

Ingeniørgruppen AS

A. KONSTRUKTIONSDOKUMENTATION & B. PROJEKTDOKUMENTATION

Shelters til Naturstyrelsen - type 7.2 - Medium



Ingeniørgruppen AS

A. KONSTRUKTIONSDOKUMENTATION

Status: Udgivet

Projektnavn: Shelters til Naturstyrelsen - type 7.2 - Medium

Adresse: valgfri udvalgte steder i Danmark,
Placering udvalgt af Naturstyrelsen

Bygherre: Naturstyrelsen

Sagsnr.: 8589-23 - Medium, type 7.2

Dokument nr.: A1.1 + A2.1 +A2.2 og B1

Oprindelige dato: 2023.09.01

Revisions dato: - Rev. Nr: -

Udarbejdet af	Finn Jacobsen (FJ) Ingeniør	
----------------------	--------------------------------	--

Kontrolleret af	Andrei Motru (AM) Ingeniør	
------------------------	-------------------------------	---

Godkendt af	Finn Jacobsen (FJ) Ingeniør	
--------------------	--------------------------------	--

OVERSIGT

Redegørelse for den statiske dokumentation iht. Kap 15 bygningsreglement BR18

Dokumentationen omfatter:

- A1.1 Konstruktionsgrundlag
- A2.1 Statiske beregninger, bygværk
- A2.2 Statiske beregninger, konstruktionsafsnit
- B1.1 Statisk projektredegørelse

Konstruktionsplanskitser

Principdetaljer

A1.1, A2.1, A2.2 og B1.1 er samlet i nærværende rapport. Tegninger og detaljer er udført i særskilte dokumenter.

Revisioner

Der foreligger ingen revisioner i nærværende dokument.

Indholdsfortegnelse

A1.1	KONSTRUKTIONSGRUNDLAG	
1	Bygværket	6
1 .1	Bygningens art og anvendelse	
1 .2	Konstruktioners art og opbygning	
1 .3	Konstruktionsafsnit	
1 .4	Udførelse	
2	Grundlag	8
2 .1	Normer og standarder	
2 .2	Konsekvensklasser og konstruktionsklasser	
2 .3	Sikkerhed	
2 .4	IKT-værktøjer	
2 .5	Referencer	
3	Forundersøgelser	10
3 .1	Grunden og lokale forhold	
3 .2	Geotekniske forhold	
3 .3	Klima og miljøtekniske forhold	
3 .4	Eksisterende konstruktioner	
3 .5	Tilstødende eksisterende bygværker	
3 .6	Tilstødende påtænkte bygværker	
4	Konstruktioner	11
4 .1	Statisk virkemåde	
4 .2	Anvendelseskrav	
4 .3	Funktionskrav	
4 .4	Robusthed	
4 .5	Levetid	
4 .6	Brand	
4 .7	Udførelse	
4 .8	Drift og vedligeholdelse	
5	Konstruktionsmaterialer	13
5 .1	Grund og jord	
5 .2	Beton	
5 .3	Stål	
5 .4	Træ	
6	Last	16
6 .1	Lastkombinationer	
6 .2	Lasttilfælde	
6 .3	Permanente laster	
6 .4	Nyttelaster	
6 .5	Naturlaster	
6 .6	Geometriske imperfektioner	
6 .7	Ulykkeslaster	
6 .8	Seismisk last	
6 .9	Midlertidige laster	

A2.1	STATISKE BEREGNINGER - BYGVÆRK	
7	Lodret lastnedføring	34
7 .1	Laster	
7 .2	Lodret lastnedføring	
A2.2	STATISKE BEREGNINGER - KONSTRUKTIONSAFSNIT	
9	Trækonstruktioner	38
9.1	Bjælkespær	
9.2	Toprem for bæring af spær	
9.3	Gulvbjælker	
9.4	Bundbjælke for bæring af gulvbjælker	
10	Samlinger	68
10 .1	Vinkelbeslag mellem spær og toprem	
10.2	Boltesamling mellem toprem og hjørnesøjler	
10.3	Boltesamling mellem toprem og midtersøjler	
11	Fundamenter	75
11 .1	Punktfundamenter ved hjørnesøjler	
11.2	Punktfundamenter ved midtersøjler	
11.3	Samling mellem fundament og bundbjælker	
B1.1	STATISK PROJEKTREREDEGØRELSE	81

1 Bygværket

1.1 Bygningens art og anvendelse

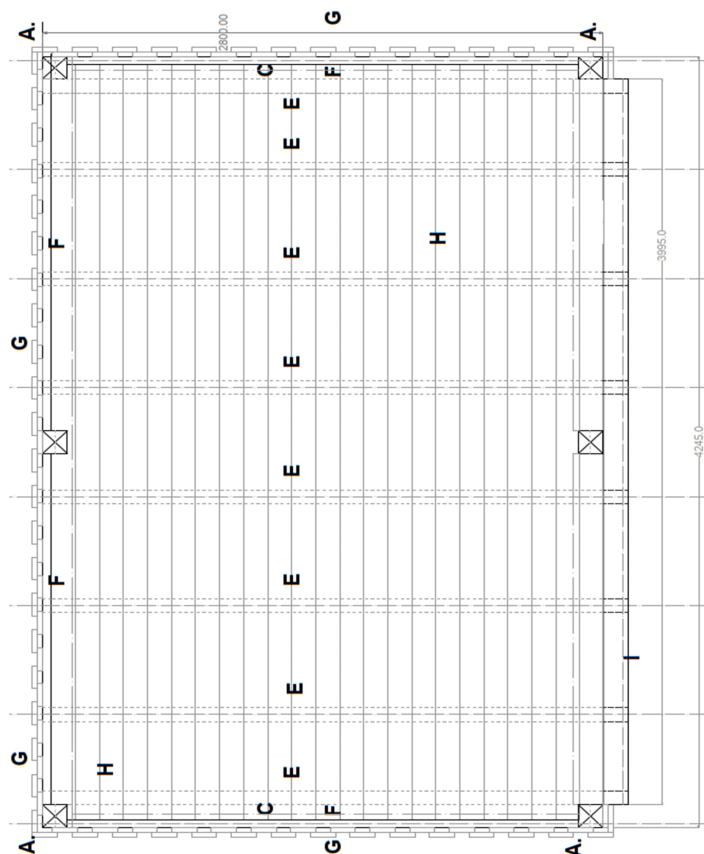
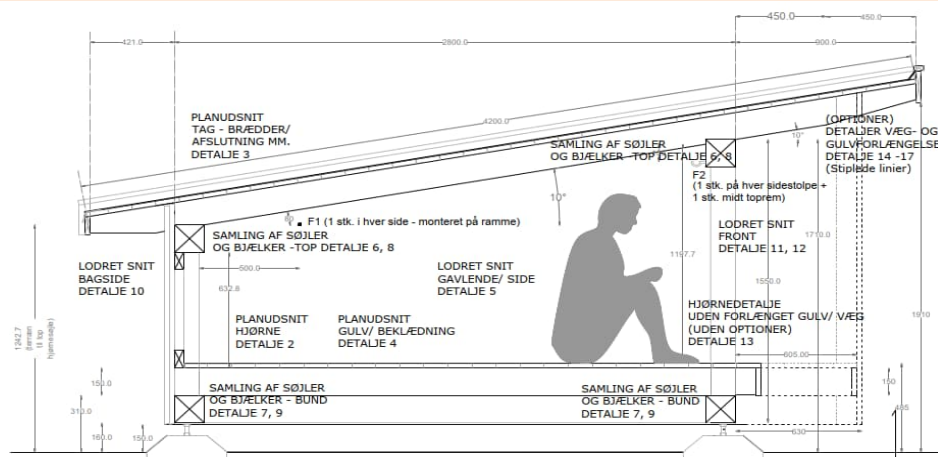
Projektet omfatter shelter, type 7,2 - Medium, på valgfri udvalgte steder i Danmark,, Placering udvalgt af Naturstyrelsen.

Shelter udføres i trækonstruktion med bærende bjælker og søjler. Taget er med ensidig hældning på 10 grader, og er bjælkespær med tagpapbræder og 2 lag tagpap. Shelter er lukket i gavle og bagside med 1 på 2 lodret træbeklædning. Frontsiden er helt åben. Gulv er høvlede gulvbrædder med fer og not. Fundamentet består af 6 støbte punktfundamenter, ført til bæredygtig jordlag i frostfri dybde, og med indstøbte stolpebeslag som forankring til bundbjælker.

Shelter har bebygget areal på mellem 12,5 m² og 14,6 m², afhængig af om den opføres med eller uden gulvforlængelser for lettere adgang for handicappede.

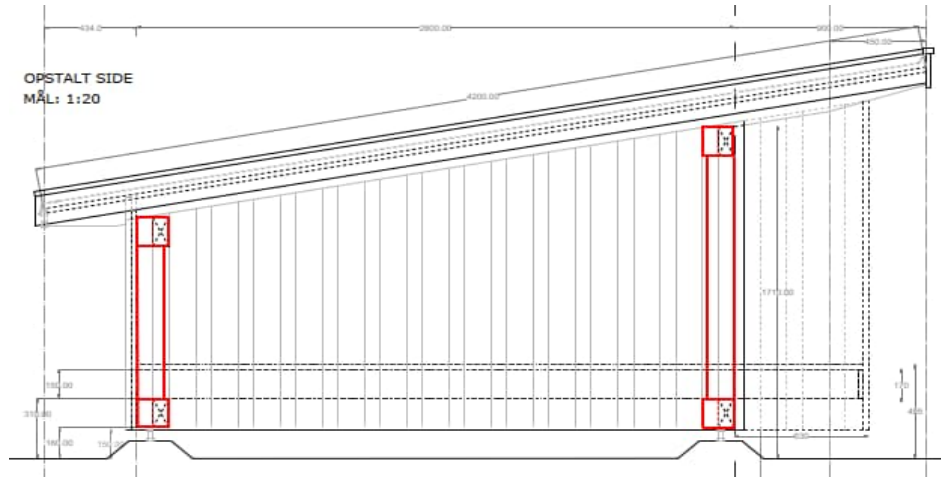
Shelter kan opføres på valgfri placering i Danmark, da statiske beregninger er baseret på opstilling ved max. vindlast, med højeste basisvindhastighed langs Vestkysten, og farligste retningsfaktor.

Shelter anvendes til ophold og overnatning.



1.2 Konstruktionens art og opbygning

Shelter er opbygget med to bærende rammer, én i front og én i bagside. Bærende rammer består af en bundbjælke, som understøttes af 3 punktfundamenter og bærer gulvbjælkerne, 2 hjørnesøjler, én midtersøjle, samt en topbjælke som bærer bjælkespær. Bærende træbjælker/søjler er boltet sammen rustfrie bolte, og bærende gulvbjælker og bjælkespær er monteret med rustfrie vinkelbeslag.



Tag:	Tagpap på træbrædder på bjælkespær med ensidig fald på 10 grader
Facader:	Bræddebeklædning - 1 på 2, lodret
Indvendige vægge:	Træskelet
Terrændæk:	Trægulv m. høvlede brædder m. fer og not
Fundamenter:	Punktfundamenter, direkte funderet

1.3 Konstruktionsafsnit

Bygningen er opdelt i følgende konstruktionsafsnit:

A2.1 Statiske beregninger, Bygværk

Indeholder statiske beregninger af byggeriet, herunder lodret og vandret lastnedføring.

A2.2 Statiske beregninger, Konstruktionsafsnit

Indeholder eftervisning af konstruktionsdele, samlinger og fundamenter.

1.4 Udførelse

Fundamenter udstøbes på stedet mod jord, og der indstøbes stolpebeslag.

Øvrig udførelse efter entreprenørens foretrukne rækkefølge og iht. leverandørspecifikke beskrivelser.

2 Grundlag

2.1 Reglementer, normer og standarder

Projekteringen skal udføres i henhold til BR18 kapitel 15, §340-357, med reference til gældende normer, eurocodes og nationale annekser. For projektet afvendes de gældende udgaver dateret til og med 01-09-2023. Nedenfor er oplistet eurocodes og normer, som er gældende for projektet. Af de listede dokumenter gælder også tilhørende tillæg, rettelsesblade som danske nationale udgaver efter angivne dato:

- Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
- Eurocode 1: Last
- Eurocode 2: Betonkonstruktioner
- Eurocodes 3: Stålkonstruktioner
- Eurocodes 5: Trækonstruktioner
- Eurocodes 7: Geoteknik

2.2 Konsekvensklasser og konstruktionsklasser

2.2.1 Konsekvensklasse

Bygningen henføres iht. DS/INF 1990:2021 inkl. tillæg 2022 til bygningsanvendelse Nr1, med spænd under 16 m og højde over terræn ≤ 12 m, og højde under terræn ≤ 6 m. Konstruktionen kan heraf klassificeres til middel konsekvensklasse (CC2).

2.2.2 Konstruktionsklasse

I henhold til BR18, kap. 489, pkt. 1, f) skal bygningen indplaceres i konstruktionsklasse 1 (KK1), da det er en simpel og traditionel konstruktion i middel konsekvensklasse (CC2), og som indgår i byggeri med et samlet etageareal på højest 150 m² i 1 etage med en spændvidde på højest 12 m. Byggeriet må højest være indrettet til 30 personer, hvor alle personer har mulighed for ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.

2.3 Sikkerhed

2.3.1 Geoteknisk kategori

Projektet henføres til geoteknisk kategori 2, der omfatter sædvanlige konstruktionstyper og funderinger uden usædvanlige eller særsomt vanskelige belastnings- eller jordbundsforhold.

2.3.2 Eksponeringsklasse

Se afsnit 5.2 Beton.

2.3.3 Udførelsesklasse

Hvis andet ikke er angivet i beskrivelser og tegninger, skal konstruktioner i konstruktionsklasse KK1 henvises til udførelsesklasse EXC1 jf. Tabel B5d af DS/EN 1990 DK NA:2021.

2.3.4 Særlige sikkerhedsmæssige krav

Af modtaget materiale er der ingen særlige sikkerhedsmæssige krav der skal overholdes. Særlige sikkerhedsmæssige krav kan dog forekomme af en geoteknisk rapport.

2.4 IKT-værktøjer

Repræsentationsformer, formater og versioner:

- StruSoft Dimension 2022
- Excel-regneark
- Evt. software udviklet af leverandører
- Finnwood 2.4
- SømDim ver. 1.4.0

Model baseret CAD:

AutoCAD 2023

Konstruktioner og detaljer udarbejdes som håndtegninger eller AutoCAD-filer. Fag-, fælles og fagspecifikke modeller er bygningsmodeller. Bygningsmodeller udføres, struktureres og detaljeres efter virksomhedens, projektets og almindeligt anerkendt modelleringspraksis.

Følgende platforme kan blive anvendt:

- Autodesk AutoCAD eller Revit
- PDF editor

2.5 Referencer

Anvendt faglitteratur:

- [1] Bygningsreglement BR18 inkl. Tillæg [1].
- [2] SBI-anvisning 271, 3. udgave: Dokumentation af bærende konstruktioner [2].
- [3] Teknisk Ståbi, 25. udgave [3].
- [4] SBI-anvisninger [4].
- [5] Leverandørkataloger [5].

3 Forundersøgelser

3.1 Grunden og lokale forhold

Projektet omfatter shelter type 7.2 - Medium på, valgfri udvalgte steder i Danmark,, Placering udvalgt af Naturstyrelsen.

Den aktuelle grund og placering kendes således ikke forud for de statiske beregninger.

Bygningen udføres med terrænkote $KT = 0$ m.

3.2 Geotekniske forhold

Der foreligger ingen geoteknisk rapport.

Se afsnit 5.1 for forudsatte styrkeparametre mv.

Styrkeparametre bør kontrolleres ved geoteknisk udgravningskontrol udført af geotekniker.

Geoteknisk udgravningskontrol foretages i øvrigt iht. DS/EN 1997.

3.3 Klima og miljøtekniske forhold

Der foreligger ingen geotekniske eller miljørapporter.

3.4 Eksisterende konstruktioner

Der forudsættes at der ingen eksisterende konstruktioner er, hvor shelter skal etableres.

3.5 Tilstødende eksisterende bygværker

Det forudsættes af der ingen tilstødende eksisterende bygværker findes nær shelter.

3.6 Tilstødende påtænkte bygværker

Ikke aktuelt.

4 Konstruktioner

4.1 Statisk virkemåde

4.1.1 *Det bærende hovedsystem*

Tagkonstruktionen består af bjælkespær som spænder mellem bærende ramme i front og i bagside. Gulvkonstruktionen består af gulvbjælker som spænder mellem bærende ramme i front og i bagside. De 2 bærende rammer, med top- og bundbjælker, samt hjørnesøjler og midtersøjler, understøttes på punktfundamenter som overfører laster til bæredygtige jordlag.

4.1.2 *De afstivende system*

Bygningen udføres med afstivende system, der består af stabiliserende skråstolper mellem hjørnesøjler, samt midtersøjler, og spændende mellem top- og bundbjælker. Skråstolper etableres enten via samlede lukkede rammer hvorpå facadebeklædningen er monteret, eller via tilpasset skråstolper før facadebeklædningen monteres. Vandrette laster på facade og tag fordeles gennem skivevirkning i tag- og gulvskive, til de stabiliserende konstruktionsdele. Lasten fra de stabiliserende rammer i gavle og bagside, føres til fundamenter via bundbjælker og indstøbet stolpesko. Punktfundamenter overfører lasterne til bæredygtige jordlag.

Skivelasten i tag og gulv flyttes til stabiliserende rammer ved brug af:

Høvlede tagpapbrædder i taget med fer og not.

Høvlede gulvbrædder i gulv med fer og not.

4.2 Anvendelseskrav

4.2.1 *Udbøjningskriterier*

Konstruktionerne dimensioneres i anvendelsesgrænsetilstanden for nedenstående generelle udbøjnings- og stivhedskriterier:

Trækonstruktioner

For simpelt understøttede og kontinuerte bjælker må nedbøjningen ikke overstige:

- $1/400$ af spændvidden ved påvirkning af egenlast
- $1/400$ af spændvidden ved påvirkning af snelast
- $1/250$ af spændvidden ved påvirkning af vindlast
- $1/400$ af spændvidden ved nyttelast på gulvet

For udkragede konstruktioner kan der generelt anvendes en spændvidde på det dobbelte af udkragningen ved beregning af værdierne.

4.2.2 *Komfortkriterier egenfrekvens*

Egenfrekvens af bygningen undersøges ikke.

4.3 **Funktionskrav**

Funktionskrav er generelt i henhold til normerne - se afsnit 2.1.

4.4 **Robusthed**

Da bygningen henføres til moderat konsekvensklasse, CC2, er der ikke krav om dokumentation af robusthed.

Under projekteringen tilstræbes det at udføre bygningen som en sammenhængende konstruktion for at sikre en vis robusthed. Der udarbejdes ikke egentlig dokumentation herfor.

4.5 **Levetid**

Kategorien for forventet levetid er kategori 4: Vejledende forventet levetid 50 år. (Kategori 4 i henhold til DS/EN 1990, kap. 2.3).

4.6 **Brand**

Shelter benyttes til overnatning, og personerne har kendskab til flugtvejene, og kan selv bringe sig i sikkerhed i tilfælde af brand. Der er udgang til det fri, da hele den ene side (front) er åben. Bygningen henføres til anvendelsesklasse 4.

Shelter henføres til risikoklasse 1, da der kun er 1 etage.

Shelter henføres til brandklasse 1, da der er tale om præ-accepterede løsninger i et simpelt og traditionelt byggeri.

Shelter har et areal på under 20 m², og er indrettet til højst 10 overnattende personer.

I henhold til BR18, kap. 5, bilag 16: Præ-accepterede løsninger for mindre bebyggelser i anvendelseskategori 1 og 4, er denne shelter omfattet.

4.7 **Udførelse**

Fundamenter støbes på stedet, gerne direkte mod jord. Dog skal synlig del af fundament over terræn støbes i forskalling. Indstøbning af søjlesko udføres i samme ombæring.

4.8 **Drift og vedligeholdelse**

Der er ingen specielle krav til drift og vedligeholdelse, ud over almindelig renholdelse, samt malerbehandling af træværk mod råd og svamp.

5 Konstruktionsmaterialer

5.1 Grund og jord

Bygningen henføres til geoteknisk kategori 2.

Der er ikke udført geoteknikse undersøgelser forud for disse statiske beregninger.

Nedenstående forudsætninger er gjort ud for en forsigtig betragtning af "normale funderingsforhold"

Alle fundamenter undersøges i brudgrænsetilstanden og i det seismiske dimensioneringstilfælde, hvis

denne findes relevant. Ved dimensionering af fundamenterne anvendes følgende rumvægte γ/γ' hhv.

over/under grundvandsspejl, den udrænedes forskydningsstyrke c_{uk} samt den effektive plane friktionsvinkel

$\phi_{pl,k}$.

Jordart	γ/γ'	c_{uk}	$\phi_{pl,k}$
Sand	17 / 7 kN/m ³		35 °
Ler	19 / 9 kN/m ³	50 kN/m ²	

Der udgraves til ovenstående værdier optræder, og mindst til frostfri dybde. Ved dyberegående afgravning erstattes det afgravede jord af en velkomprimeret sandpude.

Styrkeparametre bør kontrolleres ved geoteknisk udgravningskontrol udført af geotekniker.

Geoteknisk udgravningskontrol foretages i øvrigt iht. DS/EN 1997.

5.2 Beton

Miljøklasse og partialkoefficienter iht. EC2, del 1-1, nationalt annek. 3.

Betonstyrke iht. EC2, del 1-1, tabel 4.3N samt tabel 3.1.

5.2.1 Pladsstøbt betonkonstruktioner

Konstruktions- element	Styrke- klasse [MPa]	Miljø- klasse	Kontrol- klasse	Uarm. γ_c	Arm. γ_c	Uarm. f_{cd} [MPa]	Arm. f_{cd} [MPa]
Fundamenter	C25	Moderat	Normal	1,60	1,45	15,6	17,2
Renselag	C8	Passiv	Lav	1,60	-	5,0	-

5.2.2 Armering

Armering er styrkeklasse $f_{yk} \geq 550$ MPa, duktilitetsklasse B eller C.

Dæklag, forankringslængder, stød mv. iht. EC2, del 1-1.

Kontrolklasse		Normal ($\gamma_3 = 1,0$)
Armering	$\gamma_s = 1,20 \cdot \gamma_3$	1,2
Betons trykstyrke og E-modul i	$\gamma_c = 1,45 \cdot \gamma_3$	1,45
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	$\gamma_c = 1,60 \cdot \gamma_3$	1,6
Betons trækstyrke	$\gamma_c = 1,70 \cdot \gamma_3$	1,7

Slap armering skal være produceret og certificeret iht. kravene i DS/EN 10080 anneks ZA.

Evt. spændarmering skal være produceret og certificeret iht. kravene i DS/EN 10138-1 anneks ZA.

5.2.3 Dæklagskrav

Afhængig af hvilken miljøklasse konstruktionsdelen henregnes til, skal slap armering dækkes af et betonlag, hvis foreskrevne tykkelse skal være mindst som angivet i nedenstående skema:

Miljøklasse	Foreskrevne dæklag for slap armering
Moderat	20 mm + 10 mm tolerancetillæg
Passiv	10 mm + 10 mm tolerancetillæg

5.3 Stål

Partialkoefficienter iht. EC3, del 1-1, nationalt anneks.

Konstruktionselement	Stål- kval.	Kontrol- klasse	Partialkoefficienter		
			Brud, elastisk γ_{M0}	Brud, plastisk γ_{M1}	Brud, træk γ_{M2}
Øvrige profiler	S235, S355	Normal	1,10	1,20	1,35

Regningsmæssige styrker afhænger af materialetykkelsen.

Værdier aflæses i EC3, del 1-1, tabel 3.1 og anføres, hvor de anvendes.

Ved stålkonstruktioner henført til normal kontrolklasse skal der anvendes følgende partialkoefficienter:

$\gamma_{m0} = 1,10$	Tværsnit - bruttotværsnit
$\gamma_{m1} = 1,20$	Elementers stabilitet
$\gamma_{m2} = 1,35$	Tværsnit – nettotværsnit gennem huller

5.3.1 Stålsamlinger

Bolte:

Materialer: Styrke-/boltklasse 8.8
Dornsamlinger: Kategori A med normalhuller
Friktionssamlinger: Kategori C med klasse B overflader og kontrolleret tilspænding
Trækpåvirkede boltesamlinger: Ikke-forspændte træksamlinger, kategori D

Ved samlinger henført til normal kontrolklasse, skal der anvendes følgende partialkoefficienter:

γ_{M2} 1,35 Overklipping, hulrand, træk, gennemlokning
 γ_{M3} 1,35 Friktionssamlinger i brudgrænsetilstand
 $\gamma_{M3,ser}$ 1,2 Friktionssamlinger i anvendelsesgrænsetilstand

5.4 Træ

Der anvendes konstruktionstræ med styrker klassificeret i henhold til EN 338.

