor  $k_{mod}$  for konstruktionstræ, limtræ og krydsfiner:

	P-last	M-last	K-last	Ø-last
Anvendelsesklasse 1+2	0,60	0,80	0,90	1,10
Anvendelsesklasse 3	0,50	0,65	0,70	0,90

**Anvendelsesklasse:** Der regnes med anvendelsesklasse 2

Anvendelsesklasse 1 Indendørs, opvarmet  
 Anvendelsesklasse 2 Overdækket, uopvarmet  
 Anvendelsesklasse 3 Udendørs, ubeskyttet, tagunderlag i uventilerede tage

## Deformationer:

Udbøjning beregnes som:

$U_{fin} = U_{inst} \times (1 + k_{def} \times \Psi_2)$ , hvor  $k_{def}$  er jf. DS/EN 1995-1-1, samt  $\Psi_2$  er jf. DS/EN 1990.

Dvs.

$U_{fin,P-last} = U_{inst} \times (1 + 1 \times 0,6)$	$= U_{inst} \times 1,6$	Anvkl. 1
$U_{fin,P-last} = U_{inst} \times (1 + 1 \times 0,8)$	$= U_{inst} \times 1,8$	Anvkl. 2
$U_{fin,P-last} = U_{inst} \times (1 + 1 \times 2,0)$	$= U_{inst} \times 3,0$	Anvkl. 3
$U_{fin,M-last} = U_{inst} \times (1 + 0,2 \times 0,6)$	$= U_{inst} \times 1,12$	Anvkl. 1
$U_{fin,M-last} = U_{inst} \times (1 + 0,2 \times 0,8)$	$= U_{inst} \times 1,16$	Anvkl. 2
$U_{fin,M-last} = U_{inst} \times (1 + 0,2 \times 2,0)$	$= U_{inst} \times 1,40$	Anvkl. 3
$U_{fin,K-last} = U_{inst} \times (1 + 0)$	$= U_{inst}$	Anvkl. 1-3
$U_{fin,\emptyset-last} = U_{inst} \times (1 + 0)$	$= U_{inst}$	Anvkl. 1-3

## 6 Laster

### 6.01 Lastkombinationer

Beregningerne foretages med lastkombinationer, i henhold til DS/EN 1990 DK NA 2013.

**P** Konstruktionslaster (permanente last)  
**G** Geotekniske laster (jord og grundvand)  
**V** Variable laster.

#### ULS (brudgrænsetilstand)

##### EQU (stabilitet)

LAK. 1	0,9 <b>P</b>	+0,9 <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 1	1,1K <sub>F1</sub> <b>P</b>	+1,1K <sub>F1</sub> <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>

##### UPL (opdrift)

LAK. 1	0,9 <b>P</b>	+0,9 <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 1	1,1K <sub>F1</sub> <b>P</b>	+1,1K <sub>F1</sub> <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 2	1,0 <b>P</b>	+1,0 <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 2	1,0K <sub>F1</sub> <b>P</b>	+1,05K <sub>F1</sub> <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>

##### STR/GEO (styrke af konstruktionsdele og jordbunden)

LAK. 1	1,2K <sub>F1</sub> <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>		
LAK. 2	0,9 <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 2	1,0K <sub>F1</sub> <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>	+ 1,5K <sub>F1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5K <sub>F1</sub> Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 3	1,2 <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>		
LAK. 4	0,9 <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>	+ 1,5 <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
LAK. 4	1,0 <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>	+ 1,5 <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,5Ψ <sub>0</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>

##### GEO (styrke af jordbunden)

LAK. 5	1,0 <b>P</b>	+ 1,0 <b>G</b>		
--------	--------------	----------------	--	--

Ved STR/GEO og GEO anvendes LAK. 1 og LAK. 2 til konstruktioner, som ikke er påvirket af geotekniske laster. LAK 3, 4 og 5 anvendes til konstruktioner, som udelukkende er påvirket af geotekniske laster. Konstruktioner, som er påvirket af både konstruktionslaster og geotekniske laster, skal undersøges i alle 5 lastkombinationer.

#### ALS (ulykke)

Brand	1,0 <b>P</b>		+ 1,0Ψ <sub>1</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
Ulykke i øvrigt	1,0 <b>P</b>		+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
Seismisk 1,0 <b>P</b>			+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>

#### SLS (anvendelsesgrænsetilstand)

Beton	1,0 <b>P</b>	+1,0 <b>G</b>	+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>1</sub>	+ 1,0Ψ <sub>2</sub> <b>V</b> <sub>i</sub>
Stål, træ og mur	1,0( <b>P+G</b> )	eller 1,0 <b>V</b> <sub>1</sub>		

## 6.02 Egenlast

Egenlast er en permanent bunden last, som for nogle konstruktioner angives med en nedre værdi  $G_{k,inf}$  og en øvre værdi  $G_{k,inf} + G_{k,sup}$ , pga. usikkerhed i ansættelse af lasten ved tidspunktet for projekteringen. Øvrige laster angives med middelværdien  $G_k$ .

### Specifikke tyngder

Stål	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Beton, armeret	24,0 kN/m <sup>3</sup>
Beton, uarmeret	23,0 kN/m <sup>3</sup>
Træ	Iht. afsnit 5.06

### Egenlast tagkonstruktion

Let tag med termotag som Riatherm Lux termotag, som understøttes på bjælkespær, der indgår som del af de bærende trærammer.

Riatherm Lux termotag 16 mm:  
 Tagplade der passer til c/c-spærafstand på 1200 mm  
 Vægt af tagplade = 3,6 kg/m<sup>2</sup>

## 6.03 Nyttelast

Nyttelasten er variabel og fri.

Kategori	Type	$q_{k,lodret}$ kN/m <sup>2</sup>	$Q_k$ kN	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
C	Samlingslokaler	5,0	4,0	0,6	0,6	0,5
H	Nyttelast på tage	0	1,5	0	0	0

## 6.04 Vindlast

Vindlasten er bunden og variabel.

Lastkombinationsfaktor $\Psi$ [DS/EN 1990 DK NA afsnit A1.2.2]	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Ved kombination med dominerende nyttelast kategori E	0,6	0,2	0
Ellers	0,3	0,2	0

Bygværket er beliggende i Aalborg by – i forstaden Vejgaard, og der er retningerne nord, syd, vest og øst skærmet af bymæssig bebyggelse. Bygværket henføres det til terrænkategori III

Vindlasten er beregnet i særskilt Excel-ark og er vedlagt i bilag.

Dimensionerende peakhastighedstryk:

$$q_p = 0,40 \frac{kN}{m^2}$$

Der regnes vindlast for pulntag tag og vindlast på facader.

## 6.05 Snelast

Snelast regnes som en bunden variabel last

Lastkombinationsfaktor $\Psi$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Ved kombination med dominerende nyttelast i kategori E	0,6	0,2	0,0
Ved kombination med dominerende vindlast	0,0	0,0	0,0
Ellers	0,3	0,2	0,0

**Eksponeringsfaktor  $C_e$**  iht. DS/EN 1991-1-3 DKNA Afsnit 5.2(7).

Faktor for topografi	$C_{top}$	=	<b>1,00</b>	(normal)
Bygningshøjde	$h$	=	<b>3,8</b>	m
Bygningslængde	$l_1$	=	<b>10,0</b>	m
Bygningsbredde	$l_2$	=	<b>5,0</b>	m
Faktor for størrelse	$C_s$	=	1,00	
Eksponeringsfaktor	$C_e$	=	1,00	

**Formfaktor  $\mu_1$  for flade tage, pultage og sadeltage** iht. DS/EN 1991-1-3 Afsnit 5.3.2(2).

Taghældning	$\alpha$	=	<b>12,5</b>	°
Formfaktor	$\mu_1$	=	0,80	

**Snelast  $S$  på flade tage, pultage og sadeltage** iht. DS/EN 1991-1-3 Afsnit 5.2(3)P.

Terrænværdi	$S_k$	=	1,00	kN/m <sup>2</sup>
Termisk faktor	$C_t$	=	1,00	
Eksponeringsfaktor	$C_e$	=	<b>1,00</b>	
Formfaktor	$\mu_1$	=	<b>0,80</b>	
Karakteristik snelast	$S$	=	<u>0,80</u>	kN/m <sup>2</sup>

Anvendte lastarrangementer fremgår under beregning af aktuelle bygningsdele.

Der er ikke risiko for sneophobning.

## A2.1 STATISKE BEREGNINGER - BYGVÆRK

### 7 Hovedstatik for bygværket

Konstruktioner i forbindelse med orangeriet betragtes.

#### 7.01 Lodrette belastninger

Lodrette laster består af konstruktionslast, snelast, vindlast og nyttelast.

Tagkonstruktionen belastes af lodrette laster iht. A1.1 Konstruktionsgrundlag – Bygværk.