Konstruktionselement	Materiale-kontrol	Partialkoefficienter		
		Brud, elastisk γ_{M0}	Brud, plastisk γ_{M1}	Brud, træk γ_{M2}
Konstruktioner (udført på pladsen eller eget værksted)	Normal	1,30	1,35	1,50

Anvendelsesklasse fastsættes på den sikre side til Anvendelsesklasse 3.

Det vurderes dog at samlinger mellem spær, bjælker og søjler, under den ventilerede tagkonstruktion, vil kunne henføres til Anvendelsesklasse 2.

Valget vil fremgå af de statiske beregninger for hver enkelt samling.

6 Last

6.1 Lastkombinationer

Bygningen eftervises efter grænsetilstandsprojektering iht. DS/EN 1990:2007.

De lastkombinationer, der anvendes, er i henhold til tabel A1.2(B+C) Regningsmæssige lastværdier (STR/GEO) (sæt B og C) i EN 1990 DK NA:2019.

Bygningen eftervises ved vandret last for følgende kombinationer:

For vandret last på tværs af bygningen, brudgrænsetilstand med vindlast/masselast + imperfektionslast.

For vandret last på langs af bygningen, brudgrænsetilstand med vindlast/masselast + imperfektionslast.

Kombinationsfaktorer for variable laster for bygninger er nævnt i tabel A1.1 i EN 1990 DK NA:2021.

Tabellen er gengivet nedenstående.

Tabel A1.1 DK NA ψ -faktorer for bygninger

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelast i bygninger, se DS/EN 1991-1-1			
Kategori A: arealer til boligformål	0,5	0,3	0,2
Kategori B: kontorarealer	0,6	0,4	0,2
Kategori C: større forsamlingsarealer	0,6	0,6	0,5
Kategori D: butiksarealer	0,6	0,6	0,5
Kategori E: erhverv og lagerarealer	0,8	0,8	0,7
Kategori F: trafikarealer, bruttovægt ≤ 30 kN	0,6	0,6	0,5
Kategori G: trafikarealer, $30 \text{ kN} < \text{bruttovægt} \leq 160$ kN	0,6	0,4	0,2
Kategori H: tage	0	0	0
Snelast			
Ved kombination med dominerende nyttelast kategori E eller med dominerende temperaturlast	0,6	0,2	0
Ved kombination med dominerende vindlast	0	0	0
ellers	0,3	0,2	0
Vindlast			
Ved kombination med dominerende nyttelast kategori E	0,6	0,2	0
ellers	0,3	0,2	0
Temperaturlast	0,6	0,5	0

6.2 Lasttilfælde

Spær, søjler og bjælker beregnes efter lastkombinationerne*:

STR 6.10b - Dominerende sne

STR 6.10b - Dominerende vind

STR 6.10b - Dominerende nyttelast

STR 6.10a - Dominerende egenlast

Ved undersøgelse af dominerende last, medtages øvrige variable laster.

* Det tillades at evt. lasttilfælde udelades ved eftervisning, såfremt det vurderes irrelevant for den enkelte konstruktionsdel.

6.3 Permanent last (G)

Permanente laster er laster som forventes at virke i hele bygningens levetid og hvis størrelsesvariation i tid er lille.

Permanente laster skal klassificeres ved en øvre eller nedre værdi hvis deres variation ikke kan betragtes som lille. Dette vil normalt ikke være aktuelt for bygningskonstruktioner.

Permanente laster skal karakteriseres ved deres rumlige variation som enten bunden eller fri.

Let tag, bjælkespær:

Let tag, bjælkespær:					[B]unden/[F]ri:			
Tagpap, 2 lag					B	g =	0,10 kN/m ²	
Tagpapbrædder (overdækket uopvarmet)					25 mm	B	g =	0,13 kN/m ²
Bjælkespær					45 x 145 pr. 600 mm	B	g =	0,05 kN/m ²
Taghældning 10 °					Last projekteret vandret		g _{proj.} =	0,28 kN/m ²
I alt							g _{sum} =	0,28 kN/m ²
					g _{bunden} = 0,28 kN/m ²		g _{fri} =	0,00 kN/m ²

Ydervæg, træskelet:

<u>Ydervæg, træskelet:</u>						<u>[B]unden/[F]ri:</u>		
1 på 2, lodret	25	x	125	pr.	100 mm	B	g =	0,14 kN/m ²
I alt							g _{sum} =	0,14 kN/m ²
							g _{bunden} =	0,14 kN/m ²
							g _{fri} =	0,00 kN/m ²

Trægulv:

<u>Trægulv:</u>						<u>[B]unden/[F]ri:</u>		
Høvlede gulvbrædder m. fer og not				25	mm	B	g =	0,13 kN/m ²
Gulvbjælker	75	x	150 pr.	600	mm	B	g =	0,09 kN/m ²
I alt							g _{sum} =	0,22 kN/m ²
							g _{bunden} =	0,22 kN/m ²
							g _{fri} =	0,00 kN/m ²

6.4 Nyttelast (N)

Nyttelast er variable laster og sættes aktuelt til, jf. det nationale anneks til EC1, del 1-1:

Kategori A – bolig	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A1 bolig og interne adgangsveje (sikre side)	1,50	2,00
H Tage	0,00	1,50

Nyttelaster er frie laster, dvs. de kan virke over hele arealet, en del af den eller slet ikke.

Det er valgt at sætte nyttelasten på gulvet i shelter til samme last som i en bolig.

Det vurderes at være på den sikre side, men bidrager til sikre en robust konstruktion.

Punktlast på taget placeres hvor det anses for at være dimensionsgivende for de enkelte dele.

6.5 Naturlaster

Naturlaster fastlægges på de efterfølgende sider.

6.5.1 Snelast (S)

Almindeligt lastarrangement uden lægiver og nedskridning:

Karakteristisk terrænværdi for snelast	$s_{0k} =$	1,00 kN/m ²
Topografi		Normal
Faktor for indregning af topografi	$C_{top} =$	1,00
Største bygningshøjde	$h =$	2,04 m
Største vandrette bygningsdimension	$L_1 =$	4,35 m
Mindste vandrette bygningsdimension	$L_2 =$	4,20 m
Faktor for indregning af bygningsstørrelse	$C_s =$	1,00
Eksponeringsfaktor	$C_e = C_{top} \times C_s =$	1,00
Termisk faktor	$C_t =$	1,00
Taghældning i den ene side	$a_1 =$	10 grader
Taghældning i den anden side	$a_2 =$	10 grader
Formfaktor for den ene side	$m_1(a_1) =$	0,80
Formfaktor for den anden side	$m_1(a_2) =$	0,80
Karakteristisk snelast i den ene side	$s_{k1} = s_{0k} \times C_e \times C_t \times m_1(a_1) =$	0,80 kN/m ²
Karakteristisk snelast i den ene side	$s_{k2} = s_{0k} \times C_e \times C_t \times m_1(a_2) =$	0,80 kN/m ²

Er det aktuelt at undersøge det ekstra lastarrangement for østenvind?

Nej

6.5.2 Vindlast (V)

Der regnes med at shelter kan placeres vilkårlige steder i Danmark.

Det betyder at basisvindhastigheden fastsættes til største værdi, som er tæt på Vesterhavet.

Vindretningen regnes som den største værdi med vind fra vest, men shelter kan drejes så vinden, kommer ind i front, på bagside eller på en af gavlene.

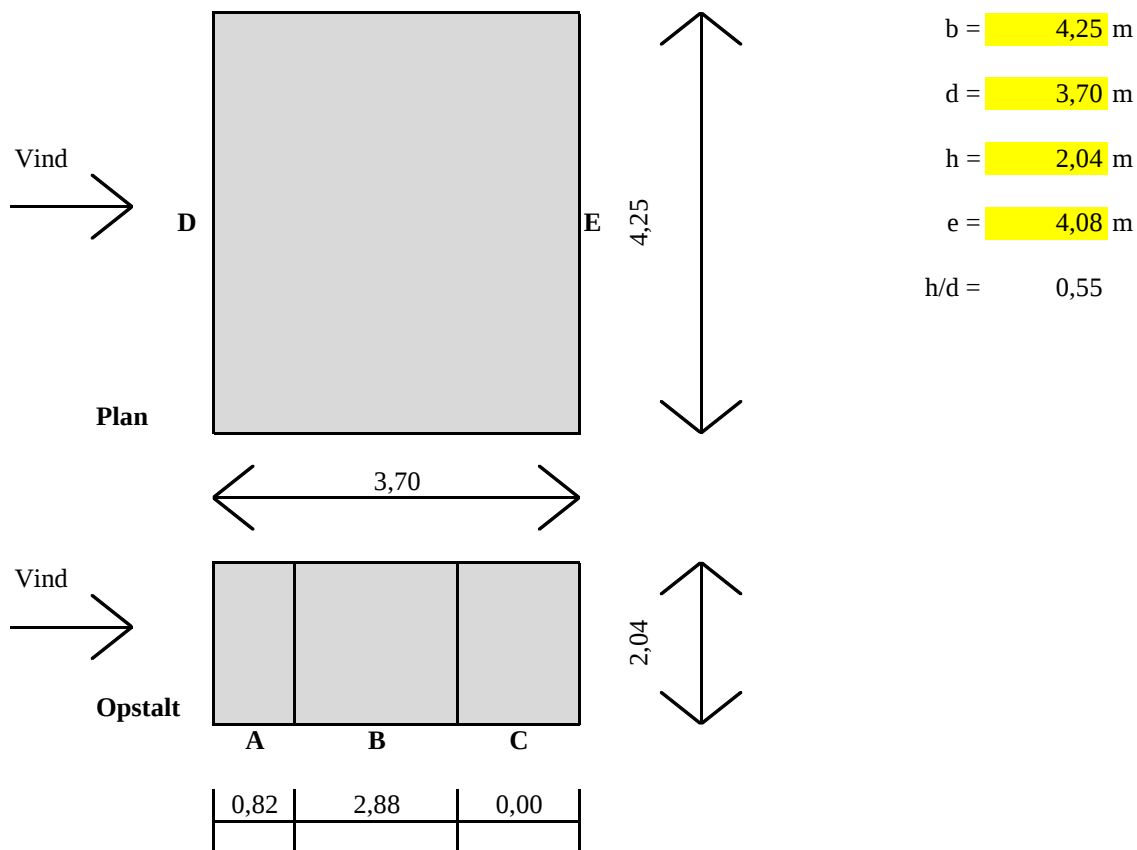
Første kolonne af vindretning, er til en special retning som evt. har betydning for dominerende vind. Øvrige vindretninger er generel fastsættelse for vind på bygningen.

Basisvindhastighedens grundværdi	$v_{0,b} =$	27 m/s				
Vindretning (vinkelret mod facade)		V	V	N	Ø	S
Retningsfaktorens kvadrat	$c_{dir}^2 =$	1	1	0,8	0,8	0,8
Basisvindhastighed	$v_b =$	27,0	27,0	24,1	24,1	24,1 m/s
Basishastighedstryk	$q_b =$	0,456	0,456	0,365	0,365	0,365 kN/m ²
Terrænkote		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Kote til højeste pkt. på bygning		2,04	2,04	2,04	2,04	2,04
Konstruktionens højde over terræn	$z =$	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04 m
Terrænkategori		I	I	I	I	I
Terrænfaktor	$k_r =$	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
Ruhedslængde	$z_0 =$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01 m
Min. højde	$z_{min} =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00 m
Regningsmæssig højde	$z_d =$	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04 m
Ruhedsfaktor	$c_r(z) =$	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Skråning i luv side: Højde	$H =$	0	0	0	0	0 m
Længde	$L =$	0	0	0	0	0 m
Orografifaktor	$c_t =$	1	1	1	1	1
10 min. middelhastighedstryk	$q_m =$	0,371	0,371	0,297	0,297	0,297 kN/m ²
Turbolensintensiteten	$I_n =$	0,188	0,188	0,188	0,188	0,188
Peakhastighedstryk	$q_p(z) =$	0,860	0,860	0,688	0,688	0,688 kN/m ²

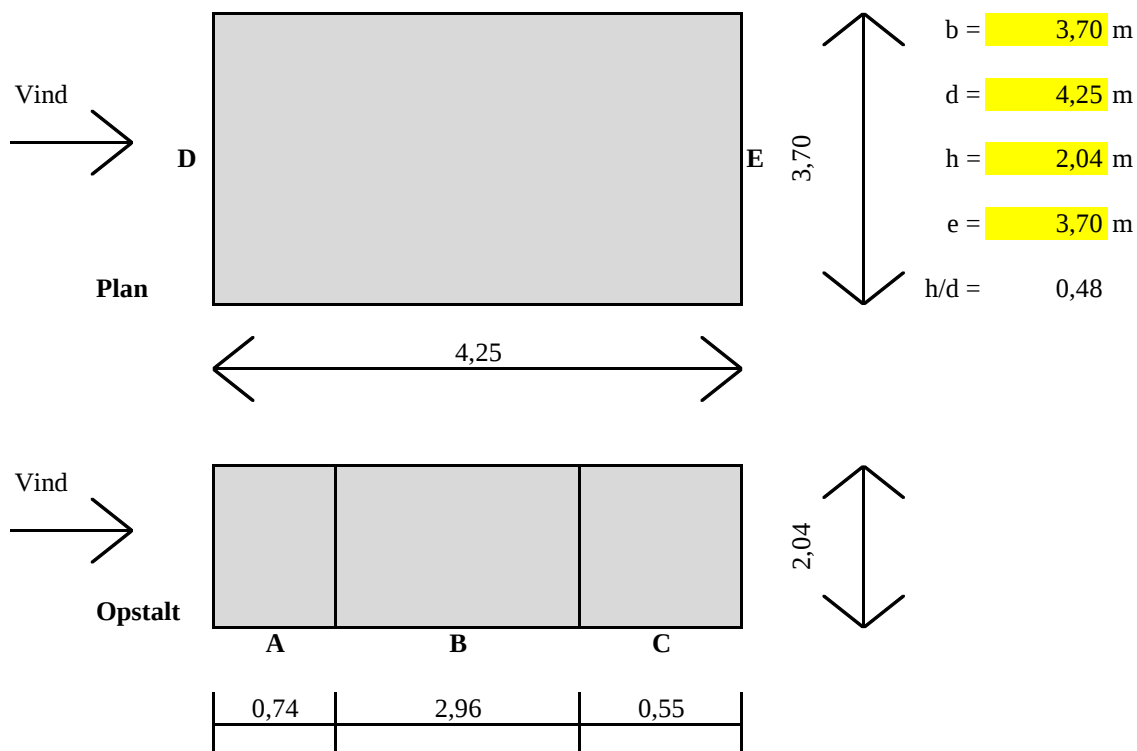
Generelt anvendes den maksimale vindretning. Dog kan der være specielle tilfælde for den retningsbestemte vind anvendes.

Vindlast på ydersiden af ydervægge:

Vind på facader:



Vind på gavle:



Faktor for manglende korrelation - vind på facade $r = 0,85$
Faktor for manglende korrelation - vind på gavl $r = 0,85$

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
0,55	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50	-0,50	0,74	1,00	-0,38	-0,38
0,48	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50	-0,50	0,73	1,00	-0,36	-0,36

Der regnes på den sikre side med maksimumværdien af peakhastighedstrykket uanset vindretningen.
Lasterne er karakteristiske og angivet i kN/m² og er uden korrelationsfaktor.

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$W_{pe,10}$	$W_{pe,1}$	$W_{pe,10}$	$W_{pe,1}$	$W_{pe,10}$	$W_{pe,1}$	$W_{pe,10}$	$W_{pe,1}$	$W_{pe,10}$	$W_{pe,1}$
0,55	-1,03	-1,20	-0,69	-0,95	-0,43	-0,43	0,64	0,86	-0,33	-0,33
0,48	-1,03	-1,20	-0,69	-0,95	-0,43	-0,43	0,63	0,86	-0,31	-0,31

Indvendig vindlast:

Indvendig vindlast afhænger af størrelsen og fordelingen af åbninger i bygningens ydervægge.
Da shelter er åben i hele fronten, skal denne flade regnes at være dominerende, da arealet af åbningen er mindst 2 gange arealet af åbningerne i de øvrige flader.

Areal af åbningen i den dominerende flade: $4,40 \times 1,10 \text{ m} = 4,84 \text{ m}^2$

Areal af åbninger i øvrige flader (sprækker og huller ved 1 på 2 beklædning): $(0,025 \times 0,075) \times 2 \times (22 + 12 + 12) = 0,17 \text{ m}^2$

Arealforhold: $3 \times 0,17 = 0,51 \text{ m}^2 < 2,42 \text{ m}^2$

Åbningen er også mindst 3 gange arealet af åbningerne i øvrige flader.

Derfor skal indvendig vindtryk sættes til en brøkdel af det udvendige vindtryk på den dominerende flades åbninger.

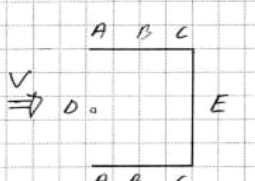
Svarende til $C_{pi} = 0,90 \times C_{pe}$

C_{pe} er værdien af formfaktoren for det udvendige vindtryk på den dominerende flade.

For udvendig vindtryk på den dominerende flade anvendes den arealvægtede gennemsnitsværdi af C_{pe}

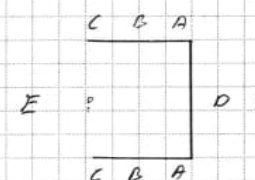
Form faktorer for indv. vindlast:

Ved vind på åben facade (front):



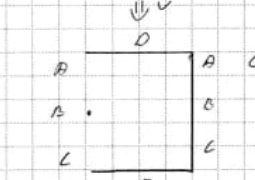
$$C_{pi} = 0,64 \cdot 0,9 = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

Ved vind på lukket facade (lav bagside):



$$C_{pi} = -0,33 \cdot 0,9 = -0,30 \text{ kN/m}^2$$

Ved vind på gavl:



$$C_{pi} = 0,9 \cdot \frac{(-1,03 \cdot 0,74 - 0,69 \cdot 2,96 - 0,43 \cdot 0,55)}{4,25} = -0,64 \text{ kN/m}^2$$

Vandret resulterende vindlast for bygningsstabilitet:
Faktor for manglende korrelation = 0,85

Største facadeareal er vind på gavl: $\text{Areal} = (1,20 + 1,80) / 2 * 3,45 = 5,18 \text{ m}^2$

Karakteristisk vindlast = $(D-E) * 0,85 = (0,63 + 0,31) * 0,85 = \underline{0,80 \text{ kN/m}^2}$

Samlet regningsmæssige væltende vindlast: $5,18 * 0,80 * 1,5 = \underline{6,22 \text{ kN}}$

Facadeareal for vind på facade: $\text{Areal} = 1,80 * 4,25 = 7,65 \text{ m}^2$

Karakteristisk vindlast = $(D-E) * 0,85 = (0,64 + 0,33) * 0,85 = \underline{0,82 \text{ kN/m}^2}$

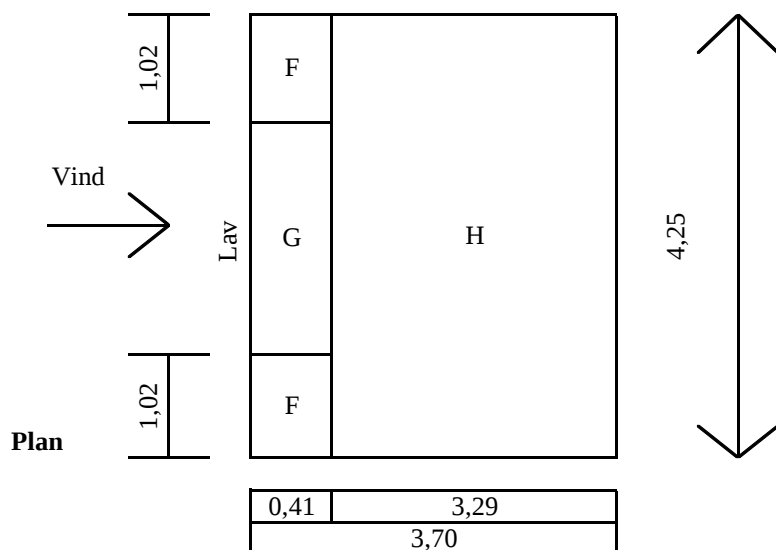
Samlet regningsmæssige væltende vindlast: $7,65 * 0,82 * 1,5 = \underline{9,41 \text{ kN}}$

Vindlast på ydersiden af tag (pulttag):

Taghældning på tag

Vind på lav facade (0 grader):

a = 10 grader



b = 4,25 m

d = 3,70 m

høj facade: h = 2,04 m

e = 4,08 m

e/4 = 1,02 m

e/10 = 0,41 m

Zone	F		G		H	
a	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
10	-1,30	-2,25	-1,00	-1,75	-0,45	-0,75

Positive værdier

Negative værdier

Der regnes på den sikre side med maksimumværdien af peakhastighedsstrykket uanset vindretningen.

Hermed fås de endelige udvendige vindlaster. Lasterne er karakteristiske og angivet i kN/m².

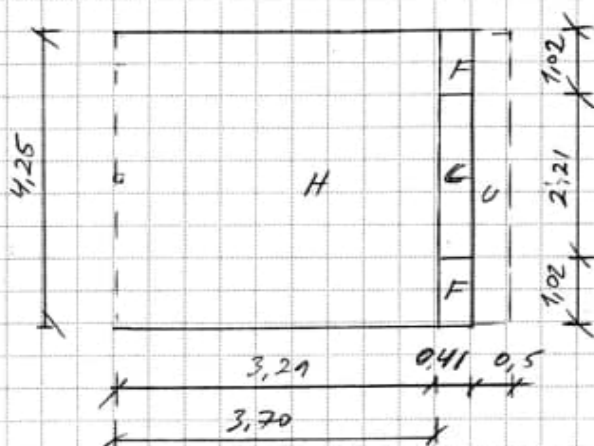
Zone	F		G		H	
a	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$
10	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
10	-1,12	-1,94	-0,86	-1,51	-0,39	-0,65

Positive værdier

Negative værdier

Lav facade (lukket side)

Samlet vindlast på taget fra yderside og inderside



U = udhæng, lav side

Indv. undertryk = 0,30 kN/m²

Der vælges et gennemsnit for zone F og G

$$\text{Max, sug: F og G} = \frac{(-1,12 \cdot 2 \cdot 1,02) - (-0,86 \cdot 2,21)}{4,25} + 0,30 = \underline{\underline{-0,68 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max, tryk: F og G} = -0,09 + 0,30 = \underline{\underline{0,21 \text{ kN/m}^2}}$$

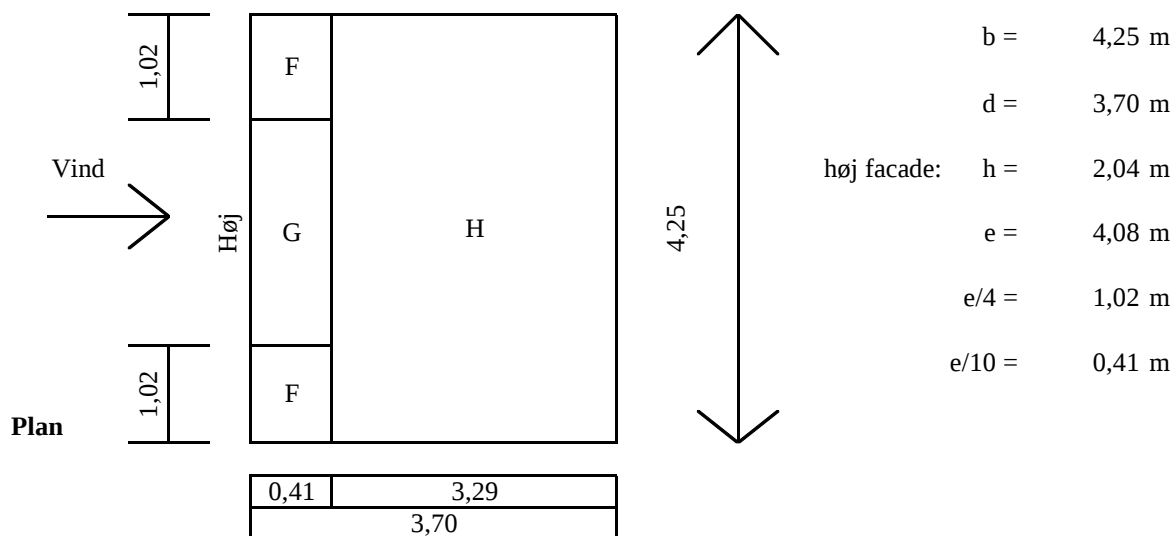
$$\text{Max sug: H} = -0,39 + 0,30 = \underline{\underline{-0,09 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max tryk: H} = 0,09 + 0,30 = \underline{\underline{0,39 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max sug U} = \frac{(-1,12 \cdot 2 \cdot 1,02) - (0,86 \cdot 2,21)}{4,25} - 0,74 = \underline{\underline{-1,72 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max tryk U} = 0,09 - 0,74 = \underline{\underline{-0,65 \text{ kN/m}^2}}$$

Vind på høj facade (180 grader):



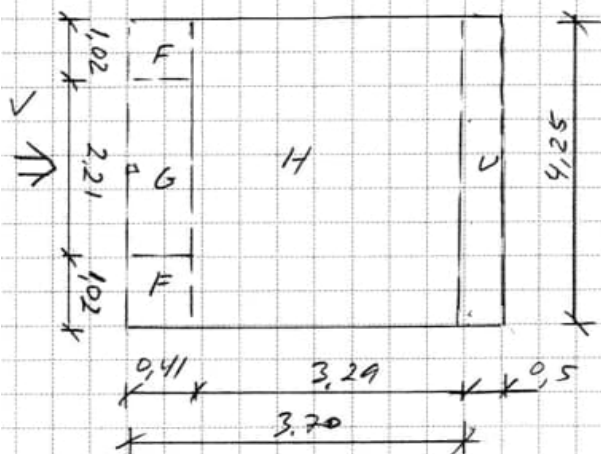
Zone	F		G		H	
a	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
10	-2,40	-2,65	-1,30	-2,00	-0,85	-1,20

Der regnes på den sikre side med maksimumværdien af peakhastighedstrykket uanset vindretningen. Hermed fås de endelige udvendige vindlaster. Lasterne er karakteristiske og angivet i kN/m².