Bygningsdel	Last [kN/m <sup>2</sup> ]
Tag, ekskl. træramme	0,10
Snelast	0,80
Vindlast (tryk hhv. sug)	0,06 hhv. -0,99
Nyttelast, Kat. H	0

Tabel 1: Lodrette karakteristiske laster

##### 7.01.1 Lastnedføring

Lodret last på bærelinier bestemmes for lastkombination med dominerende snelast.

###### Hovedramme

**ULS**  
 $1,0 \times G + 1,5 \times S$   
 $Q_{bærelinie} = 1,0 \times 0,10 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,80 \text{ kN/m}^2 = 1,30 \text{ kN/m}^2$   
 $L_{opland, tag} = 1,20 \text{ m}$   
 $P_{bærelinie} = 1,3 \text{ kN/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 1,56 \text{ kN/m}$

**SLS**  
 $1,0 \times G + 1,0 \times S$   
 $Q_{bærelinie} = 1,0 \times 0,10 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 0,80 \text{ kN/m}^2 = 0,90 \text{ kN/m}^2$   
 $L_{opland, tag} = 1,20 \text{ m}$   
 $P_{bærelinie} = 0,9 \text{ kN/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 1,08 \text{ kN/m}$

###### Gavlramme

**ULS**  
 $1,0 \times G + 1,5 \times S$   
 $Q_{bærelinie} = 1,0 \times 0,10 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \times 0,80 \text{ kN/m}^2 = 1,30 \text{ kN/m}^2$   
 $L_{opland, tag} = 0,60 \text{ m}$   
 $P_{bærelinie} = 1,3 \text{ kN/m}^2 \times 0,6 \text{ m} = 0,78 \text{ kN/m}$

**SLS**  
 $1,0 \times G + 1,0 \times S$   
 $Q_{bærelinie} = 1,0 \times 0,10 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 0,80 \text{ kN/m}^2 = 0,90 \text{ kN/m}^2$   
 $L_{opland, tag} = 0,60 \text{ m}$   
 $P_{bærelinie} = 0,9 \text{ kN/m}^2 \times 0,6 \text{ m} = 0,54 \text{ kN/m}$

## 7.02 Vandrette belastninger

Vandret last hidrører fra vindlasten, og beregning herfor er vedlagt i bilag.

Vandret last på facade:

$$w_{d,tryk} = 1,5 \cdot (0,29 + 0,14) \cdot 0,85 = 0,55 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{d,sug} = 1,5 \cdot (-0,49) = -0,74 \frac{kN}{m^2}$$

Halvdelen af den vandrette last optages i tagskiven.

### 7.02.1 Stabilitet

Tagskiven afstives af toprem i facader samt ét vindkryds i hver ende placeret i yderste fag.

Facadevægge udføres med toprem og bundrem, hvor bjælkespærkonstruktion er fastholdt til toprem, og bundrem er fastholdt til betonfundament.

Gavle udføres som teglstenvæg med isoleret hulmur med forbundet formur og bagmur:  
Formur som ½-sten og bagmur som ½-sten.

I facadevæg udføres der vindkryds i yderste fag pr. side i hver ende af bygning.

Bygværket vurderes dermed at være stabilt.

Vindkryds er nærmere betragtes i særskilt afsnit herom.

## A2.2 STATISKE BEREGNINGER – KONSTRUKTIONSAFSNIT

### 8 01 Trærammekonstruktion

Rammekonstruktion består af bjælkespær og træ søjler, hvor træ søjler indgår som en del af facadevæg.  
Facadevæg opbygges med toprem og bundrem.

#### 8.01 Toprem i facadevæg

Rembjælke i facade udføres som:  
Spærtræ b<sub>xh</sub> = 190 x 80 mm i minimum C18

Rembjælken eftervises for *vandret vindlast på facade*, således vandret last kan overføres til bjælkespær.

Vindlast på facade overført til rem:

$$\begin{aligned} W_{d, \text{tryk}} \times b_{\text{opland}} &= 0,55 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,8 \text{ m} = 1,05 \text{ kN/m} \\ W_{d, \text{sug}} \times b_{\text{opland}} &= 0,74 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \times 3,8 \text{ m} = 1,41 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



# PolyBeam Documentation

Beregning af toprem i facade for vandret last

## Beam Properties (Service Class: 1)

Section	E [MPa]	I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]
C18 80x190	9,000	45,726,667

## Supports

x [m]	F <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>
0	Fixed	Free
1.2	Fixed	Free

## Loads

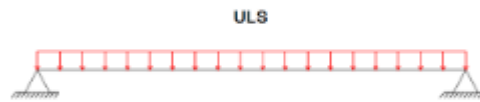
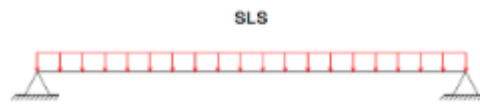
Load Case	x <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	q <sub>1</sub> [kN/m]	q <sub>2</sub> [kN/m]
SLS	0	1.2	0.7	0.7
ULS	0	1.2	1.05	1.05

## Results

Load Combination	Type	Design Check
LK1	ULS	0.05 ≤ 1.00
LK2	SLS - u	L/26,130 ≤ L/400

## Characteristic Reactions

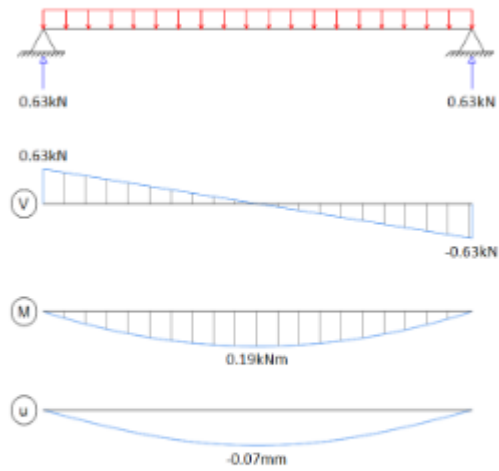
Load Case	x [m]	F <sub>z</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]
SLS	0	0.42	0
	1.2	0.42	0
ULS	0	0.63	0
	1.2	0.63	0



LK1 - ULS (Load Duration: Permanent)

Load Case	Factor
ULS	1

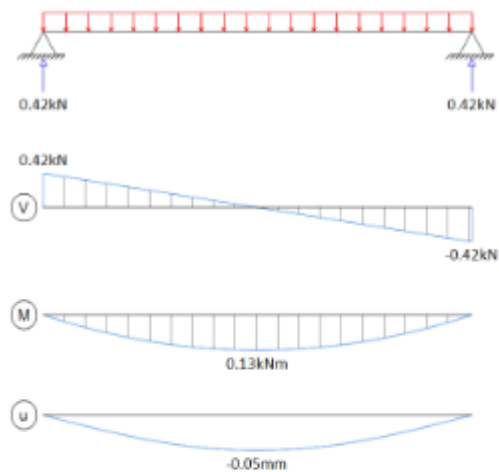
	Value	x [m]
Min V	-0.63kN	1.2
Max V	0.63kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	0.19kNm	0.6
Min u	-0.07mm	0.6
Max u	0mm	0



LK2 - SLS (Load Duration: Permanent)

Load Case	Factor
SLS	1

	Value	x [m]
Min V	-0.42kN	1.2
Max V	0.42kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	0.13kNm	0.6
Min u	-0.05mm	0.6
Max u	0mm	0



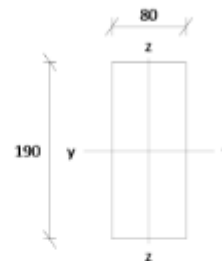
## Design Check

### Strength Class C18

$f_{m,k}$	18MPa
$f_{v,k}$	3.4MPa
$E_{0,05}$	6,000MPa
$G_{0,05}$	375MPa
$\gamma_M$	1.35

### Section Properties

$I_y$	45,726,667mm <sup>4</sup>
$W_{el,y}$	481,333mm <sup>3</sup>
$A$	15,200mm <sup>2</sup>



### Ultimate Limit State (ULS)

#### Bending Moment (EN 1995-1-1 6.1.6)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} = 0.39\text{MPa} \quad f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 8\text{MPa} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.05 \leq 1.0$$

#### Shear (EN 1995-1-1 6.1.7)

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A} = 0.06\text{MPa} \quad f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1.51\text{MPa} \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.04 \leq 1.0$$

#### Lateral Torsional Buckling (EN 1995-1-1 6.3.3)

The load is applied at the top of the beam.

$M_{cr} = 47.39\text{kNm} - k_{crit} \geq 1.00$  – The beam is not prone to lateral torsional buckling.