Zone	F		G		H	
a	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$
10	-2,06	-2,28	-1,12	-1,72	-0,73	-1,03

Høj facade (åben side)

Samlet vindlast på taget fra yderside og inderside



U = udhang i lave side

indr. overtryk = $0,58 \text{ kN/m}^2$

Der vælges et gennemsnitsværdi for zone F og G

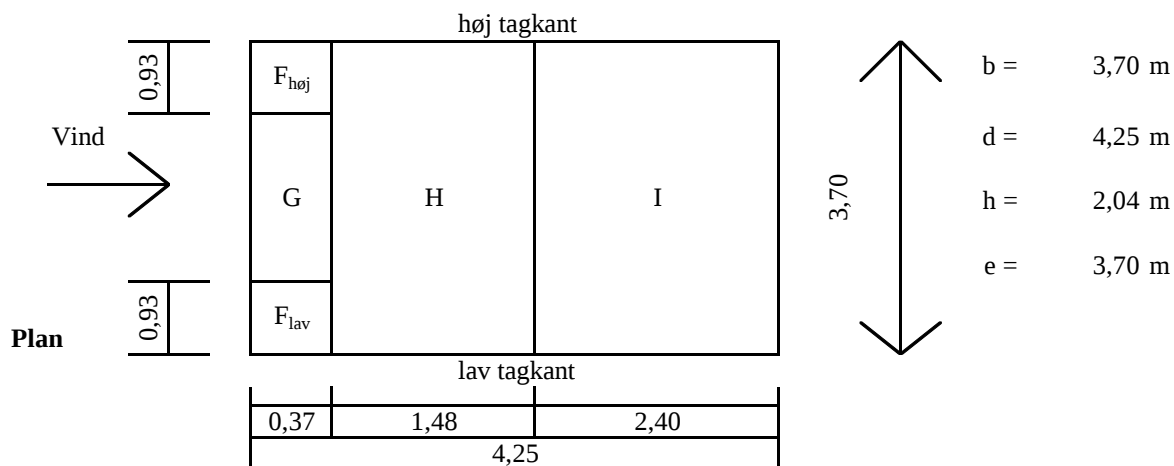
$$\text{Max sug: } F \text{ og } G = \frac{(2,06 \cdot 2 \cdot 1,02) + (-1,12 \cdot 2,21)}{4,25} - 0,58 = \underline{\underline{-2,15 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max sug: } H = -0,73 - 0,58 = \underline{\underline{-1,31 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max sug: } V = -0,73 + 0,33 = \underline{\underline{-0,40 \text{ kN/m}^2}}$$

(sug i zone E) ↗

Vind på gavle (90 grader):



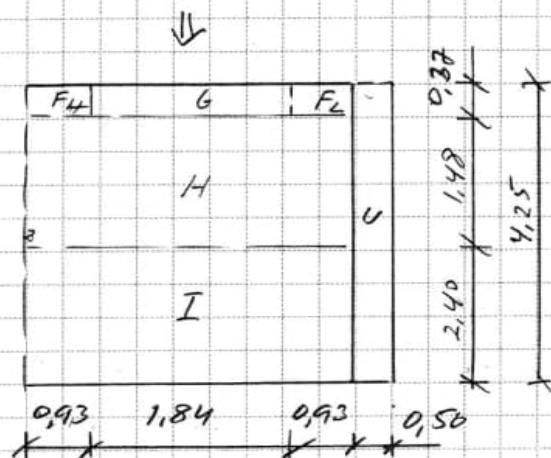
Zone	$F_{høj}$		F_{lav}		G		H		I	
a	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
10	-2,25	-2,75	-1,85	-2,40	-1,85	-2,25	-0,70	-1,20	-0,60	-0,85

Der regnes på den sikre side med maksimumværdien af peakhastighedstrykket uanset vindretningen.
Hermed fås de endelige udvendige vindlaster. Lasterne er karakteristiske og angivet i kN/m².

Zone	$F_{høj}$		F_{lav}		G		H		I	
a	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$	$w_{pe,10}$	$w_{pe,1}$
10	-1,94	-2,37	-1,59	-2,06	-1,59	-1,94	-0,60	-1,03	-0,52	-0,73

Gavl (lukket side)

Samlet vindlast på taget fra yderside og inderside



$U =$ udhæng, lave side

indu. undertryk = $0,64 \text{ kN/m}^2$

Der vælges et gennemsnit af zonerne F_H , F_L og G

$$\text{Max sug, F og G: } \frac{(-1,44 \cdot 0,93 - 1,59 \cdot 0,93 - 1,54 \cdot 1,84)}{3,70} + 0,64 = \underline{\underline{-1,04 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max tryk H: } -0,60 + 0,64 = \underline{\underline{0,04 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max tryk I: } -0,52 + 0,64 = \underline{\underline{0,12 \text{ kN/m}^2}}$$

$$\text{Max sug U: } \frac{(1,03 \cdot 0,74) + (0,69 \cdot 2,46) + (0,43 \cdot 0,55)}{4,25} - 0,60 = \underline{\underline{-1,14 \text{ kN/m}^2}}$$

6.5.3 Jord- og vandtryk

Grundvandspejl er forudsat under fundamentsunderkant.

6.6 Geometriske imperfektioner

Virkningen fra geometriske imperfektioner er for betonkonstruktioner angivet i DS/EN 1992-1-1 kap. 5.2, for stålkonstruktioner angivet i DS/EN 1993-1-1 kap. 5.3 og for murværkskonstruktioner angivet i DS/EN 1996-1-1 Kap 5.3.

For trækonstruktioner regnes på den sikre side efter EC6. kap 5.3

$$\nu = 0,0070$$

	ID	kN/m ²	Areal m ²		
Let tag, bjælkespær:	g3	0,28	15,7	G =	4,46 kN
Snelast	s1	0,80	15,7	S =	18,87 kN
Vindlast, lav side, H max tryk	vt4	0,39	15,7	Vt =	9,20 kN
Samlet last til tag				G =	32,53 kN

Ovenstående laster er regningsmæssige laster med 1,5 på alle, ud over egenlast.

$$\text{Impertektionslast, topskive - } F_{\text{imp,tag}} = 0,23 \text{ kN}$$

6.7 Ulykkeslaster

6.7.1 Brandlaster

I henhold til BR18, vejledning til kapitel 5, Bilag 16 - Præ-accepterede løsninger for mindre bebyggelser i anvendelsesklasse 1 og 4, pkt. 3, er der ikke krav til de bærende konstruktioners brandmodstandsevne i bebyggelse omfattet af bilaget. Shelter er omfattet af bilaget.

6.7.2 Påkørsel

Konstruktionsdele regnes ikke for påkørselslaster.

6.8 Seismisk last

Den regningsmæssige værdi af den seismiske last fastlægges på grundlag af DS/EN 1998-1 DK NA:2020:

$$F_{\text{seis}} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) \frac{a_{\text{seis}}}{g}$$

Konstruktionen undersøges kun for seismisk last med den tilhørende lodrette last og skal ikke kombineres med vandret vindlast. Lasten påføres tagskiven, hvor bygningens dæk antages stive i deres eget plan.

Forskydningsaccelerationen a_{seis} bestemmes ved følgende udtryk:

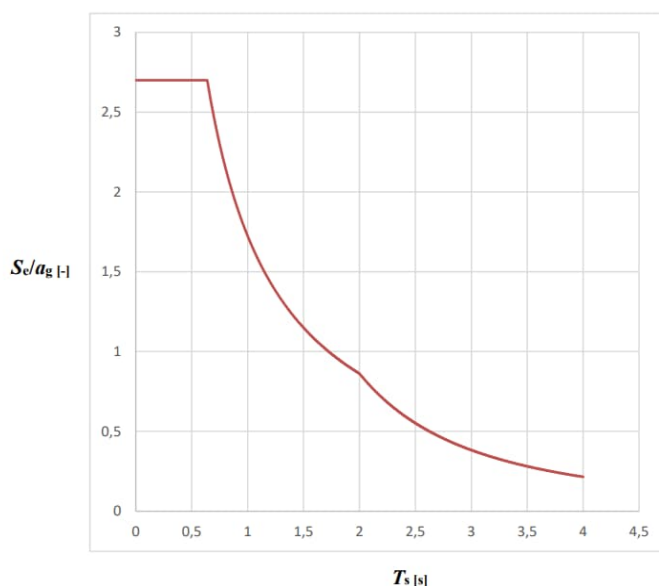
$$a_{\text{seis}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{q} k \left[\frac{S_e}{a_g} \right] a_g \gamma_I \\ 1,5\% \text{ af } g \end{array} \right.$$

Jf. NOTE 1 kan bygninger i seismisk klasse II (CC2), med $q = 1,5$ og $a_g \leq 0,16 \text{ m/s}^2$ sætte a_{seis} til 1,5% af g .

Konstruktionens duktilitetsfaktor $q = 1,5$

Virkningen af den vandret seismiske last ikke er konstant langs bygningshøjden, $K = 0,5$
[S_e/a_g] slås op på figur D.1 DK NA.

T_s bestemmes for fleretages betonbygninger som $T_s = h/60$ $T_s = 0,03 \text{ s}$



$$[S_e/a_g] = 2,7$$

γ_I Sættes for CC2 bygninger til 1,0

$a_g = 0,16 \text{ m/s}^2$ for lokationer i størstedelen af landet.

Forskydningsaccelerationen

$$a_{\text{seis}} = 0,147 \text{ m/s}^2$$

Let tag, bjælkespær:

Ydervæg, træskelet:

Trægulv:

Samlet last til gulvskive

ID	kN/m^2	Areal m^2
g3	0,28	15,7
g21	0,14	22,6
g22	0,22	15,7

$$G = 4,46 \text{ kN}$$

$$G = 3,18 \text{ kN}$$

$$G = 3,44 \text{ kN}$$

$$G = 7,77 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Seismisk last, gulvskive - } a_{\text{seis}}/g = & 1,50\% \\ & F_{\text{seis,gulv}} = \underline{\quad 0,12 \text{ kN} \quad} \\ \text{Seismisk last inkl imperfektion, gulvskive - } a_{\text{seis}}/g = & F_{\text{seis,gulv}} = \underline{\quad 0,34 \text{ kN} \quad} \end{array}$$

Beregningen er overslag, men retsvisende for seismiske last på shelter. Vandret lastnedføring suppleres imperfektionslasten.

Da størrelsen på seismisk last inkl. imperfektionslast er meget lille, og betydelig mindre end vandret vindlast vil denne last ikke blive dimensiongivende for shelter.

6.9 Midlertidige laster

Der regnes ikke med midlertidige laster.

A2.1 STATISKE BEREGNINGER - BYGVÆRK



7 Lodret lastnedføring

7.1 Laster

Oplistet er egen-, nytte- og naturlaster til lastnedføring. Hver last har fået et specielt ID, som anvendes til lastnedføringen.

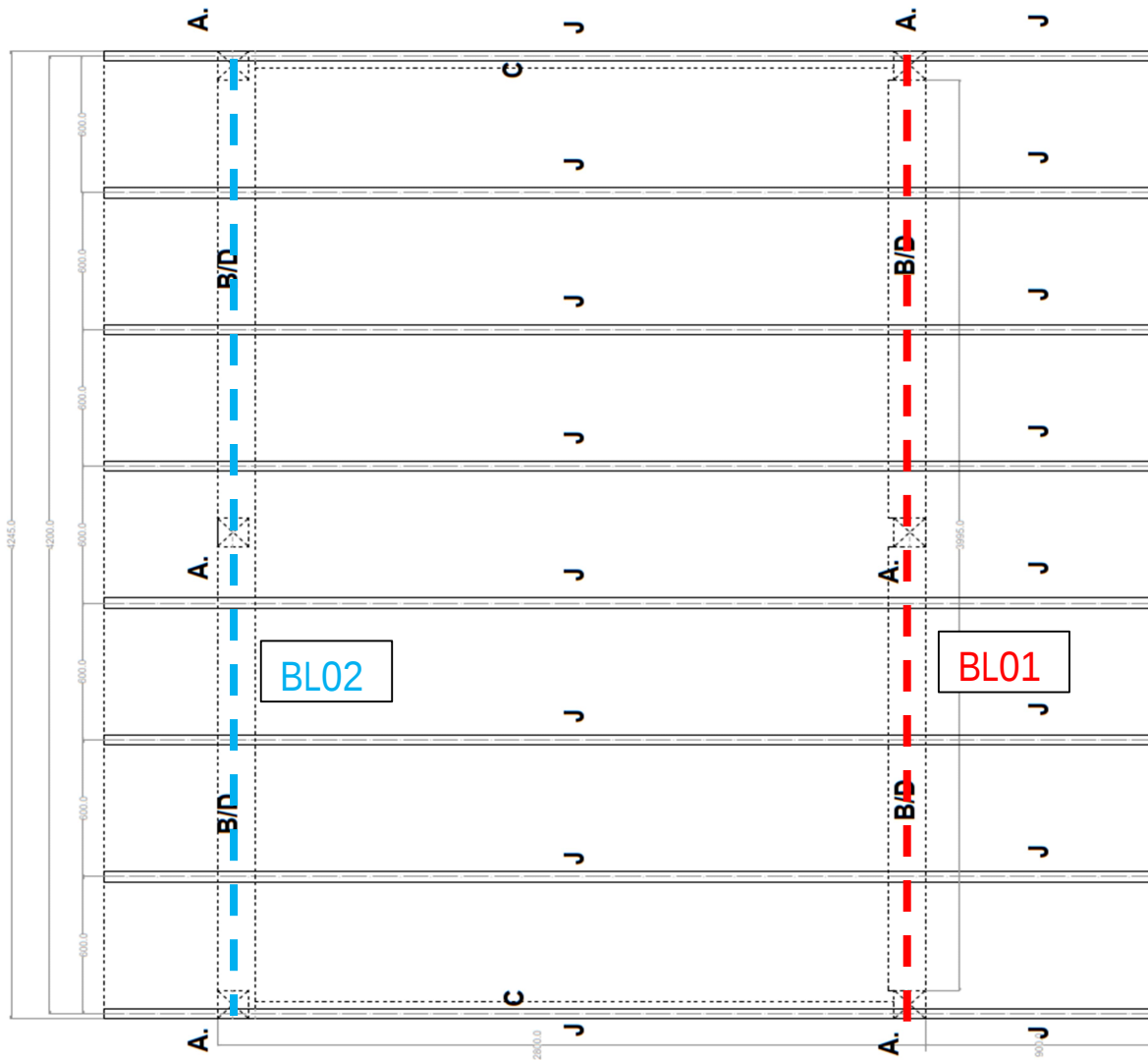
Beskrivelse	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ID	Laststr.
<i>Egenlast</i>					
Let tag, bjælkespær:	0,90	1,0	1,0	g3 =	0,28 kN/m ²
Ydervæg, træskelet:	0,90	1,0	1,0	g21 =	0,14 kN/m ²
Trægulv:	0,90	1,0	1,0	g22 =	0,22 kN/m ²
<i>Snelast</i>					
Snelast	0,3	0,2	0	s1 =	0,80 kN/m ²
<i>Vindlast*</i>					
Vindlast, lav side, F/G max sug	0,3	0,2	0	vs1 =	-0,68 kN/m ²
Vindlast, lav side, F/G max tryk	0,3	0,2	0	vt2 =	0,21 kN/m ²
Vindlast, lav side, H max sug	0,3	0,2	0	vs3 =	-0,09 kN/m ²
Vindlast, lav side, H max tryk	0,3	0,2	0	vt4 =	0,39 kN/m ²
Vindlast, lav side, udhæng	0,3	0,2	0	vs5 =	-1,72 kN/m ²
Vindlast, høj side, F/G max sug	0,3	0,2	0	vs6 =	-2,15 kN/m ²
Vindlast, høj side, H max sug	0,3	0,2	0	vs7 =	-1,31 kN/m ²
Vindlast, høj side, udhæng	0,3	0,2	0	vs8 =	-0,40 kN/m ²
Vindlast, gavl, F/G max sug	0,3	0,2	0	vs9 =	-1,04 kN/m ²
Vindlast, gavl, H max tryk	0,3	0,2	0	vt10 =	0,04 kN/m ²
Vindlast, gavl, I max tryk	0,3	0,2	0	vt11 =	0,12 kN/m ²
Vindlast, gavl, udhæng	0,3	0,2	0	vt12 =	-1,14 kN/m ²
<i>Nyttelast</i>					
A1 bolig og interne adgangsveje (sikre side)	0,5	0,3	0,2	n1 =	1,50 kN/m ²
H Nyttelast på tage				nt =	1,50 kN

*Vindlaster er projekteret lodret, inkl. indvendig vind.

7.2 Lodret lastnedføring

Nedenstående angiver karakteristiske linje- og punktlaster på konstruktionsdele.

g = Egenlast, s = Snelast, vt = Vindtryk, vs = Vindsug, n = Nyttelast



Spærplan m. topbjælker

Konsekvensklassekoefficient

$K_{FI} =$

1,0

CC2

Linjelast på bærende topbjælke i front (BL01):

Lastnavn	ID	b, l, h [m]	Fladelast kN/m ²	Linjelast kN/m
Let tag, bjælkespær:	g3	2,33	0,28	0,66
Snelast	s1	2,33	0,80	1,86
Vindlast, lav side, H max tryk	vt4	2,33	0,39	0,91
Vindlast, høj side, H max sug	vs7	2,33	-1,31	-3,05
	g	s	vt	vs
I alt last på topbjælke i front	0,66	1,86	0,91	-3,05
	n			
				0,00 [kN/m]
Trægulv:	g22	2,03	0,22	0,44
A1 bolig og interne adgangsveje (sikre side)	n1	2,03	1,50	3,05
	g	s	vt	vs
I alt last på linjelast bundbjælke UK	1,11	1,86	0,91	-3,05
	n			
				3,05 [kN/m]
I alt last på punktfundament	2,35	3,96	1,93	-6,49
				6,47 [kN]

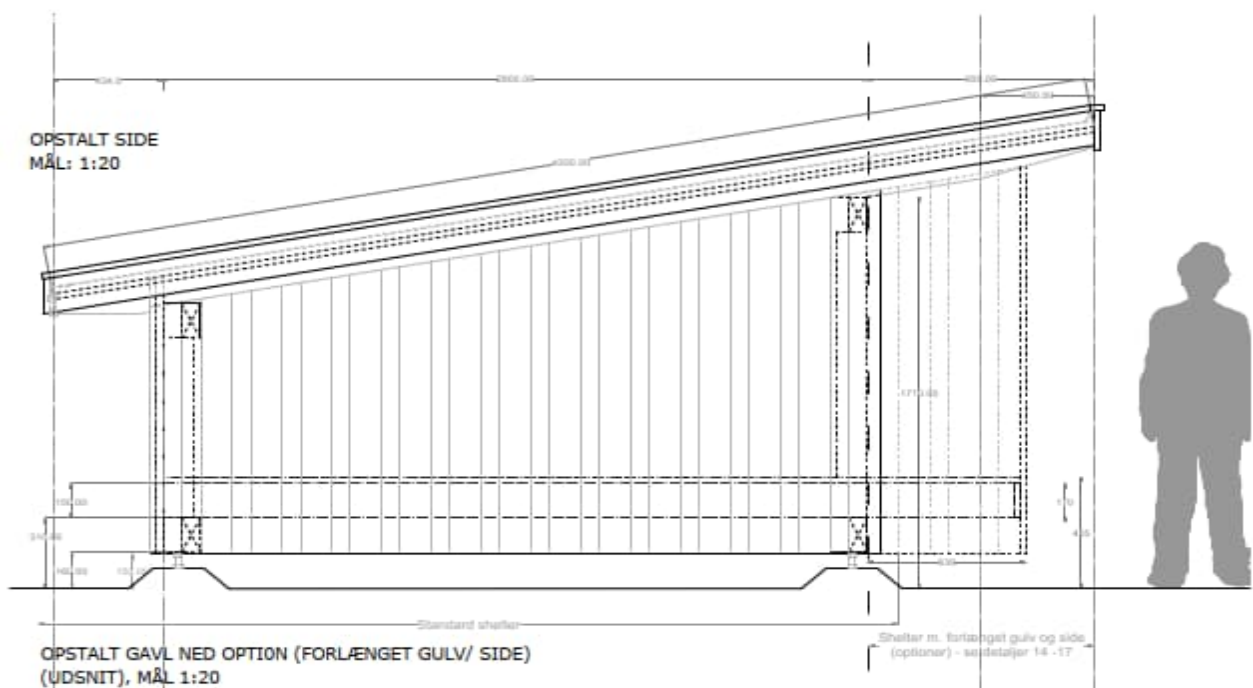
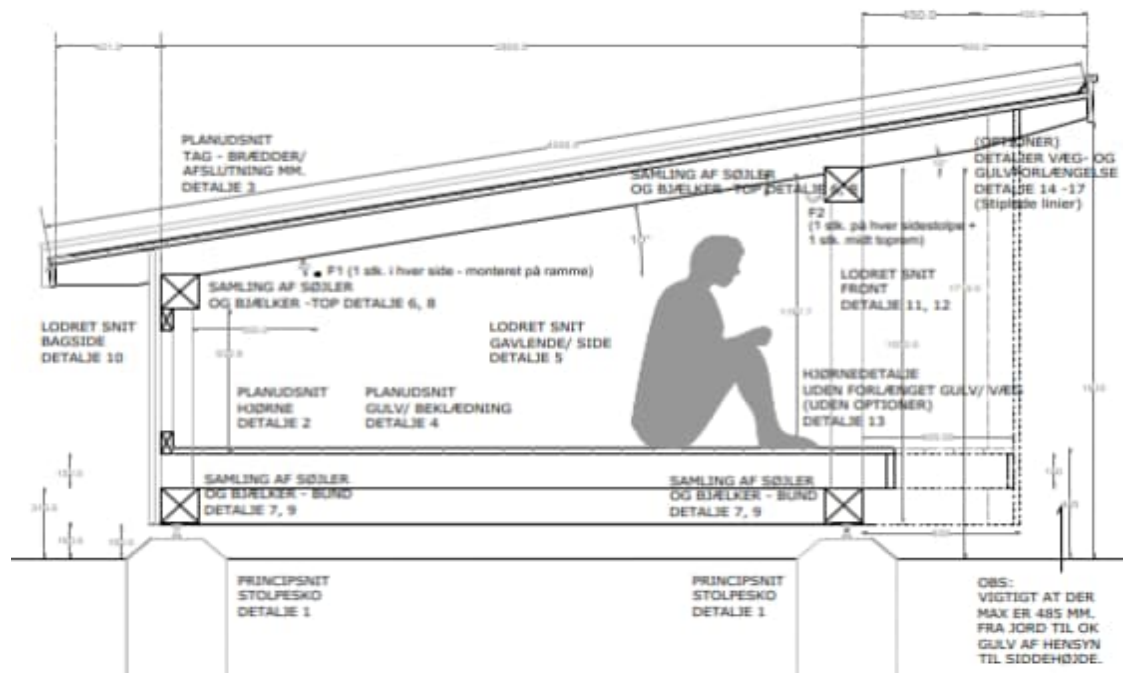
Linjelast på bærende topbjælke i bagside (BL02):

Lastnavn	ID	b, l, h [m]	Fladelast kN/m ²	Linjelast kN/m
Let tag, bjælkespær:	g3	1,84	0,28	0,52
Snelast	s1	1,84	0,80	1,47
Vindlast, lav side, H max tryk	vt4	1,84	0,39	0,72
Vindlast, høj side, H max sug	vs7	1,84	-1,31	-2,41
	g	s	vt	vs
I alt last på topbjælke i bagside	0,52	1,47	0,72	-2,41
	n			
				0,00 [kN/m]
Trægulv:	g22	1,4	0,22	0,31
A1 bolig og interne adgangsveje (sikre side)	n1	1,4	1,50	2,10
	g	s	vt	vs
I alt last på linjelast bundbjælke UK	0,83	1,47	0,72	-2,41
	n			
				2,10 [kN/m]
I alt last på punktfundament	1,76	3,13	1,52	-5,12
				4,46 [kN]

A2.2 Statiske beregninger, konstruktionsafsnit



9 Trækonstruktioner



621.2

2888.2

450.0

588.2

PLANUDSNIT
TAG - BRÆDDER/
AFSLUTNING MM.
DETALJE 3

SAMLING AF SØJLER
OG BJÆLKER - TOP DETALJE 6, 7

F2
(1 stk. på hver side - monteret på ramme)

LODRET SNIT
FRONT
DETALJE 11, 12

DETALJE 14-17
(Stiplede linier)

DETALJE 14-17
(Stiplede linier)

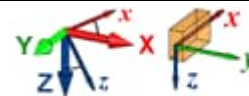
Spærplan

På næste sider er bjælkespær beregnet i programmet Finnwood 2.4
Bjælkespær beregnes for dimensionsgivende laster.
Bjælkespær ligger med centerafstand på 60 cm.

Karakteristiske reaktioner på bjælke i henholdsvis front (BL01) og bagside (BL02),
overføres til bjælkeberegningerne, hvor reaktionerne omregnes til linielaster.

De følgende analyse er gyldig for nedenstående data. Den reelle bjælkelængde vil muligvis være forskellig fra den længde, der er angivet nedenfor.

Finnwood 2.4 (2.4.088)
DK (31.12.2021)



PROJEKT INFORMATION

Beregner: Finn Jacobsen
Firma: Ingeniørgruppen AS
Projekt: Shelters til Naturstyrelsen
Kunde: Naturstyrelsen

Konstruktionsdel: Bjælkespær type - small og medium

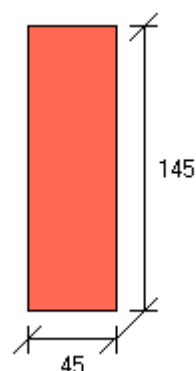
N:\...\Bjælkespær - small og medium, rev B.s01

KONSTRUKTIONSBESKRIVELSE

Konstruktionstype Tagbjælke
Materiale: C24
Dimension: 45x145
(B=45 mm, H=145 mm, A=6525 mm², I_y=11432344 mm⁴, W_y=157688 mm³)
Anvendelsesklasse: 3
Konsekvensklasse: CC2 (KFI=1.0)
Hældning: 10.0 grader
Belastningsbredde: 600 mm (for fladelaster)

Udkragning/spæn længder:

Udkragning/Spænd:	Horizontal [mm]:	Vertikal [mm]:	Axial [mm]:
Venstre udkragning	500.0	88.2	507.7
spændvidde 1	2680.0	472.6	2721.3
Højre udkragning	990.0	174.6	1005.3
Total:	4170.0	735.3	4234.3



UNDERSTØTNING	POS. x [mm]	Vederlag [mm]	TYPE
1:	508	125	Simpel (Z)
2:	3229	125	Simpel (X,Z)

f_{m,k} (M_y): 24.16 N/mm²
f_{m,k} (M_z): 30.53 N/mm²
f_{c,0,k}: 21.00 N/mm²
f_{c,90,k}: 2.50 N/mm²
f_{t,0,k}: 14.10 N/mm²
f_{t,90,k}: 0.40 N/mm²
f_{v,k} (V_z): 4.00 N/mm²
f_{v,k} (V_y): 4.00 N/mm²
E_{mid}: 11000 N/mm²
G_{mid}: 690 N/mm²
E 0.05: 7400 N/mm²
G 0.05: 460 N/mm²
Volumenvægt: 4.20 kN/m³
km-faktor: 0.70

Materialefaktor gamma_m: 1.35

LASTGRUPPE kmod
Permanent last: 0.500
Længtidslast: 0.550
Mellemlang last: 0.650
Korttidslast: 0.700
Øjeblikkelig last: 0.900

k_{def} 2.000

Kombination 4 (ULS, Øjeblikkelig last)

 $1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Vindlast (nedad)}$

Kombination 5 (ULS, Øjeblikkelig last)

 $1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Snelast} + 1.00 \times 1.50 \times 0.30 \times \text{Vindlast (opad)}$

Kombination 6 (ULS, Øjeblikkelig last)

 $1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Vindlast (opad)}$

Kombination 7 (ULS, Øjeblikkelig last)

 $0.90 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Vindlast (opad)}$

Kombination 8 (ULS, Øjeblikkelig last)

 $1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Nyttelast på tage}$

Kombination 9 (ULS, Øjeblikkelig last)

 $0.90 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Nyttelast på tage}$

Kombination 10 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast}$

Kombination 11 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Snelast}$

Kombination 12 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Snelast} + 1.00 \times 0.30 \times \text{Vindlast (nedad)}$

Kombination 13 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Vindlast (nedad)}$

Kombination 14 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Snelast} + 1.00 \times 0.30 \times \text{Vindlast (opad)}$

Kombination 15 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Vindlast (opad)}$

Kombination 16 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

 $1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Nyttelast på tage}$

Kombination 17 (Stivhedseftervisning, snelast)

 $1.00 \times \text{Snelast}$

Kombination 18 (Stivhedseftervisning, vindlast)

 $1.00 \times \text{Vindlast (nedad)}$

Kombination 19 (Stivhedseftervisning, vindlast)

 $1.00 \times \text{Vindlast (opad)}$

Kombination 20 (Stivhedseftervisning, nyttelast)

 $1.00 \times \text{Nyttelast på tage}$

BEREGNINGSGRUNDLAG

Norm/Standard: DS/EN 1995-1-1+AC:2007+A1:2008

Total udnyttelsesgrad: 88.6 %

BEREGNINGSGRUNDLAG

Deformationskriterium $W_{g,fin}$: L/400 (SLS, kombinationer)Deformationskriterium $W_{q,inst}$: L/400 (SLS, snelast)Deformationskriterium $W_{q,inst}$: L/250 (SLS, vindlast)

Faktor for venstre udkrægning: 2.00

Faktor for højre udkrægning: 2.00

Der er sikret for søjlestabilitet i begge retninger (y og z)

Kipning for bøjning M_y omkring y-aksen:Afstand mellem tværafstivning i overside: $L_{k1} = 375.00 \text{ mm}$ Afstand mellem tværafstivning i underside: $L_{k2} = 300.00 \text{ mm}$ Lasten angribes ved konstruktionens overside ($L_{ef1} = L_{k1} + 2 \times H$ og $L_{ef2} = L_{k2}$)BEMÆRK! L_{k1} anvendes når $M_y > 0$ og L_{k2} når $M_y < 0$

DIMENSIONERENDE BEREGNINGSGRUNDLAG

ANALYSE	AKTUEL	KAPACITET	UDNYT.-GRAD	POS. x [mm]	
Forskydning (z):	2.35 kN	11.60 kN	20.2 %	3437 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
Træk:	0.36 kN	61.31 kN	0.6 %	3229 mm	Komb. 6/1, Øjeblikkelig last
Tryk:	0.42 kN	91.35 kN	0.5 %	3229 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
Bøjning (My):	2.24 kNm	2.54 kNm	88.3 %	3229 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
(uden kcrit):	2.24 kNm	2.54 kNm	88.3 %	3229 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
Bøjning + træk:	0.89	1.00	88.6 %	3229 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
(My=2.24 kNm, Mz=0.00 kNm, Nx=0.18 kN)					
Bøjning + tryk:	0.88	1.00	88.3 %	3229 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
(My=2.24 kNm, Mz=0.00 kNm, Nx=0.42 kN)					
Bæring, understøtning 1:	1.49 kN	16.19 kN	9.2 %	508 mm	Komb. 2/1, Korttidslast
lastfaktor for tryk mod sidetræ =2.22 (=kc,90*A,ef/A,understøtning)					
Bæring, understøtning 2:	3.42 kN	20.81 kN	16.4 %	3229 mm	Komb. 8/1, Øjeblikkelig last
lastfaktor for tryk mod sidetræ =2.22 (=kc,90*A,ef/A,understøtning)					
Venstre udkragning, Wz,g,fin:		-0.9 mm	-- mm	-- %	0 mm Komb. 10/1 (SLS,
kombinationer)					
Venstre udkragning, Wz,q,inst:		-0.9 mm	-- mm	-- %	0 mm Komb. 17/1 (SLS,
snelast)					
Venstre udkragning, Wz,q,inst:		1.7 mm	4.1 mm	42.9 %	0 mm Komb. 19/1 (SLS,
vindlast)					
Spændvidde 1, Wz,g,fin:	1.8 mm	6.8 mm	25.9 %	1800 mm	Komb. 14/1 (SLS, kombinationer)
Spændvidde 1, Wz,q,inst:	1.7 mm	6.8 mm	24.6 %	1800 mm	Komb. 17/1 (SLS, snelast)
Spændvidde 1, Wz,q,inst:	-3.0 mm	10.9 mm	27.8 %	1800 mm	Komb. 19/1 (SLS, vindlast)
Højre udkragning, Wz,g,fin:	-0.7 mm	-- mm	-- %	4204 mm	Komb. 16/1 (SLS, kombinationer)
Højre udkragning, Wz,q,inst:	-0.6 mm	-- mm	-- %	4204 mm	Komb. 17/1 (SLS, snelast)
Højre udkragning, Wz,q,inst:	1.2 mm	8.0 mm	15.5 %	4204 mm	Komb. 19/1 (SLS, vindlast)

DIM. LASTKOMB.

Kombination 8/1 (Øjeblikkelig last):

1.00*Egenlast + 1.50*Nyttelast på tage, Højre udkragning (ned)

Kombination 6/1 (Øjeblikkelig last):

1.00*Egenlast + 1.50*Vindlast (opad)

Kombination 2/1 (Korttidslast):

1.00*Egenlast + 1.50*Snelast

Kombination 10/1 (SLS, kombinationer):

1.00*Egenlast

Kombination 17/1 (SLS, snelast):

1.00*Snelast

Kombination 19/1 (SLS, vindlast):

1.00*Vindlast (opad)

Kombination 14/1 (SLS, kombinationer):

1.00*Egenlast + 1.00*Snelast + 0.30*Vindlast (opad)

Kombination 16/1 (SLS, kombinationer):

1.00*Egenlast + 1.00*Nyttelast på tage, Højre udkragning (ned)

DIMENSIONERENDE SNITKRÆFTER

	MAKS.	POS. x [mm]
Nx,max	0.42 kN	3229 mm
Vz,max	2.38 kN	3229 mm
My,max	2.24 kNm	3229 mm

REAKTIONER

FX:

	maks, styrke	min, styrke	maks, stivhed	min, stivhed
Understøtning				
1:	0.00 kN	0.00 kN	0.00 kN	0.00 kN
2:	0.83 kN	-0.21 kN	0.55 kN	-0.14 kN

FZ:

	maks, styrke	min, styrke	maks, stivhed	min, stivhed	Vederlagstryk
Understøtning					
1:	1.60 kN	-1.57 kN	1.16 kN	-1.22 kN	0.29 N/mm2
2:	3.47 kN	-2.51 kN	2.45 kN	-1.92 kN	0.62 N/mm2

- Negativ reaktion (sug) forekommer, vær opmærksom på forankring eller del konstruktionen

- Reaktioner fra stivhedsanalyse, kun til orientering

REAKTIONER, LASTGRUPPER:

Lastgruppe:	Egenlast
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	0.29

2:	0.41	Omregnet til linjelast på bjælke: $0,41/0,60 = 0,68 \text{ kN/m}$	
Lastgruppe:	Snelast		
Understøtning:	FZ [kN]:		
1:	0.82		
2:	1.18	Omregnet til linjelast på bjælke: $1,18/0,60 = 1,97 \text{ kN/m}$	
Lastgruppe:	Vindlast (nedad)		
Understøtning:	FX [kN]:	FZ [kN]:	
1:	0.00	0.20	
2:	-0.14	0.60	Omregnet til linjelast på bjælke: $0,60/0,60 = 1,00 \text{ kN/m}$
Lastgruppe:	Vindlast (opad)		
Understøtning:	FX [kN]:	FZ [kN]:	
1:	0.00	-1.22	
2:	0.55	-1.92	Omregnet til linjelast på bjælke: $1,92/0,60 = 3,20 \text{ kN/m}$
Lastgruppe:	Nyttelast på tage, Højre udkragning (ned)		
Understøtning:	FZ [kN]:		
1:	-0.54		
2:	2.04	Punktlast på bjælke: $= 2,04 \text{ kN}$	

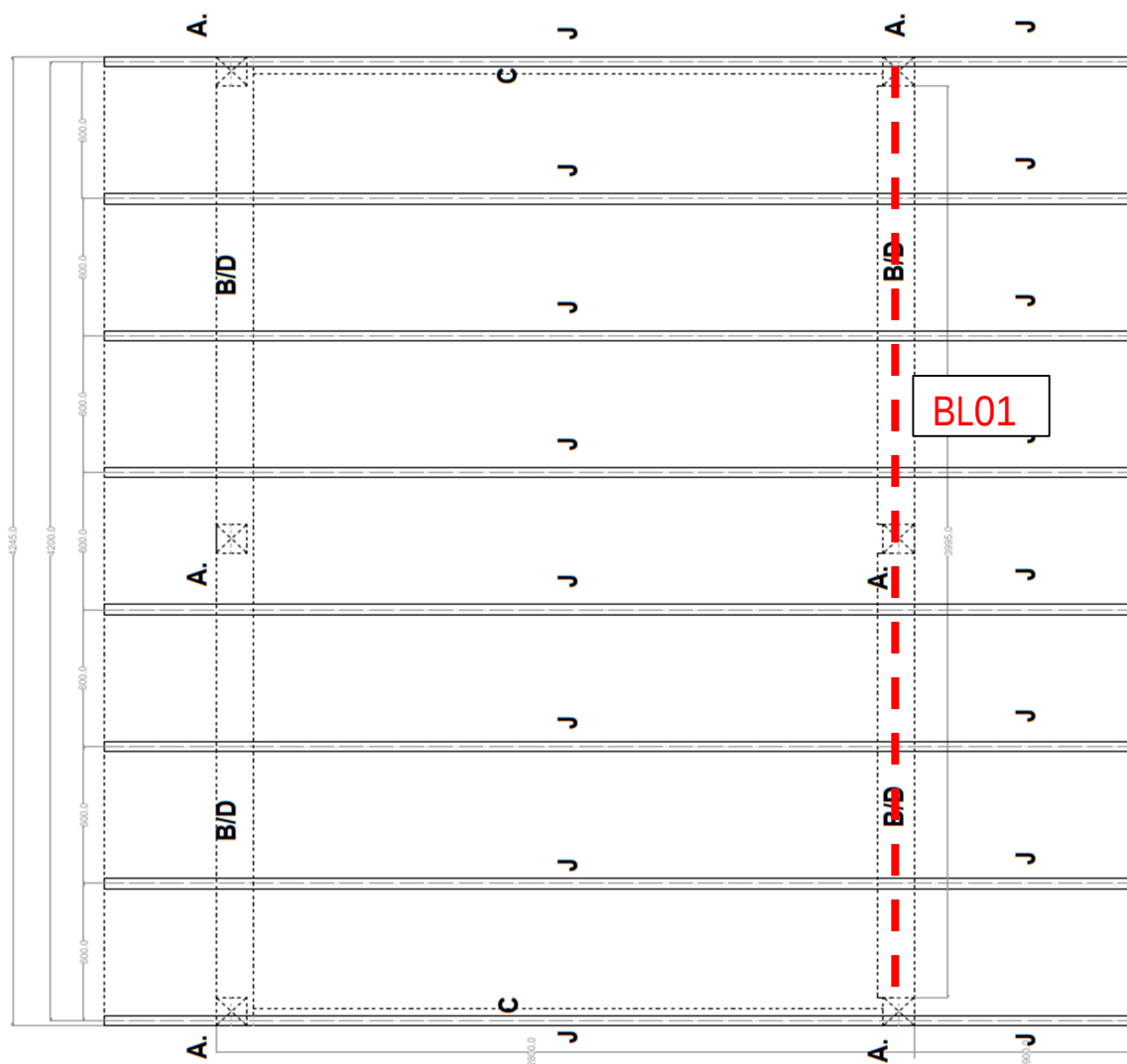
NOTER:

- Eftervisning er udført iht. EN 1995-1-1:2004, EN 1995 DK NA:2007 inkl. Tillæg 1:15-12-2008 samt A1:2008
- ULS = Brudgrænsetilstand, SLS = Anvendelsesgrænsetilstand
- Anden ordens analyse/laster er ikke taget i regning
- *) procent værdien ved kontrol af kombinerede belastninger står for forholdet mellem regningsmæssig belastning og regningsmæssig bæreevne, ikke den egentlige udnyttelsesgrad
- Bæreevnen af den underliggende konstruktion skal kontrolleres separat.
- Kontrol af udbøjning bliver ikke udført ved udkragning under 200 mm.
- Beregninger tager ikke hensyn til opadgående udbøjninger på udkragninger der er mindre end 10 mm
- Der kan være behov forankring ved mellemunderstøtning (for at undgå yderligere svingning) skal kontrolleres
- Faktor kcr er 1.0 for alle træmaterialer
- ved lastkategori E er det nødvendigt at definere faktorerne psii0, psii1 og psii2 separat for sne og vindlast (med fri konstruktion)
- Det antages at gamma3 er 1.0 for alle materialer og alle konstruktioner
- Forskydning blev medtaget i stivhedsanalyse
- Forskydning blev ikke medtaget i beregning af snitkræfter
- Reduktion af forskydningskræfter er taget i anvendelse tæt på understøtninger, og laster antages at angribe på modsat side af konstruktionen i forhold til understøtningsområdet.
- Forskydningskraft reduktion sker på forskydningskraft kurven på lastkombinationer, i afstanden H fra kanten af understøtningen.
- Axialkræfter antages at angibe i neutral akse
- Evt. eccentricitet af axialkræfter bør undersøge separat
- Tværsnitsstørrelsens indflydelse på elementets styrke bliver indregnet via faktoren kh, der er inkluderet i den karakteristiske styrke
- Kerto, limtræ eller konstruktionstræ bør ikke bruges i anvendelsesklasse 3 uden yderligere træ beskyttelse
- Den projekterende skal være opmærksom på detaljerne i konstruktionen, og sikre sig at der ikke kan opstå vandlommer.
- Der er taget hensyn styrkens afhængighed af konstruktionsdelens størrelse ved faktoren kh og er inkluderet i de karakteristiske styrkeværdier

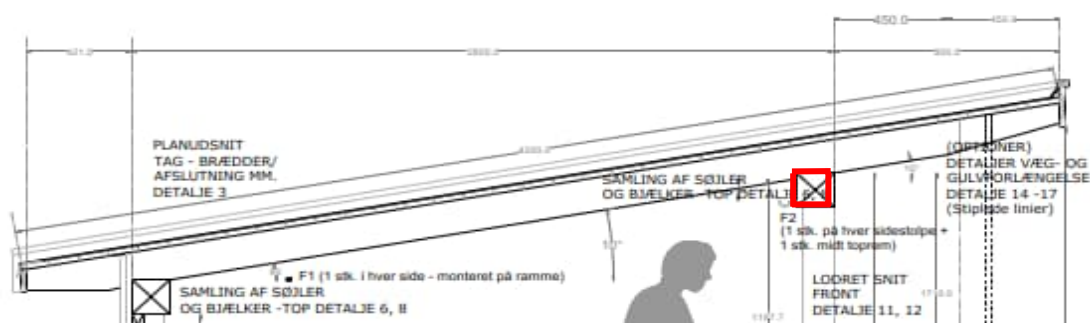
Disse beregninger tager ikke højde for specielle belastnings- og fugtforhold under montagen. Behovet for ekstra afstivning i montagefasen skal kontrolleres separat. Den overordnede stabilitet og eventuelle vandrette kræfter i konstruktionen skal ligeledes kontrolleres. Beregneren, ingeniøren eller anden person med ansvar for konstruktionen og bygningens stabilitet skal kontrollere den generelle anvendelighed af de valgte materialer i bygningen.

Beregningerne og udskriften udført med Finnwood beregningsprogram er kun gyldig for Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) produkter, som indgår i Finnwood programmet. Anvendelsen af disse produkter kan efter forlangende skulle dokumenteres på byggepladsen. Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) har ingen ansvar for anvendelse af andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det gælder ligeledes for direkte eller indirekte skader og tab, forårsaget af feller beregnet for andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det er ikke tilladt at udelade denne tekst i udskriften.

9.2 Topbjælke for bæring af bjælkespær - toprem i front (BL01 i top)



Spærplan med toprem i front og bagside. Toprem i front er markeret.

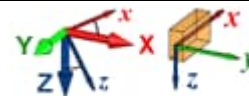


Snit i tagkonstruktion med markering af toprem i front

På næste sider er topbjælken i front beregnet i programmet Finnwood 2.4
Laster på topbjælke i front er dimensionsgivenden for topbjælke bagside, der er samme dimension
Karakteristiske reaktioner på de 2 hjørnesøjler og midtersøjle overføres direkte til søjleberegning.

De følgende analyse er gyldig for nedenstående data. Den reelle bjælkelængde vil muligvis være forskellig fra den længde, der er angivet nedenfor.