### Serviceability Limit State (SLS)

Load Combination	Deformation Type	$\psi_2$	Deflection
LK2	Instantaneous		$L/26,130 \leq L/400$



Rembjælke i facade kontrolleres for vindsug:

## PolyBeam Documentation

Beregning af toprem i facade for vandret last (sug)

### Beam Properties (Service Class: 1)

Section	E [MPa]	Iy [mm <sup>4</sup> ]
C18 80x190	9,000	45,726,667

### Supports

x [m]	Fz	My
0	Fixed	Free
1.2	Fixed	Free

### Loads

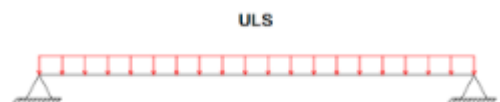
Load Case	x <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	q <sub>1</sub> [kN/m]	q <sub>2</sub> [kN/m]
SLS	0	1.2	0.94	0.94
ULS	0	1.2	1.41	1.41

### Results

Load Combination	Type	Design Check
LK1	ULS	0.07 ≤ 1.00
LK2	SLS - u	L/19,458 ≤ L/400

### Characteristic Reactions

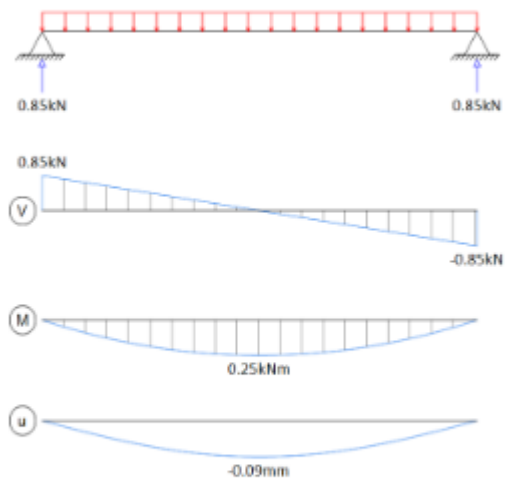
Load Case	x [m]	Fz [kN]	My [kNm]
SLS	0	0.56	0
	1.2	0.56	0
ULS	0	0.85	0
	1.2	0.85	0



LK1 - ULS (Load Duration: Permanent)

Load Case	Factor
ULS	1

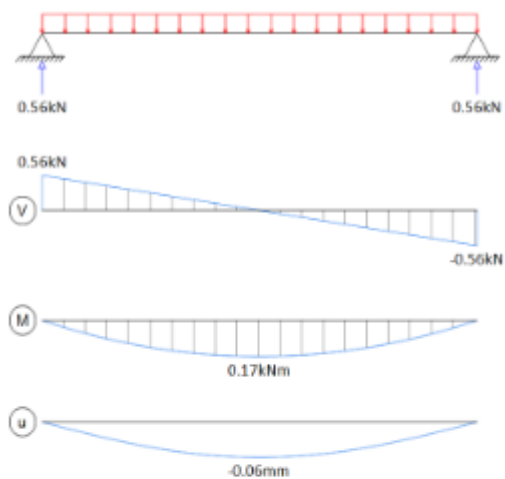
	Value	x [m]
Min V	-0.85kN	1.2
Max V	0.85kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	0.25kNm	0.6
Min u	-0.09mm	0.6
Max u	0mm	0



LK2 - SLS (Load Duration: Permanent)

Load Case	Factor
SLS	1

	Value	x [m]
Min V	-0.56kN	1.2
Max V	0.56kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	0.17kNm	0.6
Min u	-0.06mm	0.6
Max u	0mm	0



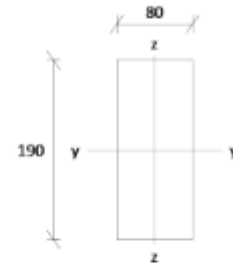
## Design Check

### Strength Class C18

$f_{mk}$	18MPa
$f_{vk}$	3.4MPa
$E_{0,05}$	6,000MPa
$G_{0,05}$	375MPa
$\gamma_M$	1.35

### Section Properties

$I_y$	45,726,667mm <sup>4</sup>
$W_{el,y}$	481,333mm <sup>3</sup>
$A$	15,200mm <sup>2</sup>



### Ultimate Limit State (ULS)

#### Bending Moment (EN 1995-1-1 6.1.6)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} = 0.53\text{MPa} \quad f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_M} = 8\text{MPa} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.07 \leq 1.0$$

#### Shear (EN 1995-1-1 6.1.7)

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A} = 0.08\text{MPa} \quad f_{vd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 1.51\text{MPa} \quad \frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.06 \leq 1.0$$

#### Lateral Torsional Buckling (EN 1995-1-1 6.3.3)

The load is applied at the top of the beam.

$M_{cr} = 47.39\text{kNm} - k_{crit} \geq 1.00$  – The beam is not prone to lateral torsional buckling.

### Serviceability Limit State (SLS)

Load Combination	Deformation Type	$\psi_2$	Deflection
LK2	Instantaneous		$L/19,458 \leq L/400$



Rembjælke i facade er max. udnyttet:  
 Max. u = 0,07 < 1,0 => OK

## 8.02 Bjælkespær - hovedramme

Bjælkespær i hovedramme dimensioneres for laster i ULS og SLS, som tages fra afsnit 7.01.

Bjælkespær udføres som:  
 Spærtræ C18 b x h = 95 x 220 mm

## PolyBeam Documentation

Beregning af bjælkespær (hovedramme)

### Beam Properties (Service Class: 3)

Section	E [MPa]	Iy [mm <sup>4</sup> ]
C18 95x220	9,000	84,296,667

### Supports

x [m]	Fz	My
0	Fixed	Free
5.1	Fixed	Free

### Loads

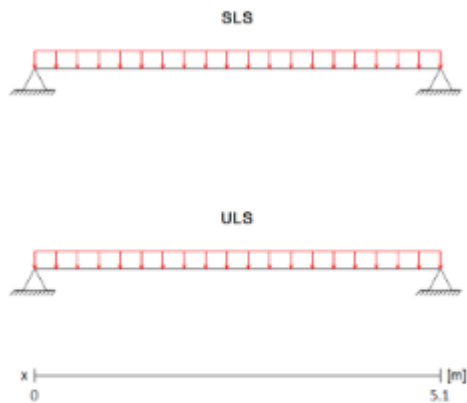
Load Case	x <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	q <sub>1</sub> [kN/m]	q <sub>2</sub> [kN/m]
SLS	0	5.1	1.08	1.08
ULS	0	5.1	1.56	1.56

### Results

Load Combination	Type	Design Check
LK1	ULS	0.71 ≤ 1.00
LK2	SLS - u	L/407 ≤ L/400

### Characteristic Reactions

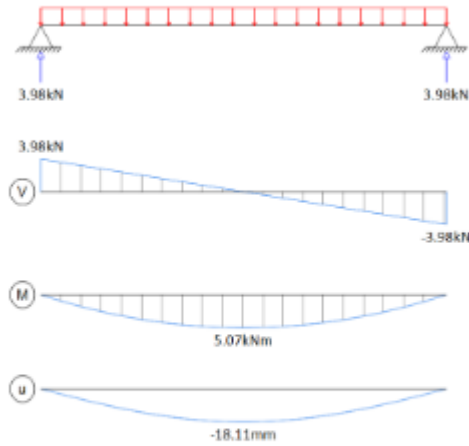
Load Case	x [m]	Fz [kN]	My [kNm]
SLS	0	2.75	0
	5.1	2.75	0
ULS	0	3.98	0
	5.1	3.98	0



LK1 - ULS (Load Duration: Short-term)

Load Case	Factor
ULS	1

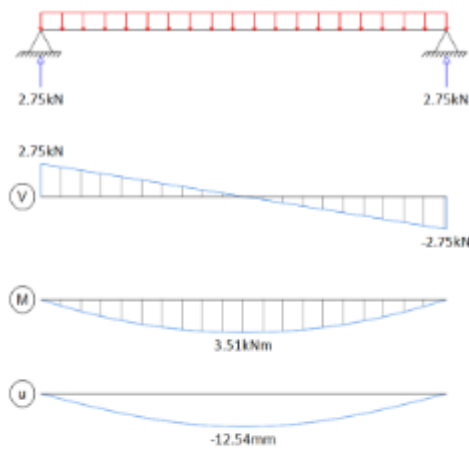
	Value	x [m]
Min V	-3.98kN	5.1
Max V	3.98kN	0
Min M	0kNm	5.1
Max M	5.07kNm	2.55
Min u	-18.11mm	2.55
Max u	0mm	5.1



LK2 - SLS (Load Duration: Short-term)

Load Case	Factor
SLS	1

	Value	x [m]
Min V	-2.75kN	5.1
Max V	2.75kN	0
Min M	0kNm	5.1
Max M	3.51kNm	2.55
Min u	-12.54mm	2.55
Max u	0mm	5.1





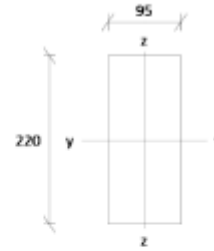
## Design Check

### Strength Class C18

$f_{m,k}$	18MPa
$f_{t,k}$	3.4MPa
$E_{0,05}$	6,000MPa
$G_{0,05}$	375MPa
$\gamma_M$	1.35

### Section Properties

$I_y$	84,296,667mm <sup>4</sup>
$W_{el,y}$	766,333mm <sup>3</sup>
$A$	20,900mm <sup>2</sup>



### Ultimate Limit State (ULS)

#### Bending Moment (EN 1995-1-1 6.1.6)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} = 6.62 \text{ MPa} \quad f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 9.33 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.71 \leq 1.0$$

#### Shear (EN 1995-1-1 6.1.7)

$$\tau_{d1} = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A} = 0.29 \text{ MPa} \quad f_{v,d1} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,k}}{\gamma_M} = 1.76 \text{ MPa} \quad \frac{\tau_{d1}}{f_{v,d1}} = 0.16 \leq 1.0$$

#### Lateral Torsional Buckling (EN 1995-1-1 6.3.3)

The load is applied at the top of the beam.

$M_{cr} = 25.99 \text{ kNm} - k_{crit} \geq 1.00$  – The beam is not prone to lateral torsional buckling.

### Serviceability Limit State (SLS)

Load Combination	Deformation Type	$\psi_2$	Deflection
LK2	Instantaneous		$L/407 \leq L/400$



Lodret reaktion på søjle i væg

= 4,0 kN

Alternativt til spærtræ bxh = 95 x 220 mm:

Dobbelt spær bxh = 160 x 190 mm  
 sammenbygget af 2 stk. bxh = 80 x 190 mm

Spærtræ bxh = 160 x 190 mm er eftervist nedenfor:

# PolyBeam Documentation

Beregning af bjælkespær (hovedramme) som dobbeltspær

## Beam Properties (Service Class: 3)

Section	E [MPa]	Iy [mm <sup>4</sup> ]
C18 160x190	9,000	91,453,333

## Supports

x [m]	Fz	My
0	Fixed	Free
5.1	Fixed	Free

## Loads

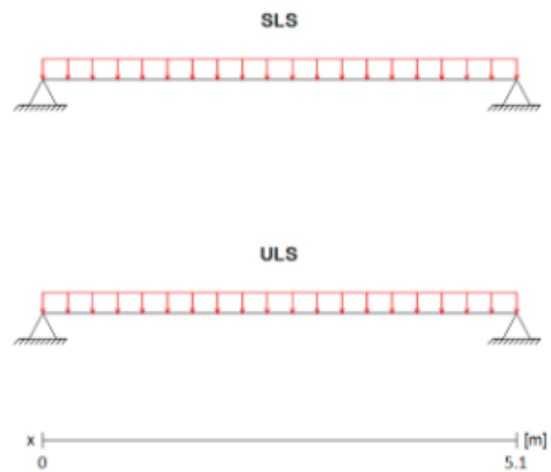
Load Case	x <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	q <sub>1</sub> [kN/m]	q <sub>2</sub> [kN/m]
SLS	0	5.1	1.08	1.08
ULS	0	5.1	1.56	1.56

## Results

Load Combination	Type	Design Check
LK1	ULS	0.56 ≤ 1.00
LK2	SLS - u	L/441 ≤ L/400

## Characteristic Reactions

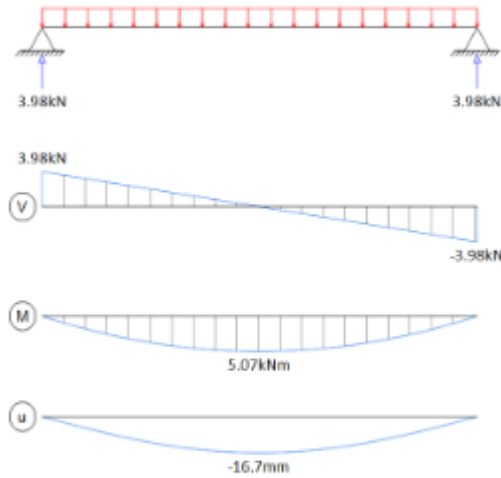
Load Case	x [m]	Fz [kN]	My [kNm]
SLS	0	2.75	0
	5.1	2.75	0
ULS	0	3.98	0
	5.1	3.98	0



LK1 - ULS (Load Duration: Short-term)

Load Case	Factor
ULS	1

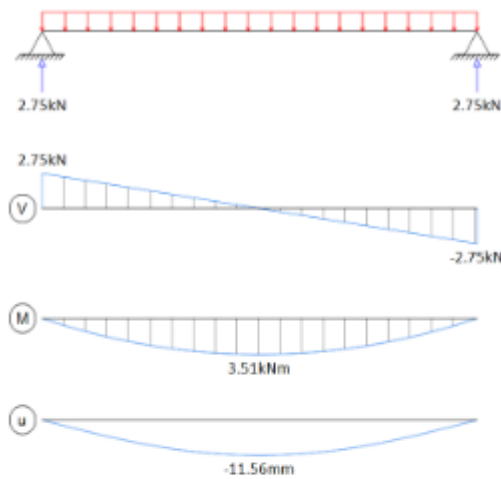
	Value	x [m]
Min V	-3.98kN	5.1
Max V	3.98kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	5.07kNm	2.55
Min u	-16.7mm	2.55
Max u	0mm	5.1



LK2 - SLS (Load Duration: Short-term)

Load Case	Factor
SLS	1

	Value	x [m]
Min V	-2.75kN	5.1
Max V	2.75kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	3.51kNm	2.55
Min u	-11.56mm	2.55
Max u	0mm	5.1



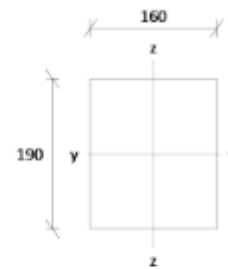
## Design Check

### Strength Class C18

$f_{m,k}$	18MPa
$f_{v,k}$	3,4MPa
$E_{0,05}$	6,000MPa
$G_{0,05}$	375MPa
$\gamma_M$	1.35

### Section Properties

$I_y$	91,453,333mm <sup>4</sup>
$W_{el,y}$	962,667mm <sup>3</sup>
$A$	30,400mm <sup>2</sup>



### Ultimate Limit State (ULS)

#### Bending Moment (EN 1995-1-1 6.1.6)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} = 5.27\text{MPa} \quad f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 9.33\text{MPa} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.56 \leq 1.0$$

#### Shear (EN 1995-1-1 6.1.7)

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A} = 0.2\text{MPa} \quad f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1.76\text{MPa} \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0.11 \leq 1.0$$

#### Lateral Torsional Buckling (EN 1995-1-1 6.3.3)

The load is applied at the top of the beam.

$M_{cr} = 85.65\text{kNm} - k_{crit} \geq 1.00$  – The beam is not prone to lateral torsional buckling.

### Serviceability Limit State (SLS)

Load Combination	Deformation Type	$\psi_2$	Deflection
LK2	Instantaneous		$L/441 \leq L/400$



### 8.03 Bjælkespær - gavramme

Bjælkespær i hovedramme dimensioneres for laster i ULS og SLS, som tages fra afsnit 7.01.

Bjælkespær udføres med dimensioner:  
 Spærtræ C18 bxh = 80 x 190 mm

## PolyBeam Documentation

Beregning af bjælkespær (gavramme)

### Beam Properties (Service Class: 3)

Section	E [MPa]	Iy [mm <sup>4</sup> ]
C18 80x190	9,000	45,726,667

### Supports

x [m]	Fz	My
0	Fixed	Free
5.1	Fixed	Free

### Loads

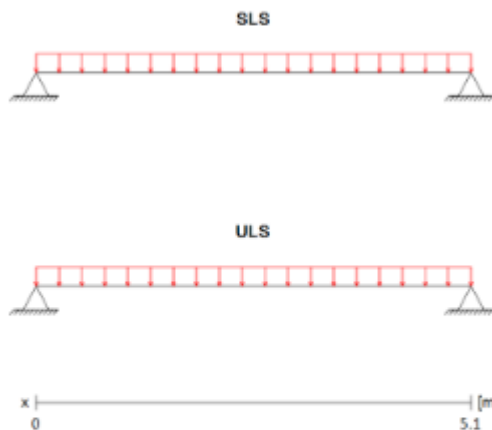
Load Case	x <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	q <sub>1</sub> [kN/m]	q <sub>2</sub> [kN/m]
SLS	0	5.1	0.54	0.54
ULS	0	5.1	0.78	0.78