Finnwood 2.4 (2.4.088)
DK (31.12.2021)



PROJEKT INFORMATION

Beregner: Finn Jacobsen
Firma: Ingeniørgruppen AS
Projekt: Shelters til Naturstyrelsen
Kunde: Naturstyrelsen

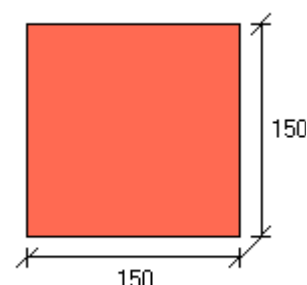
Konstruktionsdel: Bjælke for spær, type - medium A

N:\...\Bjælke for spær - medium, rev B.s01

KONSTRUKTIONSBESKRIVELSE

Konstruktionstype Tagbjælke
Materiale: C24
Dimension: 150x150
(B=150 mm, H=150 mm, A=22500 mm², I_y=42187500 mm⁴, W_y=562500 mm³)
Anvendelsesklasse: 3
Konsekvensklasse: CC2 (KFI=1.0)
Belastningsbredde: 1000 mm (for fladelaster)

Udkragning/spæn længder:
Udkragning/Spænd: Horisontal [mm]:
Venstre udkragning 112.0
spændvidde 1 2110.0
spændvidde 2 2110.0
Højre udkragning 112.0
Total: 4444.0



UNDERSTØTNING	POS. x [mm]	Vederlag [mm]	TYPE
1:	112	125	Simpel (Z)
2:	2222	125	Simpel (Z)
3:	4332	125	Simpel (X,Z)

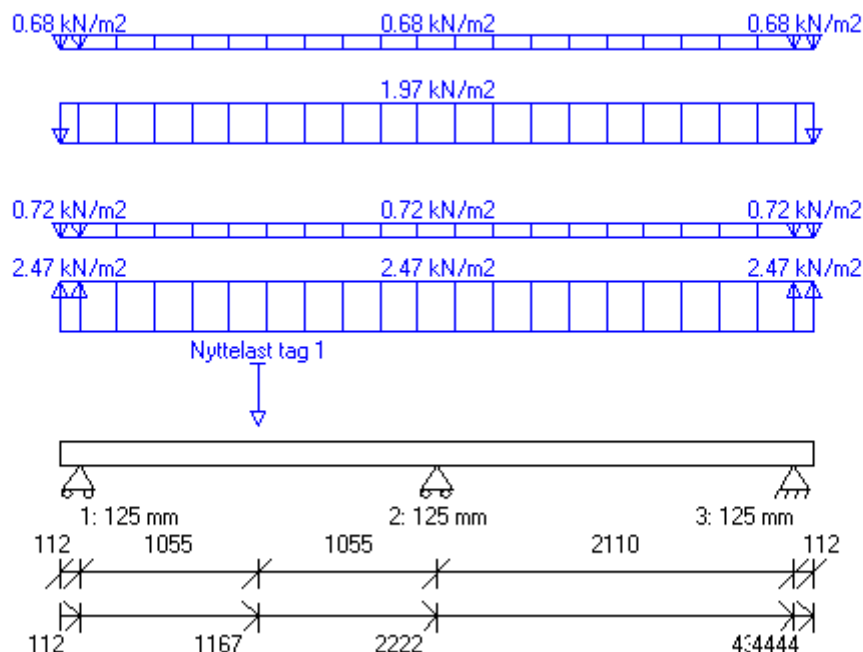
f_{m,k} (M_y): 24.00 N/mm²
f_{m,k} (M_z): 24.00 N/mm²
f_{c,0,k}: 21.00 N/mm²
f_{c,90,k}: 2.50 N/mm²
f_{t,0,k}: 14.00 N/mm²
f_{t,90,k}: 0.40 N/mm²
f_{v,k} (V_z): 4.00 N/mm²
f_{v,k} (V_y): 4.00 N/mm²
E_{mid}: 11000 N/mm²
G_{mid}: 690 N/mm²
E 0.05: 7400 N/mm²
G 0.05: 460 N/mm²
Volumenvægt: 4.20kN/m³
km-faktor: 0.70

Materialefaktor gamma_m: 1.35

LASTGRUPPE kmod

Permanent last:	0.500
Langtidslast:	0.550
Mellemlang last:	0.650
Korttidslast:	0.700
Øjeblikkelig last:	0.900

kdef 2.000



LASTER

Egenlast (Egenlast, Permanent last):

Bjælkens vægt:	QZ = 0.094 kN/m	x = 0 - 4444 mm
Fladelast: 1:	QZ = 0.680 kN/m²	x = 0 - 112 mm
Fladelast: 2:	QZ = 0.680 kN/m²	x = 112 - 4332 mm
Fladelast: 3:	QZ = 0.680 kN/m²	x = 4332 - 4444 mm

Snelast (Snelast, Korttidslast):

Fladelast: 1:	QZ = 1.970 kN/m²	x = 0 - 4444 mm
---------------	------------------	-----------------

Vindlast (nedad) (Vindlast, Øjeblikkelig last):

Fladelast: 1:	Qz = 0.720 kN/m²	x = 0 - 112 mm
Fladelast: 2:	Qz = 0.720 kN/m²	x = 112 - 4332 mm
Fladelast: 3:	Qz = 0.720 kN/m²	x = 4332 - 4444 mm

Vindlast (opad) (Vindlast, Øjeblikkelig last):

Fladelast: 1:	Qz = -2.470 kN/m²	x = 0 - 112 mm
Fladelast: 2:	Qz = -2.470 kN/m²	x = 112 - 4332 mm
Fladelast: 3:	Qz = -2.470 kN/m²	x = 4332 - 4444 mm

Nyttelast på tage (Bevægelig last, Øjeblikkelig last, ULS/SLS-bevægelighed = 100.0 %):

Punktlast: 1:	FZ = 2.04 kN	x = 1167.0 mm (Nyttelast tag 1)
---------------	--------------	---------------------------------

LASTKOMBINATIONER

Kombination 1 (ULS, Permanent last)

1.00*1.20*Egenlast

Kombination 2 (ULS, Korttidslast)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Snelast

Kombination 3 (ULS, Øjeblikkelig last)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Snelast + 1.00*1.50*0.30*Vindlast (nedad)

Kombination 4 (ULS, Øjeblikkelig last)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Vindlast (nedad)

Kombination 5 (ULS, Øjeblikkelig last)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Snelast + 1.00*1.50*0.30*Vindlast (opad)

Kombination 6 (ULS, Øjeblikkelig last)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Vindlast (opad)

Kombination 7 (ULS, Øjeblikkelig last)

0.90*Egenlast + 1.00*1.50*Vindlast (opad)

Kombination 8 (ULS, Øjeblikkelig last)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Nyttelast på tage

Kombination 9 (ULS, Øjeblikkelig last)

0.90*Egenlast + 1.00*1.50*Nyttelast på tage

Kombination 10 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast

Kombination 11 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast + 1.00*Snelast

Kombination 12 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast + 1.00*Snelast + 1.00*0.30*Vindlast (nedad)

Kombination 13 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast + 1.00*Vindlast (nedad)

Kombination 14 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast + 1.00*Snelast + 1.00*0.30*Vindlast (opad)

Kombination 15 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast + 1.00*Vindlast (opad)

Kombination 16 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast + 1.00*Nyttelast på tage

Kombination 17 (Stivhedseftervisning, snelast)

1.00*Snelast

Kombination 18 (Stivhedseftervisning, vindlast)

1.00*Vindlast (nedad)

Kombination 19 (Stivhedseftervisning, vindlast)

1.00*Vindlast (opad)

Kombination 20 (Stivhedseftervisning, nyttelast)
1.00*Nyttelast på tage

BEREGNINGRESULTATER

Norm/Standard: DS/EN 1995-1-1+AC:2007+A1:2008
Total udnyttelsesgrad: 29.5 %

BEREGNINGSFORUDSÆTNINGER

Deformationskriterium $W_{g,fin}$: L/400 (SLS, kombinationer)
Deformationskriterium $W_{q,inst}$: L/400 (SLS, snelast)
Deformationskriterium $W_{q,inst}$: L/250 (SLS, vindlast)

Faktor for venstre udkragning: 2.00

Faktor for højre udkragning: 2.00

Der er sikret for søjlestabilitet i begge retninger (y og z)

Kipping for bøjning M_y omkring y-aksen:

Afstand mellem tværafstivning i overside: $L_{k1} = 375.00$ mm

Afstand mellem tværafstivning i underside: $L_{k2} = 300.00$ mm

Lasten angiver ved konstruktionens overside ($L_{ef1} = L_{k1} + 2xH$ og $L_{ef2} = L_{k2}$)

BEMÆRK! L_{k1} anvendes når $M_y > 0$ og L_{k2} når $M_y < 0$

DIMENSIONERENDE BEREGNINGRESULTATER

ANALYSE	AKTUEL	KAPACITET	UDNYT.-GRAD	POS. x [mm]	
Forskydning (z):	4.11 kN	31.11 kN	13.2 %	2010 mm	Komb. 2/1, Korttidslast
Bøjning (M_y):	2.06 kNm	7.00 kNm	29.5 %	2222 mm	Komb. 2/1, Korttidslast
(uden k_{crit}):	2.06 kNm	7.00 kNm	29.5 %	2222 mm	Komb. 2/1, Korttidslast
Bæring, understøtning 1:		3.39 kN	53.96 kN	6.3 %	112 mm Komb. 2/1,
Korttidslast					
lastfaktor for tryk mod sidetræ = 2.22 ($=k_c \cdot 90 \cdot A_{ef}/A$, understøtning)					
Bæring, understøtning 2:		9.80 kN	53.96 kN	18.2 %	2222 mm Komb. 2/1,
Korttidslast					
lastfaktor for tryk mod sidetræ = 2.22 ($=k_c \cdot 90 \cdot A_{ef}/A$, understøtning)					
Bæring, understøtning 3:		3.39 kN	53.96 kN	6.3 %	4332 mm Komb. 2/1,
Korttidslast					
lastfaktor for tryk mod sidetræ = 2.22 ($=k_c \cdot 90 \cdot A_{ef}/A$, understøtning)					
Venstre udkragning, $W_{z,g,fin}$:	-0.1 mm	-- mm	-- %	0 mm	Komb. 16/1
(SLS, kombinationer)					
Venstre udkragning, $W_{z,q,inst}$:	-0.1 mm	-- mm	-- %	0 mm	Komb. 17/1
(SLS, snelast)					
Venstre udkragning, $W_{z,q,inst}$:	0.1 mm	-- mm	-- %	0 mm	Komb. 19/1
(SLS, vindlast)					
Spændvidde 1, $W_{z,g,fin}$:	0.6 mm	5.3 mm	12.3 %	1000 mm	Komb. 16/1
(SLS, kombinationer)					
Spændvidde 1, $W_{z,q,inst}$:	0.5 mm	5.3 mm	10.4 %	1000 mm	Komb. 17/1
(SLS, snelast)					
Spændvidde 1, $W_{z,q,inst}$:	-0.7 mm	8.4 mm	8.1 %	1000 mm	Komb. 19/1
(SLS, vindlast)					
Spændvidde 2, $W_{z,g,fin}$:	0.6 mm	5.3 mm	12.3 %	3444 mm	Komb. 14/1
(SLS, kombinationer)					
Spændvidde 2, $W_{z,q,inst}$:	0.5 mm	5.3 mm	10.4 %	3444 mm	Komb. 17/1
(SLS, snelast)					
Spændvidde 2, $W_{z,q,inst}$:	-0.7 mm	8.4 mm	8.1 %	3444 mm	Komb. 19/1
(SLS, vindlast)					
Højre udkragning, $W_{z,g,fin}$:	-0.1 mm	-- mm	-- %	4444 mm	Komb. 13/1
(SLS, kombinationer)					
Højre udkragning, $W_{z,q,inst}$:	-0.1 mm	-- mm	-- %	4444 mm	Komb. 17/1
(SLS, snelast)					
Højre udkragning, $W_{z,q,inst}$:	0.1 mm	-- mm	-- %	4444 mm	Komb. 19/1
(SLS, vindlast)					

DIM. LASTKOMB.

Kombination 2/1 (Korttidslast):

1.00*Egenlast + 1.50*Snelast

Kombination 16/1 (SLS, kombinationer):

1.00*Egenlast + 1.00*Nyttelast på tage, spændvidde 1 (ned)

Kombination 17/1 (SLS, snelast):

1.00*Snelast

Kombination 19/1 (SLS, vindlast):

1.00*Vindlast (opad)

Kombination 14/1 (SLS, kombinationer):

1.00*Egenlast + 1.00*Snelast + 0.30*Vindlast (opad)

Kombination 13/1 (SLS, kombinationer):

1.00*Egenlast + 1.00*Vindlast (nedad)

DIMENSIONERENDE SNITKRÆFTER

	MAKS.	POS. x [mm]
Vz,max	5.33 kN	2222 mm
My,max	2.24 kNm	2222 mm

REAKTIONER

Understøtning	maks, styrke	min, styrke	maks, stivhed	min, stivhed	Vederlagstryk
1:	3.68 kN	-2.73 kN	2.69 kN	-2.24 kN	0.20 N/mm ²
2:	10.65 kN	-7.91 kN	7.78 kN	-6.49 kN	0.57 N/mm ²
3:	3.68 kN	-2.73 kN	2.69 kN	-2.24 kN	0.20 N/mm ²

- Negativ reaktion (sug) forekommer, vær opmærksom på forankring eller del konstruktionen

- Reaktioner fra stivhedsanalyse, kun til orientering

REAKTIONER, LASTGRUPPER:-----
Lastgruppe: Egenlast

Understøtning: FZ [kN]:

1: 0.70

2: 2.04

3: 0.70

Lastgruppe: Snelast

Understøtning: FZ [kN]:

1: 1.79

2: 5.18

3: 1.79

Lastgruppe: Vindlast (nedad)

Understøtning: FZ [kN]:

1: 0.65

2: 1.89

3: 0.65

Lastgruppe: Vindlast (opad)

Understøtning: FZ [kN]:

1: -2.24

2: -6.49

3: -2.24

Lastgruppe: Nyttelast på tage, spændvidde 1 (ned)

Understøtning: FZ [kN]:

1:	0.83
2:	1.40
3:	-0.19

NOTER:

-
- Eftervisning er udført iht. EN 1995-1-1:2004, EN 1995 DK NA:2007 inkl. Tillæg 1:15-12-2008 samt A1:2008
 - ULS = Brudgrænsetilstand, SLS = Anvendelsesgrænsetilstand
 - Anden ordens analyse/laster er ikke taget i regning
 - *) procent værdien ved kontrol af kombinerede belastninger står for forholdet mellem regningsmæssig belastning og regningsmæssig bæreevne, ikke den egentlige udnyttelsesgrad
 - Bæreevnen af den underliggende konstruktion skal kontrolleres separat.
 - Kontrol af udbøjning bliver ikke udført ved udkrægning under 200 mm.
 - Beregninger tager ikke hensyn til opadgående udbøjninger på udkrægningsder er mindre end 10 mm
 - Der kan være behov for ankring ved mellemunderstøtning (for at undgå yderligere svingning) skal kontrolleres
 - Faktor kcr er 1.0 for alle træmaterialer
 - ved lastkategori E er det nødvendigt at definere faktorerne ψ_{i0} , ψ_{i1} og ψ_{i2} separat for sne og vindlast (med fri konstruktion)
 - Det antages at γ_{3} er 1.0 for alle materialer og alle konstruktioner
 - Forskydning blev medtaget i stivhedsanalyse
 - Forskydning blev ikke medtaget i beregning af snitkræfter
 - Reduktion af forskydningskræfter er taget i anvendelse tæt på understøtninger, og laster antages at angribe på modsat side af konstruktionen i forhold til understøtningsområdet.
 - Forskydningskraft reduktion sker på forskydningskraft kurven på lastkombinationer, i afstanden H fra kanten af understøtningen.
 - Tværsnitsstørrelsens indflydelse på elementets styrke bliver indregnet via faktoren k_h , der er inkluderet i den karakteristiske styrke
 - Kerto, limtræ eller konstruktionstræ bør ikke bruges i anvendelsesklasse 3 uden yderligere træ beskyttelse
 - Den projekterende skal være opmærksom på detaljerne i konstruktionen, og sikre sig at der ikke kan opstå vandlommer.
 - Der er taget hensyn styrkens afhængighed af konstruktionsdelens størrelse ved faktoren k_h og er inkluderet i de karakteristiske styrkeværdier

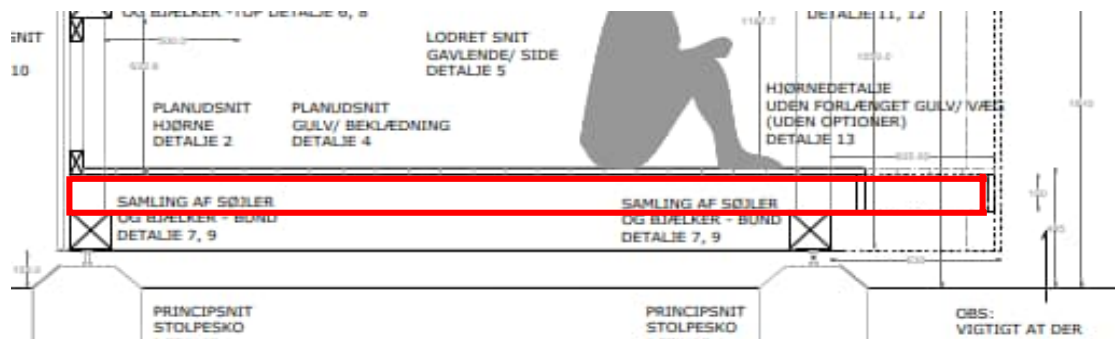
Disse beregninger tager ikke højde for specielle belastnings- og fugtforhold under montagen. Behovet for ekstra afstivning i montagefasen skal kontrolleres separat. Den overordnede stabilitet og eventuelle vandrette kræfter i konstruktionen skal ligeledes kontrolleres. Beregneren, ingeniøren eller anden person med ansvar for konstruktionen og bygningens stabilitet skal kontrollere den generelle anvendelighed af de valgte materialer i bygningen.

Beregningerne og udskriften udført med Finnwood beregningsprogram er kun gyldig for Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) produkter, som indgår i Finnwood programmet. Anvendelsen af disse produkter kan efter forlangende skulle dokumenteres på byggepladsen. Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) har ingen ansvar for anvendelse af andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det gælder ligeledes for direkte eller indirekte skader og tab, forårsaget af feller beregnet for andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det er ikke tilladt at udelade denne tekst i udskriften.

9.3 Gulvbjælker for bæring af gulv



Plan med gulvbjælker, inkl. forlængelse i front

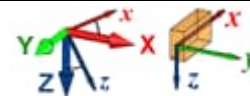


Snit i gulv inkl. gulvforlængelse i front.

På næste sider er gulvbjælken beregnet i programmet Finnwood 2.4
Laster på gulvbjælke er dimensionsgivenden for henholdsvis ensfordelt last og punktlast
Karakteristiske reaktioner fra gulvbjælke overføres som linjelaster på bundbjælke.

De følgende analyse er gyldig for nedenstående data. Den reelle bjælkelængde vil muligvis være forskellig fra den længde, der er angivet nedenfor.

Finnwood 2.4 (2.4.088)
DK (31.12.2021)



PROJEKT INFORMATION

Beregner: Finn Jacobsen
Firma: Ingeniørgruppen AS
Projekt: Shelters til Naturstyrelsen
Kunde: Naturstyrelsen

Konstruktionsdel: Gulvbjelke, type small og medium, rev B

N:\...\Gulvbjelke - small og medium, rev B.s01

KONSTRUKTIONSBESKRIVELSE

Konstruktionstype: Gulvbjelke
Materiale: C24
Dimension: 75x150
(B=75 mm, H=150 mm, A=11250 mm², I_y=21093750 mm⁴, W_y=281250 mm³)
Anvendelsesklasse: 2
Konsekvensklasse: CC2 (KFI=1.0)
Belastningsbredde: 600 mm (for fladelaster)

Udkragning/spæn længder:
Udkragning/Spænd: Horizontal [mm]:
spændvidde 1: 2625.0
Højre udkragning: 710.0
Total: 3335.0

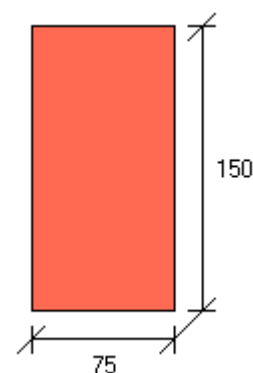
UNDERSTØTNING	POS. x [mm]	Vederlag [mm]	TYPE
1:	0	45	Simpel (Z)
2:	2625	90	Simpel (X,Z)

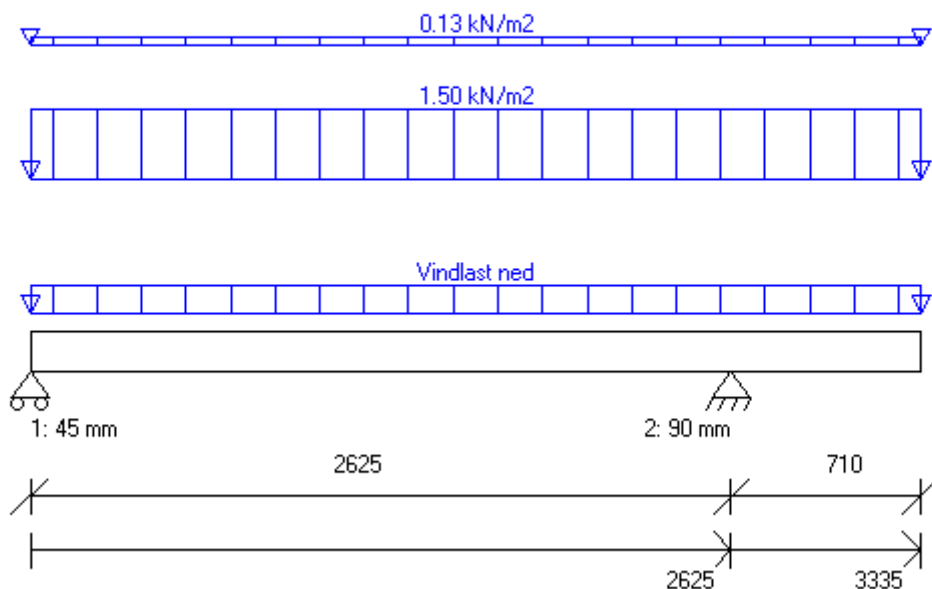
fm,k (My): 24.00 N/mm²
fm,k (Mz): 27.57 N/mm²
fc,0,k: 21.00 N/mm²
fc,90,k: 2.50 N/mm²
ft,0,k: 14.00 N/mm²
ft,90,k: 0.40 N/mm²
fv,k (Vz): 4.00 N/mm²
fv,k (Vy): 4.00 N/mm²
E_{mid}: 11000 N/mm²
G_{mid}: 690 N/mm²
E 0.05: 7400 N/mm²
G 0.05: 460 N/mm²
Volumenvægt: 4.20kN/m³
km-faktor: 0.70

Materialefaktor gamma_m: 1.35

LASTGRUPPE: kmod
Permanent last: 0.600
Langtidslast: 0.700
Mellemlang last: 0.800
Korttidslast: 0.900
Øjeblikkelig last: 1.100

kdef: 0.800





LASTER

Egenlast (Egenlast, Permanent last):

Bjælkens vægt: $QZ = 0.047 \text{ kN/m}$ $x = 0 - 3335 \text{ mm}$

Fladelast: 1: $QZ = 0.130 \text{ kN/m}^2$ $x = 0 - 3335 \text{ mm}$

Nyttelast (Bevægelig last kat. A, Mellemlang last, ULS/SLS-bevægelighed = 100.0 %):

Fladelast: 1: $QZ = 1.500 \text{ kN/m}^2$ $x = 0 - 3335 \text{ mm}$

Vindlast (Vindlast, Øjeblikkelig last):

Fladelast: 1: $QZ = 0.580 \text{ kN/m}^2$ $x = 0 - 3335 \text{ mm}$ (Vindlast ned)

LASTKOMBINATIONER

Kombination 1 (ULS, Permanent last)

$1.00 \cdot 1.20 \cdot \text{Egenlast}$

Kombination 2 (ULS, Mellemlang last)

$0.90 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot \text{Nyttelast}$

Kombination 3 (ULS, Mellemlang last)

$1.00 \cdot 1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot \text{Nyttelast}$

Kombination 4 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \cdot 1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot \text{Nyttelast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot 0.30 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 5 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \cdot 1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot 0.50 \cdot \text{Nyttelast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot 0.30 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 6 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \cdot 1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot 0.50 \cdot \text{Nyttelast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 8 (ULS, Mellemlang last)

$1.00 \cdot 1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot 0.50 \cdot \text{Nyttelast}$

Kombination 9 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \cdot 1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 10 (ULS, Øjeblikkelig last)
 $0.90 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 1.50 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 11 (Stivhedseftervisning, kombinationer)
 $1.00 \cdot \text{Egenlast}$

Kombination 12 (Stivhedseftervisning, kombinationer)
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot \text{Nyttelast}$

Kombination 13 (Stivhedseftervisning, kombinationer)
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot \text{Nyttelast} + 1.00 \cdot 0.30 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 15 (Stivhedseftervisning, kombinationer)
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 0.50 \cdot \text{Nyttelast} + 1.00 \cdot 0.30 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 16 (Stivhedseftervisning, kombinationer)
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 0.50 \cdot \text{Nyttelast}$

Kombination 17 (Stivhedseftervisning, kombinationer)
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.00 \cdot 0.50 \cdot \text{Nyttelast} + 1.00 \cdot \text{Vindlast}$

Kombination 18 (Stivhedseftervisning, nyttelast)
 $1.00 \cdot \text{Nyttelast}$

Kombination 21 (Stivhedseftervisning, vindlast)
 $1.00 \cdot \text{Vindlast}$

BEREGNINGSGRUNDLAG

Norm/Standard: DS/EN 1995-1-1+AC:2007+A1:2008
 Total udnyttelsesgrad: 57.5 %

BEREGNINGSGRUNDLAGSANTAGELSER

Deformationskriterium $W_{q,inst}$: L/600 (SLS, nyttelast)
 Faktor for venstre udkrægning: 2.00
 Faktor for højre udkrægning: 2.00
 Der er sikret for søjlestabilitet i begge retninger (y og z)
 Kipning for bøining M_y omkring y-aksen:
 Konstruktionen er fuldt understøttet mod kipning
 Afstand mellem tværafstivning i underside: $L_{k2} = \text{Spændvidde}$
 Lasten angriber ved konstruktionens overside ($L_{ef1} = L_{k1} + 2xH$ og $L_{ef2} = L_{k2}$)
 BEMÆRK! L_{k1} anvendes når $M_y > 0$ og L_{k2} når $M_y < 0$

DIMENSIONERENDE BEREGNINGSGRUNDLAG

ANALYSE	AKTUEL	KAPACITET	UDNYTT.-GRAD	POS. x [mm]	
Forskydning (z):	1.79 kN	17.78 kN	10.1 %	2430 mm	Komb. 3/1, Mellemlang last
Bøjning (M_y):	1.25 kNm	4.00 kNm	31.4 %	1334 mm	Komb. 3/3, Mellemlang last
(uden k_{crit}):	1.25 kNm	4.00 kNm	31.4 %	1334 mm	Komb. 3/3, Mellemlang last
Bæring, understøtning 1:	1.92 kN	12.50 kN	15.4 %	0 mm	Komb. 3/3, Mellemlang last
lastfaktor for tryk mod sidetræ = 2.50 ($=k_c \cdot 90 \cdot A_{ef}/A_{understøtning}$)					
Bæring, understøtning 2:	3.13 kN	25.00 kN	12.5 %	2625 mm	Komb. 3/1, Mellemlang last
lastfaktor for tryk mod sidetræ = 2.50 ($=k_c \cdot 90 \cdot A_{ef}/A_{understøtning}$)					
Spændvidde 1, $W_{z,q,inst}$:	2.5 mm	4.4 mm	57.5 %	1334 mm	Komb. 18/2 (SLS, nyttelast)
Højre udkrægning, $W_{z,q,inst}$:	0.8 mm	2.4 mm	32.8 %	3335 mm	Komb. 18/3 (SLS, nyttelast)

DIM. LASTKOMB.