### Results

Load Combination	Type	Design Check
LK1	ULS	0.59 ≤ 1.00
LK2	SLS - u	L/441 ≤ L/400

### Characteristic Reactions

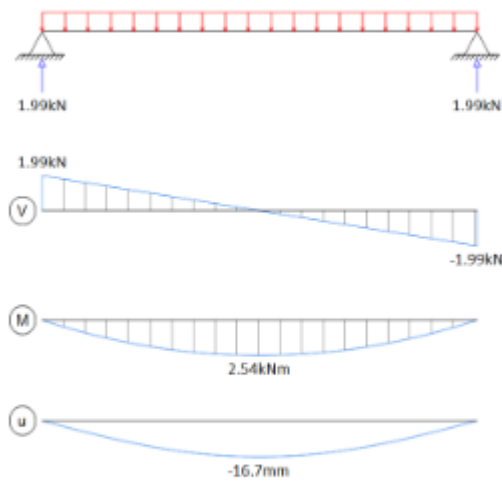
Load Case	x [m]	Fz [kN]	My [kNm]
SLS	0	1.38	0
	5.1	1.38	0
ULS	0	1.99	0
	5.1	1.99	0



LK1 - ULS (Load Duration: Short-term)

Load Case	Factor
ULS	1

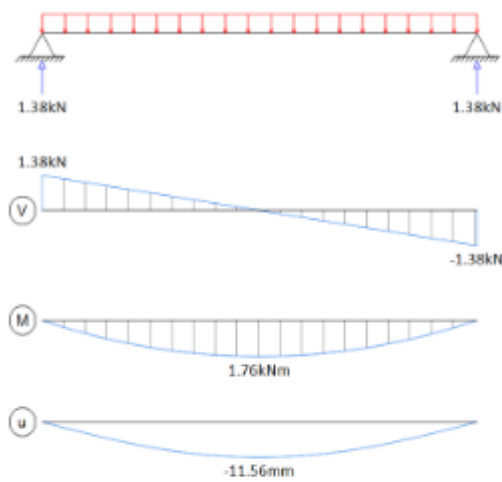
	Value	x [m]
Min V	-1.99kN	5.1
Max V	1.99kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	2.54kNm	2.55
Min u	-16.7mm	2.55
Max u	0mm	5.1



LK2 - SLS (Load Duration: Short-term)

Load Case	Factor
SLS	1

	Value	x [m]
Min V	-1.38kN	5.1
Max V	1.38kN	0
Min M	0kNm	0
Max M	1.76kNm	2.55
Min u	-11.56mm	2.55
Max u	0mm	5.1



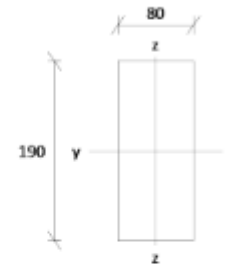
## Design Check

### Strength Class C18

$f_{mk}$	18MPa
$f_{vk}$	3.4MPa
$E_{0,05}$	6,000MPa
$G_{0,05}$	375MPa
$\gamma_M$	1.35

### Section Properties

$I_y$	45,726,667mm <sup>4</sup>
$W_{el,y}$	481,333mm <sup>3</sup>
$A$	15,200mm <sup>2</sup>



### Ultimate Limit State (ULS)

#### Bending Moment (EN 1995-1-1 6.1.6)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} = 5.27\text{MPa} \quad f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_M} = 9.33\text{MPa} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.56 \leq 1.0$$

#### Shear (EN 1995-1-1 6.1.7)

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A} = 0.2\text{MPa} \quad f_{vd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 1.76\text{MPa} \quad \frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.11 \leq 1.0$$

#### Lateral Torsional Buckling (EN 1995-1-1 6.3.3)

The load is applied at the top of the beam.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} = 5.27\text{MPa} \quad k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 8.97\text{MPa} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} = 0.59 \leq 1.0$$

$$M_{cr} = 13.6\text{kNm} \quad \lambda_{rel,m} = 0.80 \quad k_{crit} = 0.96$$

### Serviceability Limit State (SLS)

Load Combination	Deformation Type	$\psi_2$	Deflection
LK2	Instantaneous		$L/441 \leq L/400$



Lodret reaktion på søjle i væg

= 2,0 kN

#### 8.04 Søjler i væg

Træsøjle i facadevæg pr. 1,2 m dimensioneres for

Lodret last fra bjælkespær	Max. reaktion fra bjælkespær	4,0 kN
Vandret tværlast fra vind	Vindlast på facade (max. af tryk og sug)	$W_{d,max} \times b_{opland}$ $= 0,55 \text{ kN/m}^2 \times 2 \times 0,5 \times 1,2 \text{ m}$ $= 0,66 \text{ kN/m}$

Højde af rammeben, max.

= 3,3 m

Rammeben udføres med dimension:  
Spærtræ C18 b x h = 80 x 190 mm



Træsøjle TS01 - rammesøjle i facade				
	Vederlagsreaktion pr. søjle		4,0	kN
	Tværlast fra vind		0,66	kN/m
	Søjlehøjde		3,3	m
	Moment fra vind		0,9	kNm
<b>Søjledimension, C18</b>				
	brede	80	mm	
	højde	190	mm	
	Lodret last	4,0	kN	
Tværlast - estimeret				
	Søjlehøjde	3,3	m	
	Moment	0,9	kNm	
	Reaktion	1,1	kN	
Geometriske data				
	Areal	15200	mm <sup>2</sup>	
	W	481333	mm <sup>3</sup>	
	I	45726667	mm <sup>4</sup>	
	i	54,8	mm	
	$F_d =$	4,0	kN	
	$M_d =$	0,9	kNm	
	$\sigma_{c,d} =$	0,26	MPa	
	$\sigma_{m,d} =$	1,87	MPa	
	$k_{rel} =$	0,060	og	$\lambda_{rel} =$ 1,042
	$k_c =$	0,652	(Teknisk ståb s. 303)	
P-last alene:				
	$\sigma_{c,d} =$	<	$k_c \times f_{c,d}$	
	0,26	<	5,22	⇒ OK
Kombineret last, Ø-last:				
	$\sigma_{c,d} / k_{c,y} \times f_{c,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,d}$	<	1	
	0,15	<	1	⇒ OK
Der er tilstrækkelig bæreevne.				
Kontrol af udbøjning				
	$u_{max}$	2,3	mm	L / 1434 OK

I praksis vil træ søjler være tværafstivet ved vandrette bjælker mellem søjler, hvor de vandrette bjælker også anvendes til montering af vinduespartier.

Gavlsøjler fastholdes vha. vinkelbeslag ABR9020 (Simpson Strong-Tie) til teglstensvæg i top, bund og midten.

## 9 02 Vægkonstruktion

### 9.01 Facadevæg

Facadevæg udgøres af træskelet med træ søjler, der er tværafstivet min. i midt af spændet, samt toprem og bundrem.

### 9.02 Gavlvægge

Gavlvægge eftervises som murværk i beregningsprogrammet EC6 Design.

Væggene er opbygget som:

½-stensvæg (formur)

Hulrum

½-stensvæg (bagmur)

Materialedata:

Materiale	Densitet [kN/m <sup>3</sup> ]	Trykstyrke [MPa] Middel $f_b$	Trykstyrke [MPa] Basis $f_k$	Bøjnings- trækstyrke [MPa] Liggefuge $f_{xk1}$	Bøjnings- trækstyrke [MPa] Liggefuge $f_{xk2}$	E-modul [MPa] $E_{ok}$
Teglsten	17	20	Beregnet i EC6	Beregnet i EC6	Beregnet i EC6	Beregnet i EC6

Vandret lastfordeling på væg:

Lasterne fordeles efter styrke, og kapaciteten for formur og kapaciteten for bagmur kan adderes til én samlet styrke, idet deformationskapaciteten er 0,535, som ligger i intervallet [1/3;3].

Gavlvæg er ikke-bærende, men virker stabiliserende for bygningen.

Der undersøges i disse to lastkombinationer:

1. Minimal lodret last + maksimal vandret last
2. Maksimal lodret last + maksimal vandret last

#### Laster

Vandret vindlast på facade:

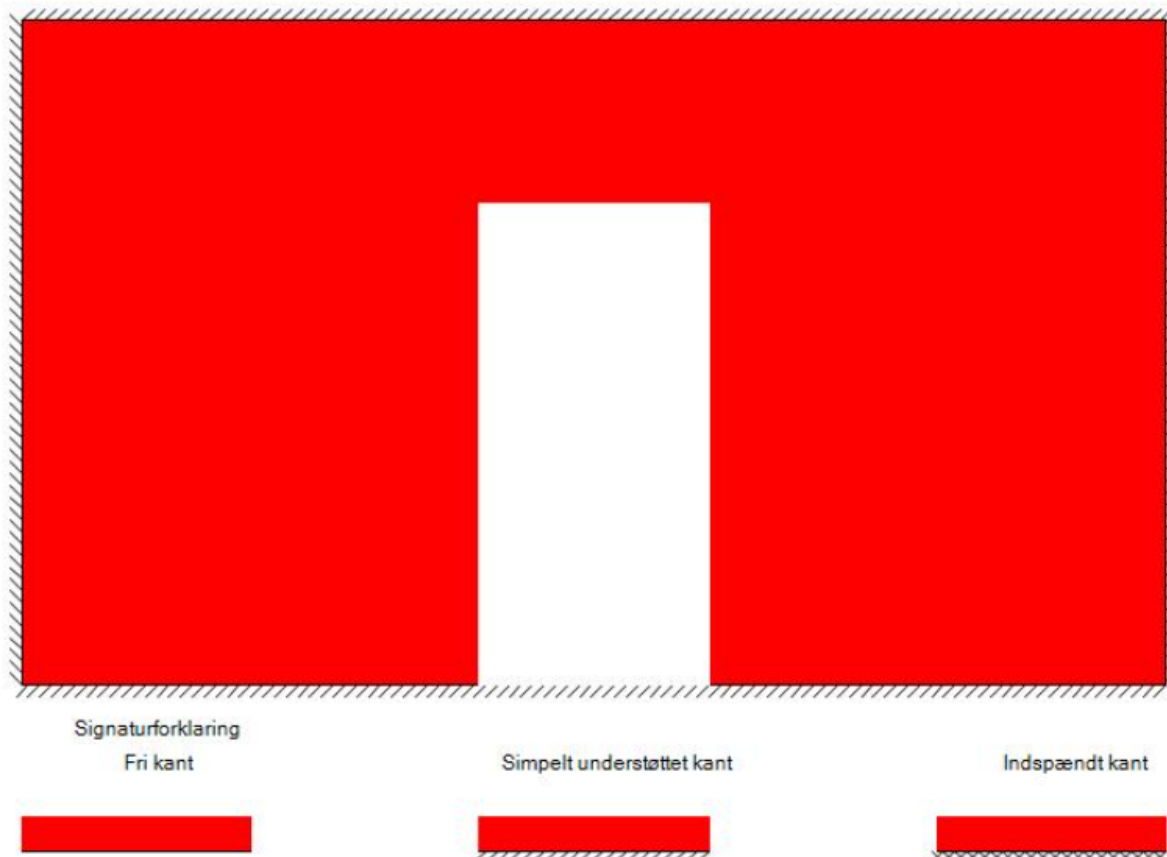
$$q_{p,k} = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{p,d} = 1,5 \times 0,40 = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

#### Vægfelt gav i begge ender

Vægfeltet er simpelt understøttet langs alle fire sider.

Væghøjden regnes som 2,9 m, og døråbning er sat til 1,0 x 2,1 m.



Lodret last, min. = 0 kN/m

Lodret last, max. = 0 kN/m

Lastkapacitet (tværbæreevne) for vandret last for formur og bagmur er beregnet:

	Kapacitet vandret last [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Formur (1/2-sten)</b>	0,43
<b>Bagmur (1/2-sten)</b>	0,43
<b>I alt</b>	0,86

Det ses, at vandret bæreevne af vægfeltet er større end vindlasten.

Bæreevne for de to lastkombinationer er desuden tilstrækkelig, jf. bilag.

Lastkombination	Tværbæreevne Udnyttelsesgrad	Søjlebæreevne Udnyttelsesgrad	Konklusion
<b>Min. lodret last + max. vandret last</b>	70 %	-	OK
<b>Max. lodret last + max. vandret last</b>	70 %	-	OK

Dermed er vægfeltet eftervist.

Udskrift af beregning i EC6-Design er indsat nedenfor:

Franssen & Sandegaard K/S  
 Strandvej 11  
 9000 Aalborg  
 Projektafv: Orangeri PlusBolig  
 Komponent: Gulvslæg

Sagsnummer: 17  
 Dato: 07-10-2022  
 Tlf: 1452  
 Sagsnummer: 3845  
 Modul: Træbelstet rektangler væg / Ecdslæg v.8.0

**Specifikke forudsætninger**

Væggen er udført af: Murværk  
 Væggen (regningsmæssig) dimensioner:  
 Længde = 5.000 m  
 Højde = 2.900 m  
 Tykkelse = 108 mm

Understøtningsforhold og evt. randmomenter for vægflader fine gode:

- Venstre lodrette kant : Simpel understøttet: randmoment = 0 Nm/m
- Højre lodrette kant : Simpel understøttet: randmoment = 0 Nm/m
- Indvæns vandrette kant : Simpel understøttet: randmoment = 0 Nm/m
- Øverste vandrette kant : Simpel understøttet: randmoment = 0 Nm/m

**Åbningers form, placering og størrelser**

Form	Koordinater til åbningens nedreste venstre hjørne x (m)	y (m)	Bredde (m)	Højde (m)
Rektangel	2.000	0.000	1.000	2.100

**Materialoplysninger og last:**

Karakterist. bjørntæktstyrker i horisontale og vertikale snit:  
 Kvalitetsklasse = Normal  
 Regningsmæssig tværsnit (se også randmomenter ovenfor)  
 Regningsmæssig lodret last

$F_{k1} = 0,19 \text{ MPa}$   
 $F_{k2} = 0,47 \text{ MPa}$   
 Kontrolklasse = Normal  
 $v = 0,00 \text{ kN/m}^2$   
 $n = 0,00 \text{ kN/m}$

Franssen & Sandegaard K/S  
 Strandvej 11  
 9000 Aalborg  
 Projektafv: Orangeri PlusBolig  
 Komponent: Gulvslæg

Sagsnummer: 17  
 Dato: 07-10-2022  
 Tlf: 1452  
 Sagsnummer: 3845  
 Modul: Træbelstet rektangler væg / Ecdslæg v.8.0

**Generelle forudsætninger**

Væggen tværbærende beregnes efter brudliniebønnen. Idet de regningsmæssige budmomenter pr. længdeenhed mod vandrette og lodrette akser  $m_{lx}$  og  $m_{ly}$  beregnes som de tilhørende bjørntæktstyrker gange modstandsmomentet pr. længdeenhed, altså  $m_{lx} = F_{k1} \cdot y^2/6$  og  $m_{ly} = F_{k2} \cdot x^2/6$ . Hvis der er lodret last på væggen, forges  $m_{lx}$  med normalspændingen gange modstandsmomentet pr. længdeenhed, altså med  $(n \cdot y) \cdot y^2/6$ . Idet i forudsættes centralt virkende. Denne regel anvendes også for liggerbetonkernvægge.

For vægges med lodret last funden tværsnit beregnes budmomenterne således som

$m_{lx} = (F_{k1} + (n \cdot y) \cdot y^2/6) \cdot m_{ly} = F_{k2} \cdot x^2/6$

I tværsnittene  $m_{lx}$  og  $m_{ly}$  står m for moment pr. længdeenhed, l og x for iggflader og stødfuger, altså hovedretningerne med reference til en muret væg, og y står for ultral, dvs. det regningsmæssige budmoment.

For murvæge vedkomende bestemmer programmet  $F_{k1}$  og  $F_{k2}$  ved division af  $F_{k1}$  og  $F_{k2}$  med partikelfacitienten.

For probetkonstruktionsvægge vedkomende tages der i henhold til sædvanlig praksis højde for eventuelle søjlehoder i udregningen af de lodrette fuger, ved at sætte bjørntæktstyrken om en lodret akse ("stødfuger") ret lvt. Den sædvanligt anvendte "deklarerede" værdi er  $F_{k2} = 0,3 \text{ MPa}$ .

Silve brudliniebønnen er frøglad, ved at programmet gætter på en række tilfældige brudflader og beregner bæreevnen efter princippet, vidt arbejde i andre arbejder. Værdier udvælges den af de gennemregnede brudflader der gav mindst bæreevne, som udgangspunkt for den nu følgende række brudflader, det varationsområdet partige indbæverne. Således fortsætter, indtil det specifikke data antal beregninger (200) er opfyldt.

Der brudflader der gav den mindste bæreevne, vises bagerst i rapporten og resultaterne af de 200 brudlinieberegninger vises i kontrolskærmene som et "konvergensdiagram". Her skulle det gerne vise sig at resultaterne konvergerer mod minimalværdier, men sjældne tilfælde, hvor ved specielle geometrier af åbninger eller ved specielle understøtningsforhold, kan det ske, at konvergenen ikke er overbevisende. I så tilfælde kan man forsøge med en eller flere nye beregninger, men det er en tilfældighed konvergen.

Det anbefales at kaste et blik på skemaerne efter hver beregning, dels for at få erfaring for hvordan beregningerne normalt forløber, dels for at fange eventuelle "fejlskud".