Kombination 3/1 (Mellemlang last):
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.50 \cdot \text{Nyttelast}$, spændvidde 1 + $1.50 \cdot \text{Nyttelast}$, Højre udkrægning
 Kombination 3/3 (Mellemlang last):
 $1.00 \cdot \text{Egenlast} + 1.50 \cdot \text{Nyttelast}$, spændvidde 1
 Kombination 18/2 (SLS, nyttelast):
 $1.00 \cdot \text{Nyttelast}$, spændvidde 1
 Kombination 18/3 (SLS, nyttelast):
 $1.00 \cdot \text{Nyttelast}$, Højre udkrægning

DIMENSIONERENDE SNITKRÆFTER

	MAKS.	POS. x [mm]
$V_{z,max}$	2.30 kN	2625 mm
M_y,max	1.37 kNm	1334 mm

REAKTIONER

	maks, styrke	min, styrke	maks, stivhed	min, stivhed	Vederlagstryk
Understøtning					
1:	2.11 kN	0.01 kN	1.46 kN	-0.09 kN	0.63 N/mm ²
2:	3.46 kN	0.24 kN	2.39 kN	0.27 kN	0.51 N/mm ²

- Reaktioner fra stivhedsanalyse, kun til orientering

REAKTIONER, LASTGRUPPER:

Lastgruppe:	Egenlast
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	0.15
2:	0.27

Lastgruppe:	Nyttelast, spændvidde 1
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	1.18
2:	1.18

Lastgruppe:	Nyttelast, Højre udkragning
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	-0.09
2:	0.73

Lastgruppe:	Vindlast
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	0.42
2:	0.74

NOTER:

- Eftervisning er udført iht. EN 1995-1-1:2004, EN 1995 DK NA:2007 inkl. Tillæg 1:15-12-2008 samt A1:2008
- ULS = Brudgrænsetilstand, SLS = Anvendelsesgrænsetilstand
- Anden ordens analyse/laster er ikke taget i regning
- *) procent værdien ved kontrol af kombinerede belastninger står for forholdet mellem regningsmæssig belastning og regningsmæssig bæreevne, ikke den egentlige udnyttelsesgrad
- Bæreevnen af den underliggende konstruktion skal kontrolleres separat.
- Kontrol af udbøjning bliver ikke udført ved udkragning under 200 mm.
- Beregninger tager ikke hensyn til opadgående udbøjninger på udkragninger der er mindre end 10 mm
- Der kan være behov forankring ved mellemunderstøtning (for at undgå yderligere svingning) skal kontrolleres
- Faktor kcr er 1.0 for alle træmaterialer
- ved lastkategori E er det nødvendigt at definere faktorerne ψ_{i0} , ψ_{i1} og ψ_{i2} separat for sne og vindlast (med fri konstruktion)
- Det antages at γ_{M3} er 1.0 for alle materialer og alle konstruktioner
- Forskydning blev medtaget i stivhedsanalyse
- Forskydning blev ikke medtaget i beregning af snitkræfter
- Reduktion af forskydningskræfter er taget i anvendelse tæt på understøtninger, og laster antages at angribe på modsat side af konstruktionen i forhold til understøtningsområdet.
- Forskydningskraft reduktion sker på forskydningskraft kurven på lastkombinationer, i afstanden H fra kanten af understøtningen.
- Tværsnitsstørrelsens indflydelse på elementets styrke bliver indregnet via faktoren k_h , der er inkluderet i den karakteristiske styrke
- Kerto, limtræ eller konstruktionstræ bør ikke bruges i anvendelsesklasse 3 uden yderligere træ beskyttelse
- Den projekterende skal være opmærksom på detaljerne i konstruktionen, og sikre sig at der ikke kan opstå vandlommer.
- Der er taget hensyn styrkens afhængighed af konstruktionsdelens størrelse ved faktoren k_h og er inkluderet i de karakteristiske styrkeværdier

Disse beregninger tager ikke højde for specielle belastnings- og fugtforhold under montage. Behovet for ekstra afstivning i montagefasen skal kontrolleres separat. Den overordnede stabilitet og eventuelle vandrette kræfter i konstruktionen skal ligeledes kontrolleres. Beregneren, ingeniøren eller anden person med ansvar for konstruktionen og bygningens stabilitet skal kontrollere den generelle anvendelighed af de valgte materialer i bygningen.

Beregningerne og udskriften udført med Finnwood beregningsprogram er kun gyldig for Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) produkter, som indgår i Finnwood programmet. Anvendelsen af disse produkter kan efter forlangende skulle dokumenteres på byggepladsen. Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) har ingen ansvar for anvendelse af andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det gælder ligeledes for direkte eller indirekte skader og tab, forårsaget af feller beregnet for andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det er ikke tilladt at udelade denne tekst i udskriften.

De følgende analyse er gyldig for nedenstående data. Den reelle bjælkelængde vil muligvis være forskellig fra den længde, der er angivet nedenfor.

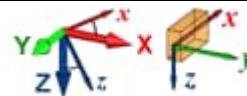
Finnwood 2.4 (2.4.088)
DK (31.12.2021)

PROJEKT INFORMATION

Beregner: Finn Jacobsen
Firma: Ingeniørgruppen AS
Projekt: Shelters til Naturstyrelsen
Kunde: Naturstyrelsen

Konstruktionsdel: Gulvbjelke m punktlast, type small og m

N:\...\Gulvbjelke m punktlast - small og medium, rev B.s01



KONSTRUKTIONSBESKRIVELSE

Konstruktionstype: Gulvbjelke
Materiale: C24
Dimension: 75x150
(B=75 mm, H=150 mm, A=11250 mm², I_y=21093750 mm⁴, W_y=281250 mm³)
Anvendelsesklasse: 2
Konsekvensklasse: CC2 (KFI=1.0)
Belastningsbredde: 600 mm (for fladelaster)

Udkragning/spæn længder:
Udkragning/Spænd: Horizontal [mm]:
spændvidde 1: 2625.0
Højre udkragning: 710.0
Total: 3335.0

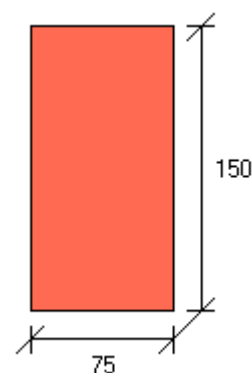
UNDERSTØTNING	POS. x [mm]	Vederlag [mm]	TYPE
1:	0	45	Simpel (Z)
2:	2625	90	Simpel (X,Z)

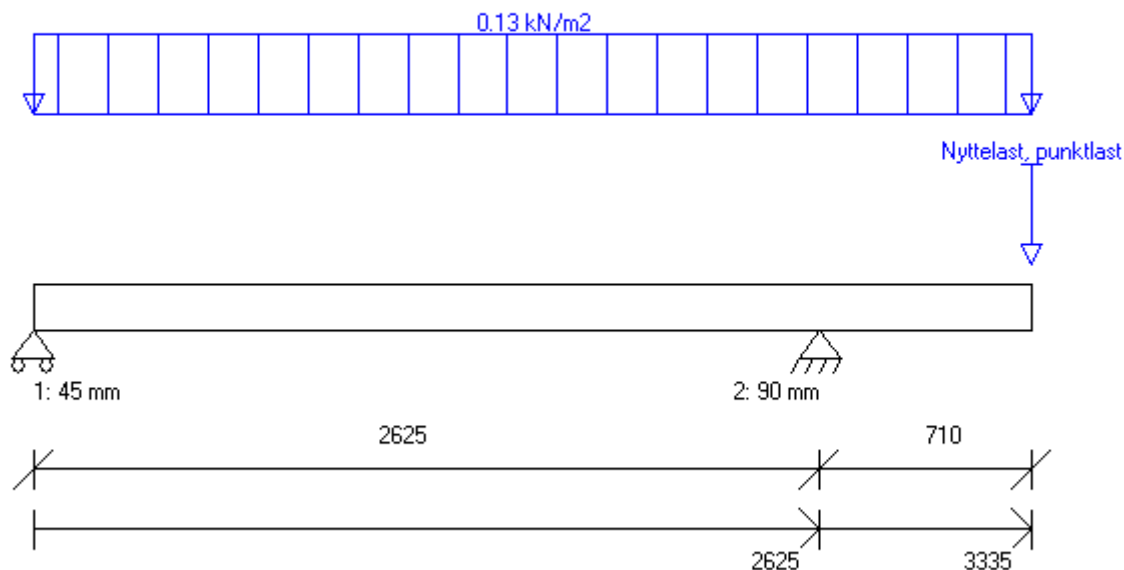
fm,k (My): 24.00 N/mm²
fm,k (Mz): 27.57 N/mm²
fc,0,k: 21.00 N/mm²
fc,90,k: 2.50 N/mm²
ft,0,k: 14.00 N/mm²
ft,90,k: 0.40 N/mm²
fv,k (Vz): 4.00 N/mm²
fv,k (Vy): 4.00 N/mm²
E, mid: 11000 N/mm²
G, mid: 690 N/mm²
E 0.05: 7400 N/mm²
G 0.05: 460 N/mm²
Volumenvægt: 4.20 kN/m³
km-faktor: 0.70

Materialefaktor gamma, m: 1.35

LASTGRUPPE: kmod
Permanent last: 0.600
Langtidslast: 0.700
Mellemlang last: 0.800
Korttidslast: 0.900
Øjeblikkelig last: 1.100

kdef: 0.800





LASTER

Egenlast (Egenlast, Permanent last):

Bjælkens vægt: QZ = 0.047 kN/m x = 0 - 3335 mm

Fladelast: 1: QZ = 0.130 kN/m2 x = 0 - 3335 mm

Nyttelast, punktlast (Bevægelig last, Øjeblikkelig last, ULS/SLS-bevægelighed = 100.0 %):

Punktlast: 1: FZ = 1.50 kN x = 3335.0 mm (Nyttelast, punktlast)

LASTKOMBINATIONER

Kombination 1 (ULS, Permanent last)

1.00*1.20*Egenlast

Kombination 2 (ULS, Permanent last)

0.90*Egenlast

Kombination 3 (ULS, Permanent last)

1.00*1.00*Egenlast

Kombination 11 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

1.00*Egenlast

Kombination 19 (Stivhedseftervisning, nyttelast)

1.00*Nyttelast, punktlast

BEREGNINGSGRUNDLAG

Norm/Standard: DS/EN 1995-1-1+AC:2007+A1:2008

Total udnyttelsesgrad: 94.4 %

BEREGNINGSGRUNDLAG

Deformationskriterium Wq,inst: L/350 (SLS, nyttelast)

Faktor for venstre udkrægning: 2.00

Faktor for højre udkrægning: 2.00

Der er sikret for søjlestabilitet i begge retninger (y og z)

Kipning for bøjning My omkring y-aksen:

Konstruktionen er fuldt understøttet mod kipning

Afstand mellem tværafstivning i underside: $Lk2 = Spændvidde$

Lasten angiver ved konstruktionens overside ($Lef1=Lk1+2xH$ og $Lef2=Lk2$)

BEMÆRK! $Lk1$ anvendes når $My>0$ og $Lk2$ når $My<0$

DIMENSIONERENDE BEREGNINGSRESULTATER

ANALYSE	AKTUEL	KAPACITET	UDNYT.-GRAD	POS. x [mm]	
Forskydning (z):	0.18 kN	13.33 kN	1.4 %	2430 mm	Komb. 1/1, Permanent last
Bøjning (My):	0.11 kNm	3.00 kNm	3.7 %	1251 mm	Komb. 1/1, Permanent last
(uden kcrit):	0.11 kNm	3.00 kNm	3.7 %	1251 mm	Komb. 1/1, Permanent last
Bæring, understøtning 1:	0.18 kN	9.37 kN	2.0 %	0 mm	Komb. 1/1, Permanent last
lastfaktor for tryk mod sidetræ $=2.50 (=kc,90 \cdot A_{ef}/A_{understøtning})$					
Bæring, understøtning 2:	0.32 kN	18.75 kN	1.7 %	2625 mm	Komb. 1/1, Permanent last
lastfaktor for tryk mod sidetræ $=2.50 (=kc,90 \cdot A_{ef}/A_{understøtning})$					
Spændvidde 1, $Wz,q,inst$:	-2.0 mm	7.5 mm	27.0 %	1501 mm	Komb. 19/1 (SLS, nyttelast)
Højre udkragning, $Wz,q,inst$:	3.8 mm	4.1 mm	94.4 %	3335 mm	Komb. 19/1 (SLS, nyttelast)

DIM. LASTKOMB.

Kombination 1/1 (Permanent last):

1.20*Egenlast

Kombination 19/1 (SLS, nyttelast):

1.00*Nyttelast, punktlast, Højre udkragning

DIMENSIONERENDE SNITKRÆFTER

	MAKS.	POS. x [mm]
Vz,max	0.21 kN	2625 mm
My,max	0.11 kNm	1251 mm

REAKTIONER

	maks, styrke	min, styrke	maks, stivhed	min, stivhed	Vederlagstryk
Understøtning 1:	0.18 kN	0.14 kN	0.15 kN	-0.41 kN	0.05 N/mm ²
2:	0.32 kN	0.24 kN	1.91 kN	0.27 kN	0.05 N/mm ²

- Reaktioner fra stivhedsanalyse, kun til orientering

REAKTIONER, LASTGRUPPER:

Lastgruppe:	Egenlast
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	0.15
2:	0.27

Lastgruppe:	Nyttelast, punktlast, Højre udkragning
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	-0.41
2:	1.91

NOTER:

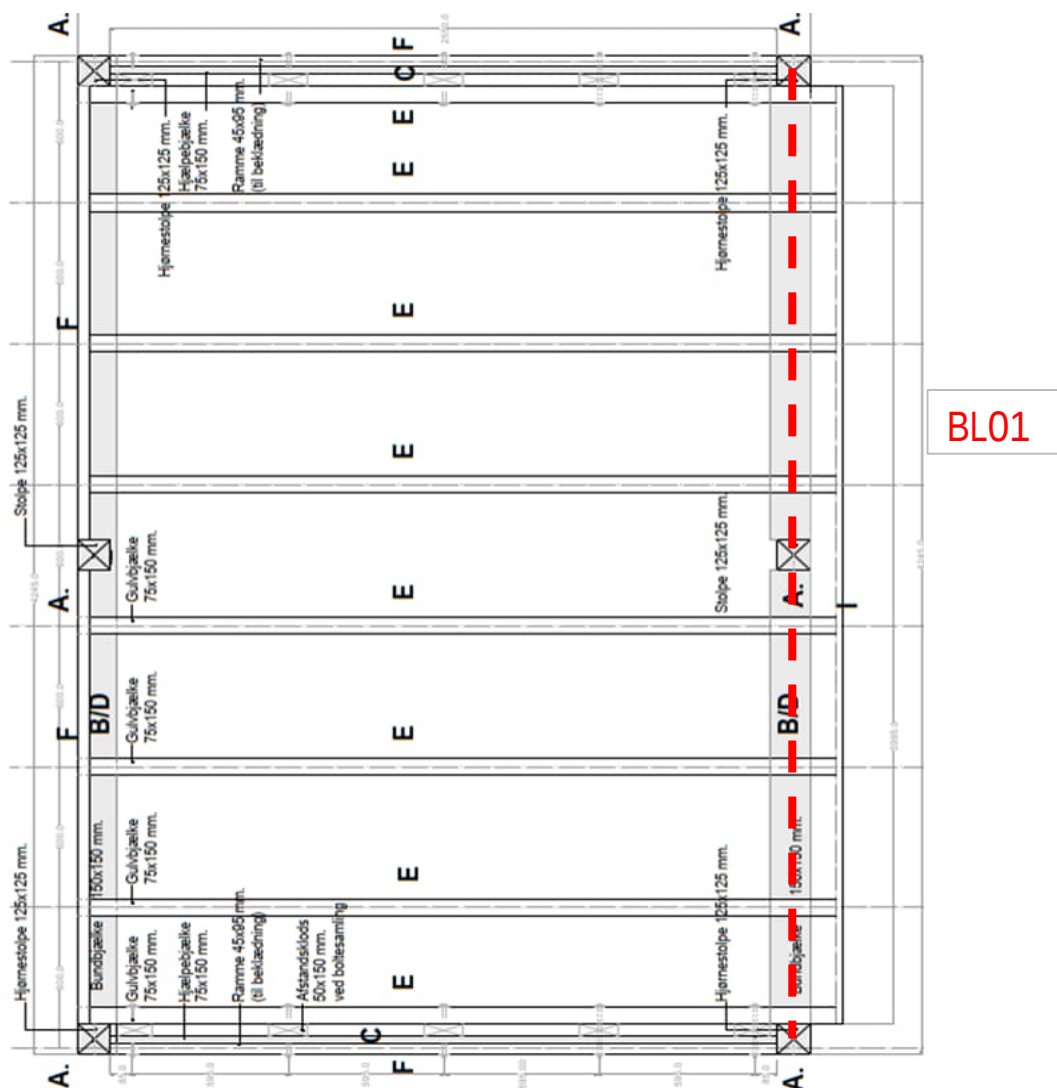
- Eftervisning er udført iht. EN 1995-1-1:2004, EN 1995 DK NA:2007 inkl. Tillæg 1:15-12-2008 samt A1:2008
- ULS = Brudgrænsetilstand, SLS = Anvendelsesgrænsetilstand
- Anden ordens analyse/laster er ikke taget i regning
- *) procent værdien ved kontrol af kombinerede belastninger står for forholdet mellem regningsmæssig belastning og regningsmæssig bæreevne, ikke den egentlige udnyttelsesgrad
- Bæreevnen af den underliggende konstruktion skal kontrolleres separat.
- Kontrol af udbøjning bliver ikke udført ved udkragning under 200 mm.
- Beregninger tager ikke hensyn til opadgående udbøjninger på udkragninger der er mindre end 10 mm
- Der kan være behov for ankering ved mellemunderstøtning (for at undgå yderligere svingning) skal kontrolleres
- Faktor k_{cr} er 1.0 for alle træmaterialer
- ved lastkategori E er det nødvendigt at definere faktorerne ψ_{ii0} , ψ_{ii1} og ψ_{ii2} separat for sne og vindlast (med fri konstruktion)
- Det antages at γ_{M3} er 1.0 for alle materialer og alle konstruktioner
- Forskydning blev medtaget i stivhedsanalyse
- Forskydning blev ikke medtaget i beregning af snitkræfter
- Reduktion af forskydningskræfter er taget i anvendelse tæt på understøtninger, og laster antages at angribe på modsat side af konstruktionen i forhold til understøtningsområdet.
- Forskydningskraft reduktion sker på forskydningskraft kurven på lastkombinationer, i afstanden H fra kanten af understøtningen.
- Tværsnitsstørrelsens indflydelse på elementets styrke bliver indregnet via faktoren k_h , der er inkluderet i den karakteristiske styrke

-
- Kerto, limtræ eller konstruktionstræ bør ikke bruges i anvendelsesklasse 3 uden yderligere træ beskyttelse
 - Den projekterende skal være opmærksom på detaljerne i konstruktionen, og sikre sig at der ikke kan opstå vandlommer.
 - Der er taget hensyn styrkens afhængighed af konstruktionsdelens størrelse ved faktoren k_h og er inkluderet i de karakteristiske styrkeværdier
-

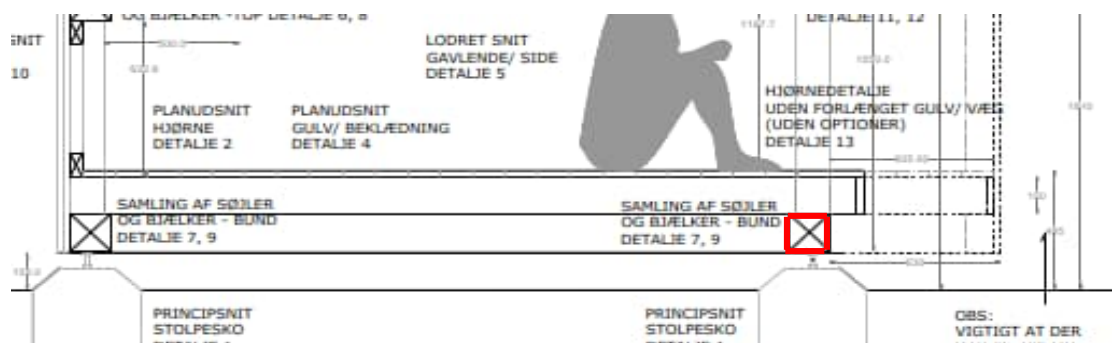
Disse beregninger tager ikke højde for specielle belastnings- og fugtforhold under montagen. Behovet for ekstra afstivning i montagefasen skal kontrolleres separat. Den overordnede stabilitet og eventuelle vandrette kræfter i konstruktionen skal ligeledes kontrolleres. Beregneren, ingeniøren eller anden person med ansvar for konstruktionen og bygningens stabilitet skal kontrollere den generelle anvendelighed af de valgte materialer i bygningen.

Beregningerne og udskriften udført med Finnwood beregningsprogram er kun gyldig for Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) produkter, som indgår i Finnwood programmet. Anvendelsen af disse produkter kan efter forlangende skulle dokumenteres på byggepladsen. Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) har ingen ansvar for anvendelse af andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det gælder ligeledes for direkte eller indirekte skader og tab, forårsaget af feller beregnet for andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det er ikke tilladt at udelade denne tekst i udskriften.

9.4 Bundbjælke for bæring af gulvbjælker - bundrem i front (BL01 i bund)



Gulvplan med markering af bundbjælke i front.

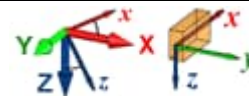


Snit i gulv inkl. gulvforlængelse i front, og markering af bundbjælke

På næste sider er bundbjælken i front beregnet i programmet Finnwood 2.4
Laster på bundbjælke i front er dimensionsgivenden for de to bundbjælker, som er samme dimension.
Karakteristiske reaktioner overføres direkte til punktfundamenter.

De følgende analyse er gyldig for nedenstående data. Den reelle bjælkelængde vil muligvis være forskellig fra den længde, der er angivet nedenfor.

Finnwood 2.4 (2.4.088)
DK (31.12.2021)



PROJEKT INFORMATION

Beregner: Finn Jacobsen
Firma: Ingeniørgruppen AS
Projekt: Shelters til Naturstyrelsen
Kunde: Naturstyrelsen

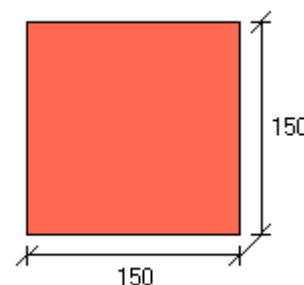
Konstruktionsdel: Bjælke for gulv (front), type medium, rev B

N:\...\Bjælke for gulv, front - medium, rev B.s01

KONSTRUKTIONSBESKRIVELSE

Konstruktionstype: Gulvbjælke
Materiale: C24
Dimension: 150x150
(B=150 mm, H=150 mm, A=22500 mm², I_y=42187500 mm⁴, W_y=562500 mm³)
Anvendelsesklasse: 3
Konsekvensklasse: CC2 (KFI=1.0)
Belastningsbredde: 1000 mm (for fladelaster)

Udkragning/spæn længder:
Udkragning/Spænd: Horisontal [mm]:
spændvidde 1: 2070.0
spændvidde 2: 2070.0
Total: 4140.0



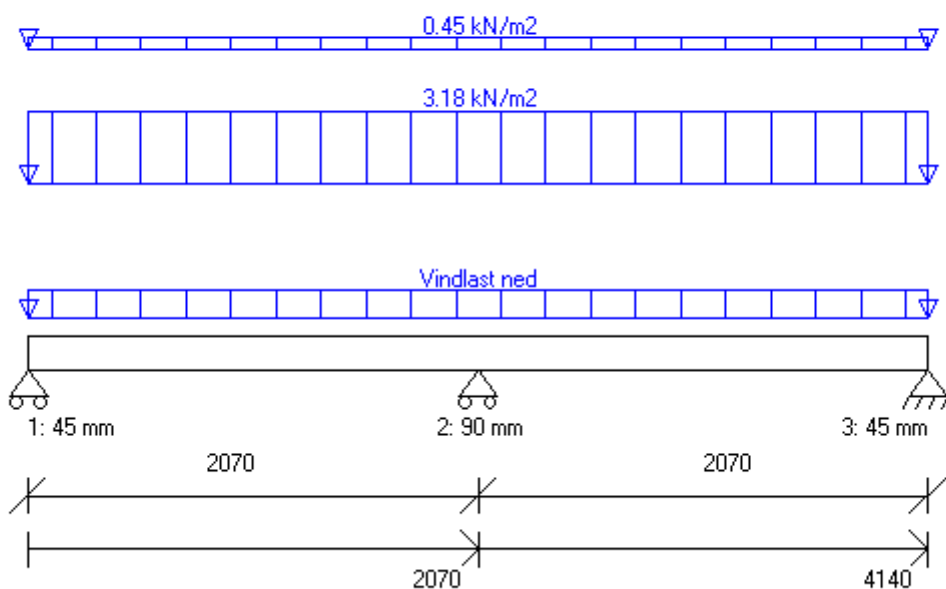
UNDERSTØTNING	POS. x [mm]	Vederlag [mm]	TYPE
1:	0	45	Simpel (Z)
2:	2070	90	Simpel (Z)
3:	4140	45	Simpel (X,Z)

f_{m,k} (M_y): 24.00 N/mm²
f_{m,k} (M_z): 24.00 N/mm²
f_{c,0,k}: 21.00 N/mm²
f_{c,90,k}: 2.50 N/mm²
f_{t,0,k}: 14.00 N/mm²
f_{t,90,k}: 0.40 N/mm²
f_{v,k} (V_z): 4.00 N/mm²
f_{v,k} (V_y): 4.00 N/mm²
E_{mid}: 11000 N/mm²
G_{mid}: 690 N/mm²
E 0.05: 7400 N/mm²
G 0.05: 460 N/mm²
Volumenvægt: 4.20kN/m³
km-faktor: 0.70

Materialefaktor gamma_m: 1.35

LASTGRUPPE: k_{mod}
Permanent last: 0.500
Langtidslast: 0.550

Mellemlang last:	0.650
Korttidslast:	0.700
Øjeblikkelig last:	0.900
kdef	2.000



LASTER

Egenlast (Egenlast, Permanent last):

Bjælkens vægt: QZ = 0.094 kN/m x = 0 - 4140 mm

Fladelast: 1: QZ = 0.450 kN/m² x = 0 - 4140 mm

Nyttelast (Bevægelig last kat. A, Mellemlang last, ULS/SLS-bevægelighed = 100.0 %):

Fladelast: 1: QZ = 3.180 kN/m² x = 0 - 4140 mm

Vindlast (Vindlast, Øjeblikkelig last):

Fladelast: 1: QZ = 1.230 kN/m² x = 0 - 4140 mm (Vindlast ned)

LASTKOMBINATIONER

Kombination 1 (ULS, Permanent last)

1.00*1.20*Egenlast

Kombination 2 (ULS, Mellemlang last)

0.90*Egenlast + 1.00*1.50*Nyttelast

Kombination 3 (ULS, Mellemlang last)

1.00*1.00*Egenlast + 1.00*1.50*Nyttelast

Kombination 4 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Nyttelast} + 1.00 \times 1.50 \times 0.30 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 5 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times 0.50 \times \text{Nyttelast} + 1.00 \times 1.50 \times 0.30 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 6 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times 0.50 \times \text{Nyttelast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 8 (ULS, Mellemlang last)

$1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times 0.50 \times \text{Nyttelast}$

 Kombination 9 (ULS, Øjeblikkelig last)

$1.00 \times 1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 10 (ULS, Øjeblikkelig last)

$0.90 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 1.50 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 11 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

$1.00 \times \text{Egenlast}$

 Kombination 12 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

$1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Nyttelast}$

 Kombination 13 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

$1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times \text{Nyttelast} + 1.00 \times 0.30 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 15 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

$1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 0.50 \times \text{Nyttelast} + 1.00 \times 0.30 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 16 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

$1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 0.50 \times \text{Nyttelast}$

 Kombination 17 (Stivhedseftervisning, kombinationer)

$1.00 \times \text{Egenlast} + 1.00 \times 0.50 \times \text{Nyttelast} + 1.00 \times \text{Vindlast}$

 Kombination 18 (Stivhedseftervisning, nyttelast)

$1.00 \times \text{Nyttelast}$

 Kombination 21 (Stivhedseftervisning, vindlast)

$1.00 \times \text{Vindlast}$

BEREGNINGSRESULTATER

 Norm/Standard: DS/EN 1995-1-1+AC:2007+A1:2008

Total udnyttelsesgrad: 43.8 %

BEREGNINGSFORUDSÆTNINGER

Deformationskriterium $W_{q,inst}$: L/500 (SLS, nyttelast)

Faktor for venstre udkrægning: 2.00

Faktor for højre udkrægning: 2.00

Der er sikret for søjlestabilitet i begge retninger (y og z)

Kipning for bøjning M_y omkring y-aksen:

Konstruktionen er fuldt understøttet mod kipning

Afstand mellem tværafstivning i underside: $L_{k2} = \text{Spændvidde}$

Lasten angriber ved konstruktionens overside ($L_{ef1} = L_{k1} + 2 \times H$ og $L_{ef2} = L_{k2}$)

BEMÆRK! L_{k1} anvendes når $M_y > 0$ og L_{k2} når $M_y < 0$

DIMENSIONERENDE BEREGNINGSRESULTATER

ANALYSE	AKTUEL	KAPACITET	UDNYT.-GRAD	POS. x [mm]	
Forskydning (z):	5.84 kN	28.89 kN	20.2 %	1875 mm	Komb. 3/1, Mellemlang last
Bøjning (My):	2.85 kNm	6.50 kNm	43.8 %	2070 mm	Komb. 3/1, Mellemlang last
(uden kcrit):	2.85 kNm	6.50 kNm	43.8 %	2070 mm	Komb. 3/1, Mellemlang last
Bæring, understøtning 1:		4.74 kN	20.31 kN	23.3 %	0 mm Komb. 3/3,
Mellemlang last					
lastfaktor for tryk mod sidetræ =2.50 (=kc,90*A,ef/A,understøtning)					
Bæring, understøtning 2:		13.75 kN	40.62 kN	33.8 %	2070 mm Komb. 3/1,
Mellemlang last					
lastfaktor for tryk mod sidetræ =2.50 (=kc,90*A,ef/A,understøtning)					
Bæring, understøtning 3:		4.74 kN	20.31 kN	23.3 %	4140 mm Komb. 3/4,
Mellemlang last					
lastfaktor for tryk mod sidetræ =2.50 (=kc,90*A,ef/A,understøtning)					
Spændvidde 1, Wz,q,inst:		1.3 mm	4.1 mm	31.2 %	1035 mm Komb. 18/2
(SLS, nyttelast)					
Spændvidde 2, Wz,q,inst:		1.3 mm	4.1 mm	31.2 %	3105 mm Komb. 18/3
(SLS, nyttelast)					

DIM. LASTKOMB.

Kombination 3/1 (Mellemlang last):

1.00*Egenlast + 1.50*Nyttelast, spændvidde 1 + 1.50*Nyttelast, spændvidde 2

Kombination 3/3 (Mellemlang last):

1.00*Egenlast + 1.50*Nyttelast, spændvidde 1

Kombination 3/4 (Mellemlang last):

1.00*Egenlast + 1.50*Nyttelast, spændvidde 2

Kombination 18/2 (SLS, nyttelast):

1.00*Nyttelast, spændvidde 1

Kombination 18/3 (SLS, nyttelast):

1.00*Nyttelast, spændvidde 2

DIMENSIONERENDE SNITKRÆFTER

	MAKS.	POS. x [mm]
Vz,max	7.59 kN	2070 mm
My,max	3.14 kNm	2070 mm

REAKTIONER

Understøtning	maks, styrke	min, styrke	maks, stivhed	min, stivhed	Vederlagstryk
1:	5.17 kN	-0.24 kN	3.59 kN	-0.41 kN	0.77 N/mm2
2:	15.18 kN	1.27 kN	10.59 kN	1.41 kN	1.12 N/mm2
3:	5.17 kN	-0.24 kN	3.59 kN	-0.41 kN	0.77 N/mm2

- Negativ reaktion (sug) forekommer, vær opmærksom på forankring eller del konstruktionen

- Reaktioner fra stivhedsanalyse, kun til orientering

REAKTIONER, LASTGRUPPER:

Lastgruppe: Egenlast

Understøtning: FZ [kN]:

1: 0.42

2: 1.41

3: 0.42

Lastgruppe: Nyttelast, spændvidde 1

Understøtning: FZ [kN]:

1: 2.88

2: 4.11

3: -0.41

Lastgruppe:	Nyttelast, spændvidde 2
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	-0.41
2:	4.11
3:	2.88

Lastgruppe:	Vindlast
Understøtning:	FZ [kN]:
1:	0.95
2:	3.18
3:	0.95

NOTER:

-
- Eftervisning er udført iht. EN 1995-1-1:2004, EN 1995 DK NA:2007 inkl. Tillæg 1:15-12-2008 samt A1:2008
 - ULS = Brudgrænsetilstand, SLS = Anvendelsesgrænsetilstand
 - Anden ordens analyse/laster er ikke taget i regning
 - *) procent værdien ved kontrol af kombinerede belastninger står for forholdet mellem regningsmæssig belastning og regningsmæssig bæreevne, ikke den egentlige udnyttelsesgrad
 - Bæreevnen af den underliggende konstruktion skal kontrolleres separat.
 - Kontrol af udbøjning bliver ikke udført ved udkrænkning under 200 mm.
 - Beregninger tager ikke hensyn til opadgående udbøjninger på udkrænkninger der er mindre end 10 mm
 - Der kan være behov forankring ved mellemunderstøtning (for at undgå yderligere svingning) skal kontrolleres
 - Faktor kcr er 1.0 for alle træmaterialer
 - ved lastkategori E er det nødvendigt at definere faktorerne ψ_{i0} , ψ_{i1} og ψ_{i2} separat for sne og vindlast (med fri konstruktion)
 - Det antages at γ_{3} er 1.0 for alle materialer og alle konstruktioner
 - Forskydning blev medtaget i stivhedsanalyse
 - Forskydning blev ikke medtaget i beregning af snitkræfter
 - Reduktion af forskydningskræfter er taget i anvendelse tæt på understøtninger, og laster antages at angribe på modsat side af konstruktionen i forhold til understøtningsområdet.
 - Forskydningskraft reduktion sker på forskydningskraft kurven på lastkombinationer, i afstanden H fra kanten af understøtningen.
 - Tværsnitsstørrelsens indflydelse på elementets styrke bliver indregnet via faktoren k_h , der er inkluderet i den karakteristiske styrke
 - Kerto, limtræ eller konstruktionstræ bør ikke bruges i anvendelsesklasse 3 uden yderligere træ beskyttelse
 - Den projekterende skal være opmærksom på detaljerne i konstruktionen, og sikre sig at der ikke kan opstå vandlommer.
 - Der er taget hensyn styrkens afhængighed af konstruktionsdelens størrelse ved faktoren k_h og er inkluderet i de karakteristiske styrkeværdier
-

Disse beregninger tager ikke højde for specielle belastnings- og fugtforhold under montagen. Behovet for ekstra afstivning i montagefasen skal kontrolleres separat. Den overordnede stabilitet og eventuelle vandrette kræfter i konstruktionen skal ligeledes kontrolleres. Beregneren, ingeniøren eller anden person med ansvar for konstruktionen og bygningens stabilitet skal kontrollere den generelle anvendelighed af de valgte materialer i bygningen.

Beregningerne og udskriften udført med Finnwood beregningsprogram er kun gyldig for Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) produkter, som indgår i Finnwood programmet. Anvendelsen af disse produkter kan efter forlangende skulle dokumenteres på byggepladsen. Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) har ingen ansvar for anvendelse af andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det gælder ligeledes for direkte eller indirekte skader og tab, forårsaget af feller beregnet for andre produkter end fra Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood). Det er ikke tilladt at udelade denne tekst i udskriften.

10 Samlinger

10.1 Vinkelbeslag mellem bjælkespær og toprem.



Laster fra karakteristiske reaktioner fra bjælkespær.

Der skal være 2 vinkelbeslag pr. samling, undtagen ved gavlspær, hvor der kun skal placeret 1 stk. vinkelbeslag.

Max. regningsmæssige laster:

Max. lodret sug: $0,9 \cdot E_g - 1,5 \cdot \text{Vindsug}$

$$F_1 = 0,9 \cdot 0,41 - 1,5 \cdot 1,92 = \underline{-2,51 \text{ kN}}$$

Max. vandret last parallel med vinkelbeslag:

$$\text{Vindtryk på lukket facade, inkl. indv. overtryk: } = 0,64 + 0,30 = 0,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Vindsug på lukket facade, inkl. indv. undertryk: } = 0,33 + 0,58 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Regningsmæssig last: } 1,5 \cdot 0,94 = 1,41 \text{ kN/m}^2$$

Max. vandret last pr. samling: (7 spærafstande mellem hjørner)

$$F_{2/3} = (1,41 \cdot 4,25 \cdot 0,5 \cdot 0,9) / 7 = \underline{-0,39 \text{ kN}}$$

Max. vandret last vinkelret på vinkelbeslag:

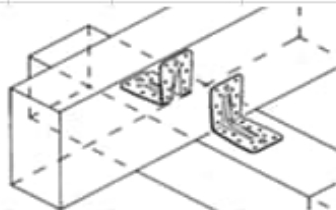
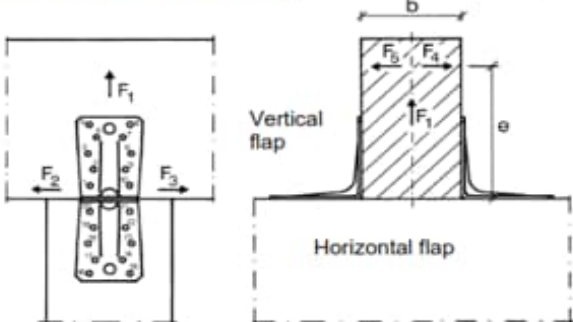
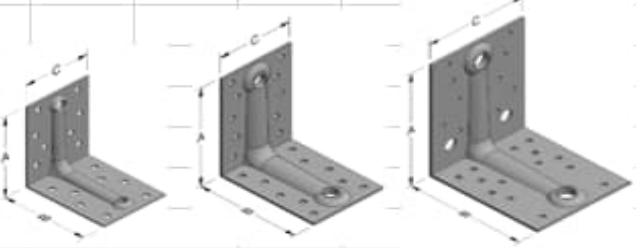
$$\text{Vindtryk på gavl, inkl. indv. undertryk: } = 0,63 + 0,64 = 1,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Regningsmæssig last: } 1,5 \cdot 1,27 = 1,91 \text{ kN/m}^2$$

Max. vandret last pr. samling: (lasten fordeles på 14 samlinger)

$$F_{4/5} = (1,91 \cdot 3,70 \cdot 0,5 \cdot (0,9 + 1,6) / 2) / 14 = \underline{-0,32 \text{ kN}}$$

Bæreevneberegning er vist på næste side.

Vinkelbeslag ml. spær og toprem					
Forudsætninger:	- Beregnet fra Simpson Strongtie ETA-06/0106 - 2021/04/09 2 vinkelbeslag pr. samling. - Regnearket kan anvendes til samlinger mellem træ bjælker, og altså ikke mellem bjælke og søjle eller konstruktionselementer af stål. - CNA kamsøm kan erstattes af CSA beslagskruer i overensstemmelse med Simpson Strong Ties anvisninger.				
	Regnings-	F_1 [kN]	2,51		
	mæssige	$F_{2/3}$ [kN]	0,39		
	laster	$F_{4/5}$ [kN]	0,32		
	e - excentricitet [mm]		140		
b - bjælke bredde [mm]			45		
V_M			1,35		
k_{mod}			0,9		
Lastvarighed			Ø-last		
Valgt beslag			ABR9020		
Udsømning			Fuld		
Valgt CNA kamsøm			4,0x40		
Dimensioner [mm]	A		88		
	B		88		
	C		65		
	t		2,0		
Antal Søm	A		8		
	B		10		
Karakteristik Bæreevne [kN]	$R_{1,k}$		10,8		
	$R_{2/3,k}$		10,3		
	$R_{4/5,k}$		3,5		
Regningsmæssige Bæreevne [kN]	$R_{1,d}$		7,2		
	$R_{2/3,d}$		6,9		
	$R_{4/5,d}$		2,6		
Udnyttelse [%]	F_1		35%		
	$F_{2/3}$		6%		
	$F_{3/4}$		12%		
	Kombineret		47%		

Datablad med bæreevner for vinkelbeslag er vist på næste side.

Teknisk datablad

ABR-S
Rustfrie A4 vinkelbeslag med nøglehulsribbe

SIMPSON
Strong-Tie

Teknisk data

Dimensjoner

Art. nr.	DB nr.	Mål (mm)				Huller flig A				Huller flig B			
		A	B	C	t	Ø5	Ø7	Ø11	Ø14	Ø5	Ø9	Ø13	Ø14
ABR7013S	1901749	70	70	55	1,5	8	1	-	-	8	1	-	-
ABR9020S	1901732	88	88	65	2	10	-	1	-	10	-	1	-
ABR10023S	1901733	105	105	90	2,5	10	-	2	1	14	-	-	1

Karakteristisk bæreevne - Bjælke-bjælkesamling - Maksimum udsømning

Art. nr.	Karakteristisk bæreevne - Træ-træsamling - Maksimum udsømning										
	Udsømning		Karakteristisk bæreevne - Bjælke-bjælkesamling - Maks udsømning [kN]								
	Flig A	Flig B	R _{1,k}			R _{2/3,k}			R _{4/5,k}		
	Antal	Antal	CNA4.0x35S	CNA4.0x40S	CNA4.0x60S	CNA4.0x35S	CNA4.0x40S	CNA4.0x60S	CNA4.0x35S	CNA4.0x40S	CNA4.0x60S
ABR7013S	6	8	3,2	6,1	-	6,7	7,3	-	4,2 /kmod ^{0,3}	4,8 /kmod ^{0,3}	-
ABR9020S	8	10	9,7	10,8	14,9	9,4	10,3	13	4,6 /kmod ^{0,7}	4,9 /kmod ^{0,7}	5,8 /kmod ^{0,8}
ABR10023S	10	14	12,7	17,2	29,3	10,7	12,2	19,7	10,6/kmod ^{0,2}	11,5 /kmod ^{0,4}	13,1 /kmod ^{0,8}

R_{4/5} er bestemt for bjælkebredde b = 75 mm og ekscentricitet e = 130 mm

Kombineret last:

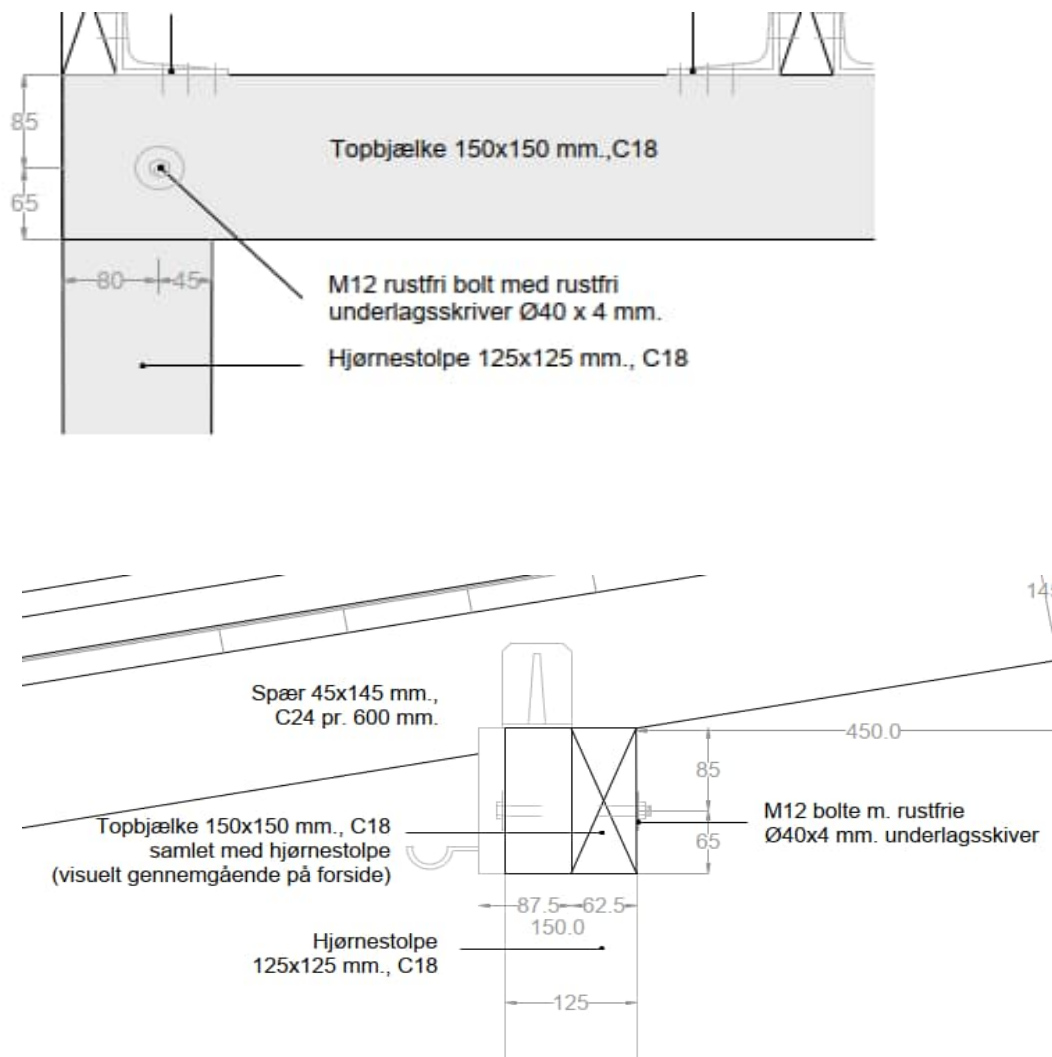
$$\sqrt{\left(\frac{F_{1,d}}{R_{1,d}} + \frac{F_{4/5,d}}{R_{4/5,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{2/3,d}}{R_{2/3,d}}\right)^2} \leq 1$$

Karakteristisk bæreevne - Bjælke-bjælkesamling - Delvis udsømning

Art. nr.	Karakteristisk bæreevne - Træ-træsamling - Delvis udsømning									
	Udsømning		Karakteristisk bæreevne - Bjælke-bjælkesamling - Delvis udsømning [kN]							
	Flig A	Flig B	R _{1,k}			R _{2/3,k}			R _{4/5,k}	
	Antal	Antal	CNA4.0x35S	CNA4.0x40S	CNA4.0x60S	CNA4.0x35S	CNA4.0x40S	CNA4.0x60S	CNA4.0x35S	CNA4.0x40S
ABR9020S	4	6	4,9	5,9	9,8	5,9	6,4	8,1	4,6 /kmod ^{0,6}	4,8 /kmod ^{0,7}
ABR10023S	6	6	4,8	5,7	9,5	9,7	10,6	14,3	Refer to ETA-06/0106	Refer to ETA-06/0106

R_{4/5} er bestemt for bjælkebredde b = 75 mm og ekscentricitet e = 130 mm

10.2 Boltesamling mellem toprem og hjørnesøjler



Laster som skal overføres i samlingen:

Egenlast af fra toprem = 0,70 kN

Vindsug fra toprem = 2,24 kN

Regningsmæssig opadrettet last (F_1): $0,70 \cdot 0,9 - 2,24 \cdot 1,5 = \underline{2,73 \text{ kN}}$

Regningsmæssig bæreevne af boltsamling er vist på næste side.