Fraerden & Søndergaard K/S  
 Ny/Lindvej 13  
 9000 Aalborg  
 Projektavn: Orangeri PlusBolig  
 Kompetent: Gørting

Sagsansvarlig: TJ  
 Dato: 07-10-2022  
 Tid: 14:52  
 Sagsnummer: 3845  
 Model: Træskarakt: rektangler væg / EC5design v.8.0

**Datoresultater**

Væggens areal og totale tværsnit:  
 Partielkoefficient på stykker  
 Ragningsmassige bjælketværsnit:  
 Ragn.mæss. bundmoment om lodret akse  
 Ragn.mæss. bundmoment om vandret akse:  
 Bidrag fra bjælketværsnit:  
 Bidrag fra lodret last  
 Resulterende bundmoment om vandret akse

A	W	Yc
= 14,9 m <sup>2</sup>	= 0,0 kN	= 1,20
$f_{s,d1}$	$f_{s,d2}$	= 0,28 MPa
= 0,11 MPa	= 527 Nm/m	= 527 Nm/m
$m_0$	= $f_{s,d1} \cdot t_1 / 6$	= 217 Nm/m
= $t_1 / 6$	= 0 Nm/m	= 0 Nm/m
$m_1$	$m_{1u}$	= 217 Nm/m
= $t_1 / 6$		

Fraerden & Søndergaard K/S  
 Ny/Lindvej 13  
 9000 Aalborg  
 Projektavn: Orangeri PlusBolig  
 Kompetent: Gørting

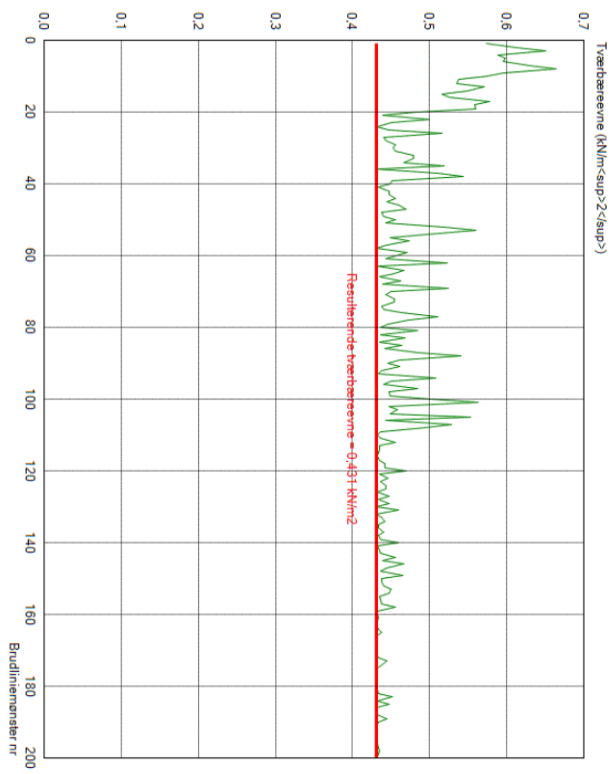
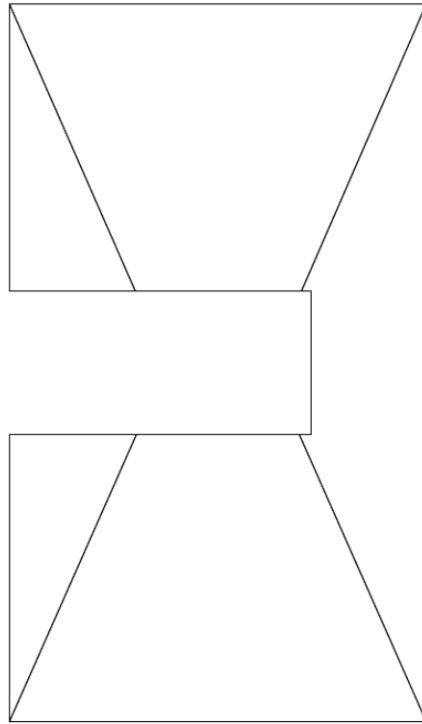
Sagsansvarlig: TJ  
 Dato: 07-10-2022  
 Tid: 14:52  
 Sagsnummer: 3845  
 Model: Træskarakt: rektangler væg / EC5design v.8.0

**Resultat**

Budlinieberegningen giver en ragningsmassig tværsnitværdi på  
 på basis af de ragningsmassige bundmomenter  $m_{1u}$  = 537 Nm/m og  $m_{1v}$  = 217 Nm/m  
 Træfasten er  $w$  = 0,00 kN/m<sup>2</sup>

Udnyttelsesgraden er  $UG = w / q_u$

$q_u = 0,43 \text{ kN/m}^2$   
 $UG = 0,3\%$



### 9.03 Fastgørelse af bundrem til betonfundament

Vindlast (sug) i hårdest belastet zone er  $= 0,99 \text{ kN/m}^2$

Der regnes med det sug over hele tagfladen (på den sikre side).

Træsøjler fastholdes vha. 2 stk. vinkelbeslag ABR10525 (Simpson Strong-Tie) til bundrem i facadevæg, og bundrem fastholdes til betonfundament.

Ved fod af hver træramme fastholdes træstøje igennem bundrem til betonfundament for et regningsmæssigt sug på

$$F_{\text{sug, ramme}} = 1,5 \times 0,99 \text{ kN/m}^2 \times (0,5 \times 5 \text{ m}) \times 1,2 \text{ m} = 4,5 \text{ kN}$$

Bæreevne af 2 stk. vinkelbeslag ABR10525 mellem træstøje og bundrem er:  
(Delvis udsømning med kamsøm CNA4,0x40)

$$\begin{aligned} \text{Lodret } R_{1,k} &= 9,4 \text{ kN} & \Rightarrow R_{1,d} &= 9,4 \times 0,667 = 6,3 \text{ kN} > 4,5 \text{ kN OK} \\ \text{Vandret } R_{2,k} = R_{3,k} &= 10,2 \text{ kN} & \Rightarrow R_{2-3,d} &= 10,2 \times 0,667 = 6,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bundrem forankres med Multi-Monti betonbolt type MMS-S 12x60 mm, der har følgende bæreevner:

$$\begin{aligned} N_{\text{Rd, revnet beton}} &= 4,6 \text{ kN} > 4,5 \text{ kN OK} \\ V_{\text{Rd, revnet beton}} &= 10,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Derudover fastholdes bundrem pr. 0,6 m til betonfundament.

Hvor træstøje fastholdes til betonfundament, er egenlast af fundament til modhold på

$$G_{\text{fundament, stabilitet}} = 0,9 \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \times 0,9 \text{ m} = 11,7 \text{ kN} > 4,5 \text{ kN OK}$$

## 10 03 Vindkryds

### 10.01 Vindkryds i tag

Der udføres vindkryds i tag i det yderste fag i begge ender af bygning.

Vindkryds optager vandret fra gavl og fører den til gavlramme / gavlvæg.

Trækkraft i vindkryds beregnes til:

$$\begin{aligned} \text{Vindlast i tagflade} &= 0,5 \times 3,8 \text{ m} \times 0,55 \text{ kN/m}^2 = 1,05 \text{ kN/m} \\ \text{Vinkel med vandret} &= \tan^{-1}(1,2/5) = 13,5^\circ \\ \text{Vandret last pr. halvdel} &= 0,5 \times 1,05 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} = 2,6 \text{ kN} \\ \text{Trækkraft i vindkryds} &= 2,6 \text{ kN} / \sin(13,5^\circ) = 11,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vindkryds udføres med egnet materiale med trækcapacitet på min. 11,2 kN og fastgøres ved toprem/træsøje.

### 10.02 Vindkryds i væg

Vindkryds i væg afstiver gavlramme, som afstiver gavlvæg.

Vandret last i vindkryds udgør:

$$F_{\text{vandret, tag}} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \times (0,5 \times 5 \text{ m}) \times (0,5 \times 3,8 \text{ m}) = 2,9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Vinkel med lodret} &= \tan^{-1}(1,2/3,3) = 20^\circ \\ \text{Træk i vindkryds} &= 2,9 \text{ kN} / \sin(20^\circ) = 8,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vindkryds udføres med egnet materiale med trækcapacitet på min. 8,5 kN og fastgøres ved bundrem.

Vindkryds afleverer lodret og vandret reaktion til sribefundament:

$$\begin{aligned} R_{\text{vandret, VK}} &= 2,9 \text{ kN} \\ R_{\text{lodret, VK}} &= 8,5 \text{ kN} \times \cos(20^\circ) = 8,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 11 04 Stribefundamenter

### 11.01 Lodret last i facade

Lodret reaktion på fundament er max. ved fod af træesøjler

$$F_{\text{facade}} = 4,0 \text{ kN} + 8,0 \text{ kN} + (4,2 \text{ kN/m}^3 \times 0,16 \text{ m} \times 0,19 \text{ m} \times 3,3 \text{ m} + 0,5 \times 4,2 \text{ kN/m}^3 \times 0,16 \text{ m} \times 0,19 \text{ m} \times 5 \text{ m}) = 12,8 \text{ kN}$$

### 11.02 Lodret last i gavl

Lodret last på fundament udgøres af egenlast gavlvæg

$$G_{\text{gavlvæg}} = 1,9 \text{ kN/m}^2 \times 2,9 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 5,5 \text{ kN}$$

### 11.03 Eftervisning af stribefundament

Stribefundament udføres ens i facade og gavl.  
Max. lodret last,  $F = 5,5 \text{ kN}$

Stribefundament har dimension  $b \times h = 290 \times 900 \text{ mm}$ , svarende til frostfri dybde.