Kantafstande:

Min. afstand til belastet endetræ:

$7 \cdot d$ eller 80 mm: $7 \cdot 12 = 84 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$ - OK

Min. afstand til belastet sidetræ:

$4 \cdot d$: $4 \cdot 12 = 48 \text{ mm} < 65 \text{ mm}$ - OK

Min. afstand til ubelastet endetræ:

$4 \cdot d$: $4 \cdot 12 = 48 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$ - OK

Min. afstand til ubelastet sidetræ:

$3 \cdot d$: $3 \cdot 12 = 36 \text{ mm} < 45 \text{ mm}$ - OK

07.06.2023 12.02

SømDIM

TRÆ
Information

SømDIM v1.4.0
© Træinformation 2009-2018

Vælg forbindelse:

Træ mod træ, et snit
Bolt

Sag 8589 - Shelter, Smal - topbjælke/s



Resultater

Trækbæreevne $R_{ax,k} = 7278 \text{ N}$
Tværbæreevne (pr. snit) $R_{v,k} = 7032 \text{ N}$

Boltens geometri

Diameter $d = 12 \text{ mm}$
Underlagspladens diameter $d_w = 40 \text{ mm}$
Underlagspladens tykkelse $t_w = 4 \text{ mm}$

- ☒ Rundt underlag
☐ Firkantet underlag

Trædel 1

Styrkeklasse C18
Tykkelse $t_1 = 62,5 \text{ mm}$
Vinkel mellem kraftretning og fiberretning $\alpha_1 = 0^\circ$

Trædel 2

Styrkeklasse C18
Tykkelse $t_2 = 62,5 \text{ mm}$
Vinkel mellem kraftretning og fiberretning $\alpha_2 = 90^\circ$

Styrkeparametre

Stålstyrke $f_u = 300 \text{ MPa}$
Flydemoment $M_y = 57559 \text{ Nmm}$ ☒ Brug EC5-værdi

Andre valg

- ☒ $\rho_{min} = 350 \text{ kg/m}^3$
☐ Forboring kræves

Mellemlresultater

$t_{pen} = 62,5 \text{ mm}$ $\rho_1 = 350 \text{ kg/m}^3$ $f_{h,1} = 25,3 \text{ MPa}$ $R_{w(A_w)} = 7278 \text{ N}$
 $t_{ef} =$ $\rho_2 = 350 \text{ kg/m}^3$ $f_{h,2} = 16,51 \text{ MPa}$ $R_{w(t_w)} = 11943 \text{ N}$
 $d_{ef} = 12 \text{ mm}$ $R_{w(d)} = 11943 \text{ N}$

Brudform a b c d e f R_w er indtrykningsstyrken af underlagspladen. Ved stålplade mod træ betragtes stålpladen som en underlagsplade med stor diameter.
 R_v 18942 N 12380 N 8055 N 8687 N 7032 N 7549 N

Karakteristisk tværbæreevne = 7,032 kN (aflæst i SømDIM)

Regningsmæssig bæreevne af boltesamling: $F_{v,d} = kd * F_{v,k}$

kd for Ø-last og anvendelsesklasse 3 = 0,667

Regningsmæssig bæreevne af boltesamling: $F_{v,d} = 0,667 * 7,032 = 4,69 \text{ kN}$

4.69 kN > 2,73 kN => OK

Da lasterne i boltesamlingen mellem bundrem og hjørnesøjler er tilsvarende eller mindre, regnes der ikke på denne samling.

Tilsvarende er lasterne i boltesamlinger i den lave side tilsvarende eller mindre, hvorfor der ikke regnes på disse samlinger.

Spær 45x145 mm., C24 pr. hver 600 mm.

Vinkel - Simpson Strong-Tie, type ABR 9020 S (rustfri A4) m. fuld udsømning m. rustfrie beslagskruer CSA-S 5,0 x 35. (8 stk. i lodret flig + 10 stk. i vandret flig)

37.5 50 37.5

Topbjælke 150x150 mm., C18

M12 bolte m. rustfrie Ø40x4 mm. underlagsskiver

Midtersøjle 125x125 mm., C18

Spær 45x145 mm., C24 pr. 600 mm.

Topbjælke 150x150 mm., C18 samlet med hjørnestolpe (visuelt gennemgående på forside)

midter stolpe 125x125 mm., C18

450.0

85

65

M12 bolte m. rustfrie Ø40x4 mm. underlagsskiver

87.5 62.5 150.0

125

14

Regningsmæssig opadrettet last (F_1): $2,04 \cdot 0,9 - 6,49 \cdot 1,5 = \underline{7,90 \text{ kN}}$

$$3*d: 3*12 = 36 \text{ mm} < 37.5 \text{ mm} - \text{OK}$$

Regningsmæssig bæreevne af boltsamling er vist på næste side.

07.06.2023 12:02

SømDIM



SømDIM v1.4.0
© Træinformation 2009-2018

Vælg forbindelse:

Træ mod træ, et snit
Bolt

Sag 8589 - Shelter, Smal - topbjælke/s



Resultater

Trækbæreevne $R_{ax,k} = 7278 \text{ N}$
Tværbæreevne (pr. snit) $R_{v,k} = 7032 \text{ N}$

Boltens geometri

Diameter $d = 12 \text{ mm}$
Underlagspladens diameter $d_w = 40 \text{ mm}$
Underlagspladens tykkelse $t_w = 4 \text{ mm}$

☒ Rundt underlag
☐ Firkantet underlag

Trædel 1

Styrkeklasse C18
Tykkelse $t_1 = 62,5 \text{ mm}$
Vinkel mellem kraftretning og fiberretning $\alpha_1 = 0^\circ$

Trædel 2

Styrkeklasse C18
Tykkelse $t_2 = 62,5 \text{ mm}$
Vinkel mellem kraftretning og fiberretning $\alpha_2 = 90^\circ$

Styrkeparametre

Stålstyrke $f_u = 300 \text{ MPa}$
Flydemoment $M_y = 57559 \text{ Nmm}$ ☒ Brug EC5-værdi

Andre valg

☒ $\rho_{min} = 350 \text{ kg/m}^3$
☒ Forboring kræves

Mellemresultater

$t_{pen} = 62,5 \text{ mm}$ $\rho_1 = 350 \text{ kg/m}^3$ $f_{h,1} = 25,3 \text{ MPa}$ $R_w(A_w) = 7278 \text{ N}$
 $t_{ef} =$ $\rho_2 = 350 \text{ kg/m}^3$ $f_{h,2} = 16,51 \text{ MPa}$ $R_w(t_w) = 11943 \text{ N}$
 $d_{ef} = 12 \text{ mm}$ $R_w(d) = 11943 \text{ N}$

Brudform a b c d e f R_v 18942 N 12380 N 8055 N 8687 N 7032 N 7549 N R_v er indtrykningsstyrken af underlagspladen. Ved stålplade mod træ betragtes stålpladen som en underlagsplade med stor diameter.

Karakteristisk tværbæreevne for 2 bolte = $2 * 7,032 \text{ kN}$ (aflæst i SømDIM) = $14,06 \text{ kN}$

Regningsmæssig bæreevne af boltesamling:

kd for Ø-last og anvendelsesklasse **3** = $0,667$

Regningsmæssig bæreevne af boltesamling: $F_{v,d} = 0,667 * 14,06 = 9,38 \text{ kN}$

$9,38 \text{ kN} > 7,90 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$

Da lasterne i boltesamlingen mellem bundrem og midtersøjler er tilsvarende eller mindre, regnes der ikke på denne samling.

Tilsvarende er lasterne i boltesamlinger i den lave side tilsvarende eller mindre, hvorfor der ikke regnes på disse samlinger.

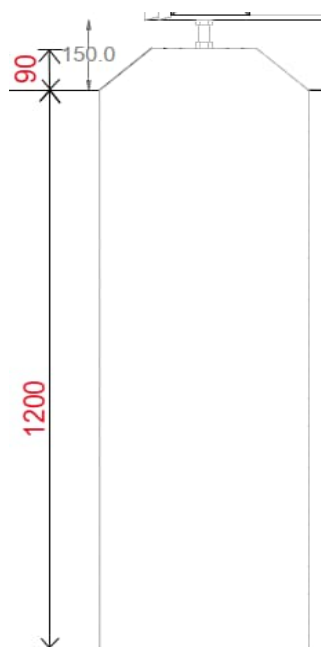
11 Fundamenter

11.1 Punktfundamenter ved hjørnesøjler

Geometri mv.:

Bredde:
Højde:
Egenlast (affasning i top)

b = 0,40 m
h = 1,26 m
G = 4,84 kN



Punktfundament ved hjørnesøjler (4 stk.)
Dim. 400 x 400 x 1290 mm

Der regnes på følgende regningsmæssige laster på fundament:

- 1) Lk. 6..10a: Dominerende egenlast: $1,2 \cdot eg$
- 2) Lk. 6..10b: Dominerende nyttelast: $1,0 \cdot eg + 1,5 \cdot nyt + 0,45 \cdot (sne + vind ned)$
- 3) Lk. 6..10b: Dominerende snelast: $1,0 \cdot eg + 1,5 \cdot sne + 1,5 \cdot 0,5 \cdot nyt + 0,45 \cdot vind ned$
- 4) Lk. 6..10b: Dominerende vind ned: $1,0 \cdot eg + 1,5 \cdot vind ned + 1,5 \cdot 0,5 \cdot nyt$
- 5) Lk. 6..10b: Dominerende punktlast: $1,0 \cdot eg + 1,5 \cdot nyt$
- 6) Lk. 6..10b: Dominerende vind op: $0,9 \cdot eg + 1,5 \cdot vind op$

Lastgruppe

P-last
Ø-last
Ø-last
Ø-last
M-last
Ø-last

Karakteristiske laster hentes fra trækonstruktioner - reaktioner på søjler fra top- og bundbjælker:

Egenlast af sidebeklædning tillægges med $0,14 \text{ kN/m}^2$, svarende til $2,0 \cdot 1,6 \cdot 0,14 = 0,45 \text{ kN}$

Egenlast af søjler tillægges med $1,25 \cdot 0,07 = 0,09 \text{ kN}$

- | | | |
|---|---|----------------|
| 1) $1,2 \cdot (0,70 + 0,42 + 0,45 + 0,09)$ | = | 1,99 kN (P) |
| 2) $1,0 \cdot (0,70 + 0,42 + 0,45 + 0,09) + 1,5 \cdot 2,88 + 0,45 \cdot (1,79 + 0,65 + 0,95)$ | = | 7,51 kN (Ø) |
| 3) $1,0 \cdot (0,70 + 0,42 + 0,45 + 0,09) + 1,5 \cdot 1,79 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,88 + 0,45 \cdot (0,95 + 0,65)$ | = | 7,23 kN (Ø) |
| 4) $1,0 \cdot (0,70 + 0,42 + 0,45 + 0,09) + 1,5 \cdot (0,65 + 0,95) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,88$ | = | 6,22 kN (Ø) |
| 5) $1,0 \cdot (0,70 + 0,42 + 0,45 + 0,09) + 1,5 \cdot 2,88$ | = | 5,98 kN (M) |
| 6) $0,9 \cdot (0,70 + 0,42 + 0,45 + 0,09) + 1,5 \cdot (-2,24)$ | = | -1,87 kN (Ø) |

Max lodret tryk på jord:

Last fra shelter = 7,51 kN

Eg fundament = 4,84 kN

$$\sigma = (7,51 + 4,84) / 0,4 \times 0,4 = 77,2 \text{ kN/m}^2$$

Med et regningsmæssig jordtryk under 100 kN/m² vil fundamentet være OK for det vi betegner som "normal jord" i henhold til jordparametre nævnt i afsnit 5.1 - Grund og jord

Max lodret sug i fundament:

Last fra shelter = -1,87 kN

Eg fundament = 0,9 * 4,84 kN = 4,36 kN

Regningsmæssig ballast på 4,36 kN, er større end lodret sug på 1,87 kN => OK

11.2 Punktfundamenter ved midtersøjler

Geometri mv.:

Bredde:

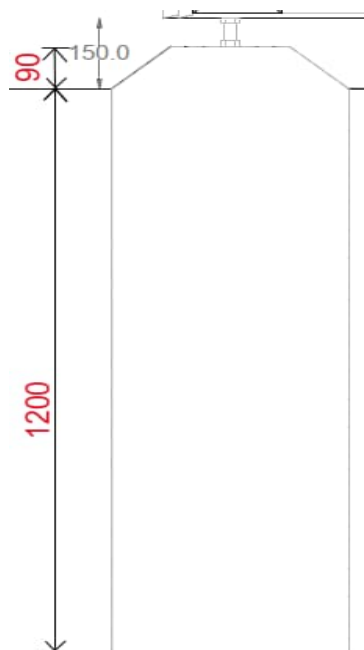
b = 0,50 m

Højde:

h = 1,26 m

Egenlast (affasning i top)

G = 7,56 kN



Punktfundament ved midtersøjler (2 stk.)
Dim. 500 x 500 x 1290 mm

Der regnes på følgende regningsmæssige laster på fundament:

	Lastgruppe
1) Lk. 6..10a: Dominerende egenlast: $1,2 \cdot \text{eg}$	P-last
2) Lk. 6..10b: Dominerende nyttelast: $1,0 \cdot \text{eg} + 1,5 \cdot \text{nyt} + 0,45 \cdot (\text{sne} + \text{vind ned})$	Ø-last
3) Lk. 6..10b: Dominerende snelast: $1,0 \cdot \text{eg} + 1,5 \cdot \text{sne} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{nyt} + 0,45 \cdot \text{vind ned}$	Ø-last
4) Lk. 6..10b: Dominerende vind ned: $1,0 \cdot \text{eg} + 1,5 \cdot \text{vind ned} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \text{nyt}$	Ø-last
5) Lk. 6..10b: Dominerende punktlast: $1,0 \cdot \text{eg} + 1,5 \cdot \text{nyt}$	M-last
6) Lk. 6..10b: Dominerende vind op: $0,9 \cdot \text{eg} + 1,5 \cdot \text{vind op}$	Ø-last

Karakteristiske laster hentes fra trækonstruktioner - reaktioner på søjler fra top- og bundbjælker:

Egenlast af søjler tillægges med $1,25 \cdot 0,07 = 0,09$ kN

1) $1,2 \cdot (2,04 + 1,41 + 0,09)$	=	4,25 kN	(P)
2) $1,0 \cdot (2,04 + 1,41 + 0,09) + 1,5 \cdot 4,11 + 0,45 \cdot (5,18 + 1,89 + 3,18)$	=	14,32 kN	(Ø)
3) $1,0 \cdot (2,04 + 1,41 + 0,09) + 1,5 \cdot 5,18 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 4,11 + 0,45 \cdot (3,18 + 1,89)$	=	16,67 kN	(Ø)
4) $1,0 \cdot (2,04 + 1,41 + 0,09) + 1,5 \cdot (1,89 + 3,18) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 4,11$	=	14,23 kN	(Ø)
5) $1,0 \cdot (2,04 + 1,41 + 0,09) + 1,5 \cdot 4,11$	=	9,71 kN	(M)
6) $0,9 \cdot (2,04 + 1,41 + 0,09) + 1,5 \cdot (-6,49)$	=	-6,55 kN	(Ø)

Max lodret tryk på jord:

Last fra shelter = 16,67 kN

Eg fundament = 7,56 kN

$$\sigma = (16,67 + 7,56) / 0,5 \cdot 0,5 = 96,9 \text{ kN/m}^2$$

Med et regningsmæssig jordtryk under 100 kN/m² vil fundamentet være OK for det vi betegner som "normal jord" i henhold til jordparametre nævnt i afsnit 5.1 - Grund og jord

Max lodret sug i fundament:

Last fra shelter = -6,55 kN

Eg fundament = $0,9 \cdot 7,56$ kN = 6,80 kN

Regningsmæssig ballast på 6,80 kN, er større end lodret sug på 6,55 kN => OK

11.3 Samling mellem fundament og bundbjælker

Der anvendes beslag som Simpson Strong-Tie søjlesko type PVD120G

Teknisk datablad	
PVD Søjlesko	SIMPSON Strong-Tie
Søjlesko PVD anvendes til understøtning af træ søjler med bredde fra 80 mm og opetter. Søjleskoen er både højde- og breddejusterbar. PVD søjleskoenes rør indstøbes min. 200 mm i beton. Da søjleskoene er højdejusterbare vil afstanden fra den vandrette plade til betonoverkanten (her benævnt g) kunne variere, bæreevner er angivet for forskellige afstande af g. Søjleskoene kan optage tryk, træk og vandret last.	    
Egenskaber Materiale - Stålkvalitet: Stålblade: S235JR EN10025:2004 Gevindstænger: S355JO EN10025:2004 - Korrosion: Beslagene varmforzinkes efter bearbejdning iht. EN/ISO1461 med zinklagtykkelse på typisk 55 µm Fordele - Justerbar i både højde og bredde - Søjleskoene kan optage tryk, træk og vandret last Anvendelse Samlinger - Træ-søjle samlinger - Søjleskoens rør indstøbes i beton Anvendelsesområder - Anvendes til understøtning af træ søjler i tilfælde, hvor man har behov for de justeringsmuligheder, der er indbygget i beslaget	    HDG 55 µm OUTDOOR

Teknisk datablad

PVD
Søjlesko



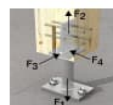
Teknisk data

Dimensioner



Art. nr.	DB nr.	Dimensioner [mm]									Huller, topplade	
		A	B	C	D	E	F	G	t ₁	t ₂	Ø5	Ø13.5
PVD80G	1480117	80-120	70	120	40	40	249 - 302	20	5	4	10	2
PVD120G	5653837	120-160	70	120	40	40	249 - 302	20	5	4	10	2

Karakteristisk bæreevne



Art. nr.	Udsømning		Karakteristisk bæreevne [kN]									
	Søjle		R _{1,k}	R _{2,k}			R _{3,k} [*]			R _{4,k} [*]		
	Antal	Type		Træbredde [mm]			g** [mm]			g** [mm]		
				80	120	160	48	73	98	48	73	98
PVD80G	10	CNA4.0x40	min (77.8 ; 49/kmod)	17.6	min (17.6 ; 11.6/kmod)	min (15.2 ; 7.6/kmod)	2.7/kmod	2.1/kmod	1.7/kmod	6.5/kmod	3.9/kmod	2.8/kmod
PVD120G	10	CNA4.0x40	min (77.8 ; 49/kmod)	17.6	min (17.6 ; 11.6/kmod)	min (15.2 ; 7.6/kmod)	2.7/kmod	2.1/kmod	1.7/kmod	6.5/kmod	3.9/kmod	2.8/kmod

* Søjlebredde ≥ 80 mm

** g er afstanden fra overkant af beton til underkant søjle

Bæreevne for lodret træk i fodbeslag ved hjørnesøjler:

Afstand mellem betonfundament og bundbjælke sættes til 73 mm

R_{2,k} = mindst af 17,6 kN eller 11,6/kmod

Kmod for Ø-last = 0,9 (anvendelsesklasse 3)

R_{2,k} = 11,6/0,9 = 12,9 kN

R_{2,d} = 12,9*0,9/1,35 = 8,60 kN > 1,87 => OK

Bæreevne for lodret tryk i fodbeslag ved hjørnesøjler:

Afstand mellem betonfundament og bundbjælke sættes til 73 mm

R_{1,k} = mindst af 77,8 kN eller 49/kmod

Kmod for P-last = 0,5 (anvendelsesklasse 3)

R_{1,k} = 49/0,5 = 98 kN => max 77,8 kN

R_{1,d} = 77,8*0,5/1,35 = 28,8 kN > 1,99 => OK

Kmod for M-last = 0,65 (anvendelsesklasse 3)

R_{1,k} = 49/0,65 = 75,4 kN => max 75,4 kN

R_{1,d} = 75,4*0,65/1,35 = 36,3 kN > 5,98 => OK

Bæreevne for lodret træk i fodbeslag ved midtersøjler:

Afstand mellem betonfundament og bundbjælke sættes til 73 mm

R_{2,k} = mindst af 17,6 kN eller 11,6/kmod

Kmod for Ø-last = 0,9 (anvendelsesklasse 3)

R_{2,k} = 11,6/0,9 = 12,9 kN

R_{2,d} = 12,9*0,9/1,35 = 8,60 kN > 6,55 => OK

Bæreevne for lodret tryk i fodbeslag ved Midtersøjler:

Afstand mellem betonfundament og bundbjælke sættes til 73 mm

R_{1,k} = mindst af 77,8 kN eller 49/kmod

Kmod for P-last = 0,5 (anvendelsesklasse 3)

R_{1,k} = 49/0,5 = 98 kN => max 77,8 kN

R_{1,d} = 77,8*0,5/1,35 = 28,8 kN > 4,25 => OK

Kmod for M-last = 0,65 (anvendelsesklasse 3)
 $R_{1,k} = 49/0,65 = 75,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{max } 75,4 \text{ kN}$
 $R_{1,d} = 75,4 \cdot 0,65/1,35 = \underline{36,3 \text{ kN} > 9,71} \Rightarrow \text{OK}$

Kmod for Ø-last = 0,9 (anvendelsesklasse 3)
 $R_{1,k} = 49/0,9 = 54,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{max } 54,4 \text{ kN}$
 $R_{1,d} = 54,4 \cdot 0,9/1,35 = \underline{36,3 \text{ kN} > 16,67} \Rightarrow \text{OK}$

Vandret last i fodbeslag på langs af bundbjælke: (Fordeles på 6 beslag)

Samlet vandret last på shelter = 6,22 kN (fra pkt. 6.5.2 - Vindlast)
Regningsmæssig last pr. beslag = $6,22/6 = \underline{1,04 \text{ kN}}$

Bæreevne for vandret last på fodbeslag - på langs af bundbjælke:

Afstand mellem betonfundament og bundbjælke sættes til 73 mm
 $R_{3,k} = 2,1/\text{kmod}$
Kmod for Ø-last = 0,9 (anvendelsesklasse 3)
 $R_{3,k} = 2,1/0,9 = 2,33 \text{ kN}$
 $R_{3,d} = 2,33 \cdot 0,9/1,35 = \underline{1,55 \text{ kN} > 1,04} \Rightarrow \text{OK}$

Vandret last i fodbeslag på tværs af bundbjælke: (Fordeles på 6 beslag)

Samlet vandret last på shelter = 9,41 kN (fra pkt. 6.5.2 - Vindlast)
Regningsmæssig last pr. beslag = $9,41/6 = \underline{1,57 \text{ kN}}$

Bæreevnen for vandret last på fodbeslag - på tværs af bundbjælke:

Afstand mellem betonfundament og bundbjælke sættes til 73 mm
 $R_{4,k} = 3,9/\text{kmod}$
Kmod for Ø-last = 0,9 (anvendelsesklasse 3)
 $R_{4,k} = 3,9/0,9 = 4,33 \text{ kN}$
 $R_{4,d} = 4,33 \cdot 0,9/1,35 = \underline{2,89 \text{ kN} < 1,57} \Rightarrow \text{OK}$

B1 Statisk projektredøgørelse



12 Udførelse

12.1 Organisationsstruktur

Bygherre el. Arkitekt

Naturstyrelsen

Entreprenør

Ikke fastlagt

Ingeniør, konstruktioner

Ingeniørgruppen AS

Leverandør, konstruktioner

Ikke fastlagt

12.2 Fordeling af projektering

Projektering af bærende konstruktioner består af foranstående statiske beregninger, A1.1 + A2.1 - Statisk konstruktionsgrundlag og lastopgørelser og A2.2 - Statiske beregninger - konstruktionsafsnit.

Denne B1.1 - Statisk projektredøgørelse omfatter såvel bygværk som konstruktionsafsnit.

12.2 Fordeling af udførelse

Fordeling af opgaver ved udførelse afklares med entreprenøren eller bygherre, afhængig af entreprise.

13 Projektering

13.1 Opbygning af dokumentationen

Dokumentation af byggeriet vil bestå af følgende dokumenter:

A1.1 Konstruktionsgrundlag	Forudsætninger og forståelse af bygværket	Ingeniørgruppen AS
A2.1 Statiske beregninger, bygværk	Lodret og vandret lastnedføring	Ingeniørgruppen AS
A2.2 Statiske beregninger, konstruktionsafsnit	Forudsætninger og eftervisning af konstruktionsdele evt. med tilhørende samlinger.	Ingeniørgruppen AS

13.2 Dokumentation af konstruktionsafsnit

Dokumentation af konstruktionsafsnit udgøre i princippet et selvstændigt dokument med forudsætninger, beregninger, tegninger og projektredegørelse.

13.3 Koordinering af projektering

Bygværksprojekterende har til ansvar at koordinere med de enkelte leverandører, hvis der foretages ændringer af den statiske beregning ift. det forudsatte der er gjort af A1.1 Konstruktionsgrundlag og A2.1 Statiske beregninger, bygværk. Koordinering kan foregå mellem bygherre/kunde/arkitekten.

I den sammenhæng forventes det af leverandørerne, at der løbende fremsendes tegninger og forudsætninger af konstruktionsdele til bygværksprojekterende.

13.4 Kvalitet i projekteringen

De enkelte firmaer gennemfører kontrol af deres egen projektering i form af 100% egenkontrol.

13.4 Kvalitet i udførelsen

Der bør udføres en geoteknisk udgravningskontrol. Såfremt der mangler en geoteknisk rapport, skal denne udarbejdes af en geotekniker.

15 Konstruktionsændringer

Der foreligger ingen revisioner i nærværende dokument.

16 Fortegnelse

A1 Konstruktionsgrundlag	Ingeniørgruppen AS
A2.1 Statiske beregninger, bygværk	Ingeniørgruppen AS
A2.2 Statiske beregninger, konstruktionsdele	Ingeniørgruppen AS
B1 Statisk projektredegørelse	Ingeniørgruppen AS