Der regnes med forudsætning om direkte fundering på sandjord eller lerjord. Der er regnet med forsigtigt satte parameterværdier.

Fundamentbæreevnen er beregnet og vist nedenfor.

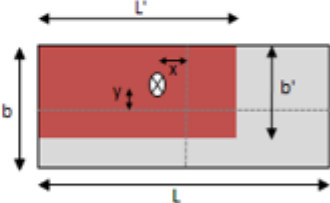
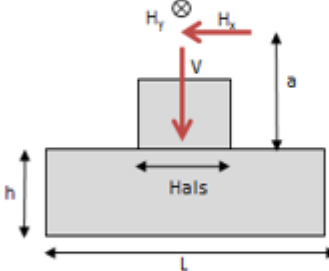
Det ses, at bæreevnen som udgangspunkt er OK uanset, om det er direkte fundering i sandjord eller lerjord. Det forudsættes, at

- det på stedet sikres, at der er faste jordbundsforhold med intakte aflejringer
- grundvandsspejlet er under FUK



Fundering iht. DS/EN 1997-1:2007 og EN 1997-1 DK NA:2015						
<b>Geometri</b>		<b>Styrkeparametre</b>		<b>Geoteknisk kategori:</b>		<b>2</b>
Bredde	0,29 m	Friktionsvinkel, $\phi_{p1,k}$	30 °	Rumvægt u. FUK	10 kN/m <sup>3</sup>	
Højde	0,90 m	$\gamma_c, \gamma_\phi$	1,2	$c_{dk}$	60 kN/m <sup>2</sup>	
Længde	1,00 m	$\gamma_c$	1,8	Tykkelse af sandpude under fundament	0 m	
Volume	0,261 m <sup>3</sup>					
Fundamentstype	Stribe Insitu					

Laster - Regningsmæssige		Excentricitet- y		Excentricitet- x	
Last V	12,8 kN	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
Sekundær last	0 kN	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
Egenvægt fund.	6,53 kN	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm
Vertikal max	19,33 kN				
Vertikal min	19,33 kN				

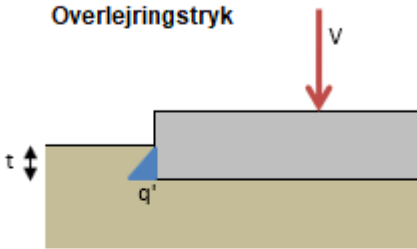
Horisontal x		Horisontal y		Resulterende H	
Horisontal x	0 kN	0 mm	0 mm	0,00 kN	
Horisontal y	0 kN	0 mm	0 mm		

**Effektiv spænding ved FUK:**

Jordart	Tykkelse m	Rumvægt kN/m <sup>3</sup>	lastred.	Spænding kN/m <sup>2</sup>
Fliser	0,10	23	1	2,3
Sandfyld	0,30	17	1	5,1
-	0,00	0	1	0
-	0,00	0	1	0
<b>Total</b>				<b>7,4</b>



	Last	$e_y$	M	Last	$e_x$	M
	kN	m	kNm	kN	m	kNm
Moment fra vandret	0,0	0,90	0,0	0,0	0,90	0,0
Last V	12,8	0,00	0,0	12,8	0,00	0,0
Sekundær last	0,0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
Egenvægt fund.	6,5	0,00	0,0	6,5	0,00	0,0
<b>Total</b>	<b>19,3</b>		<b>0,0</b>	<b>19,3</b>		<b>0,0</b>

Formfaktorer					
Nq:	11,47	SY:	1,00	iY:	1,000
NY:	7,25	Sq:	1,00	iq:	1,000

### Brudbæreevne

#### Effektivt fundamentsareal:

Total $e_y$ =	0,00 m
Total $e_x$ =	0,00 m
$b'$ =	0,29 m
$L'$ =	1,00 m

#### Effektivt areal under sandpude:

Trykspredning 1:4	
Ekstra sidelængde	0,00 m
$b'$ =	0,29 m
$L'$ =	1,00 m

### Fundering på intakt sand

#### Lodret bæreevne

		Udnyttelsesgrad
Bæreevne, $R_d/A$	95,4 kN/m <sup>2</sup>	
Spænding i jorden	66,6 kN/m <sup>2</sup>	0,70

#### Vandret bæreevne

Bæreevne, $S_d$	9,3 kN	0,00
Last, $H_d$	0,0 kN	

### Fundering på intakt ler

#### Lodret bæreevne

Bæreevne	178,8 kN/m <sup>2</sup>	0,37
Spænding i jorden	66,6 kN/m <sup>2</sup>	

#### Vandret bæreevne

Bæreevne, $S_d$	9,7 kN	0,00
Last, $H_d$	0,0 kN	

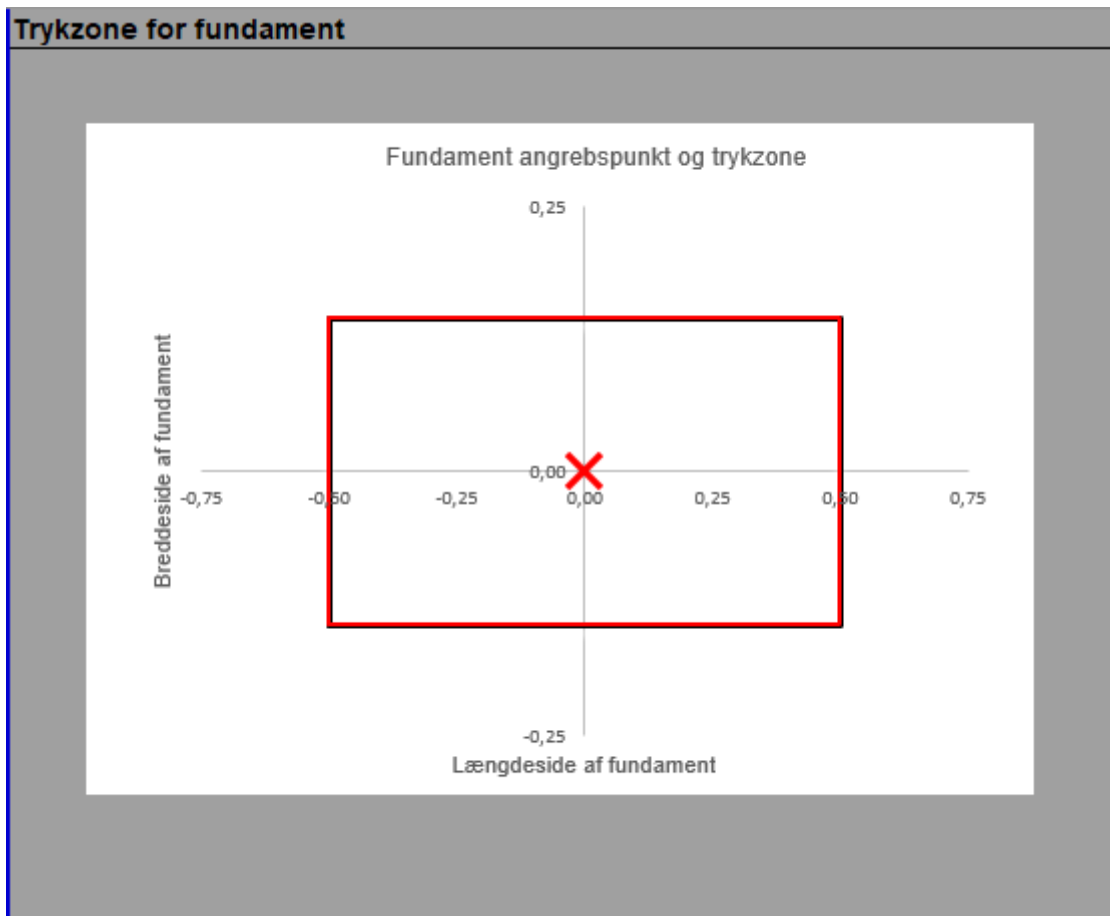
### Bæreevne af sandpude

Bæreevne, $R_d/A$	204,0 kN/m <sup>2</sup>	0,33
Spænding i jorden	66,6 kN/m <sup>2</sup>	

### Tværsnitseftersvisning

Halsbredde:	0 m
a	0,15 m
Moment i fundament	0,70 kNm

Betonareal	0,261 m <sup>2</sup>
Minimum armeringsareal	522 mm <sup>2</sup>
Ønsket armeringstykkelse:	Y 16 mm
Minimum antal stænger i top og bund:	3 stk.
	603 mm <sup>2</sup>



## 12 Bilag

Bilag 1 Beregning af vindlast

Bilag 2 Konstruktionsskitser