

CHALMERS



Dimensionering av curlinghall

En jämförande studie av BKR och Eurocode

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet

Byggingenjör

ELIN STENLUND LINDA STRIDBAR

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2011

Examensarbete 2011:92

EXAMENSARBETE 2011:92

Dimensionering av curlinghall

En jämförande studie av BKR och Eurocode

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet

Byggingenjör

ELIN STENLUND LINDA STRIDBAR

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2011

Dimensionering av curlinghall

En jämförande studie av BKR och Eurocode

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet

Byggingenjör

ELIN STENLUND LINDA STRIDBAR

© ELIN STENLUND LINDA STRIDBAR, 2011

Examensarbete / Institutionen för bygg- och miljöteknik,
Chalmers tekniska högskola 2011:92

Institutionen för bygg och miljöteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

Chalmers tekniska högskola

412 96 Göteborg

Telefon: 031-772 10 00

Chalmers Reproservice/ Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2011

Dimensionering av curlinghall

En jämförande studie av BKR och Eurocode

Examensarbete inom högscoleingenjörsprogrammet

Byggingenjör

ELIN STENLUND LINDA STRIDBAR

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Svenska byggbranschen har sedan länge använt sig av boverkets konstruktionsregler, BKR, vid dimensionering av byggnader. Under år 2010 påbörjades en övergång till ett nytt europeiskt regelverk, Eurocodesystemet. Vilka är då skillnaderna mellan dessa två beräkningsnormer? För att på ett enkelt sätt kunna göra en jämförelse av normerna har ett objekt valts och dimensionerats utifrån både Eurocode och BKR.

Beräkningarna avser stommen för en multifunktionell curlinghall i Härnösand. För en så omfattande jämförelse som möjligt dimensioneras stommar för två olika material; stål och trä. Dimensionering görs utifrån given planlösning enligt förutsättningar från WSP group. Stålstommen består av stålfackverk och stålpelare, medan trästommen består av treledsbågar av limträ med dragstag samt limträpelare.

Stommarna påverkas av laster så som snölast, vindlast och installationslast samt egentyngheter från konstruktionen. Vid dimensionering används diverse faktorer och koefficienter som på olika sätt beaktar bland annat defekter, imperfektioner, bristfälligheter och osäkerheter vilka på olika sätt inverkar på säkerheten. Beräkningarna skiljer sig mellan de olika normerna och ger olika resultat.

Beräkning av snölast och dimensionerande laster sker på liknande sätt för båda normerna, medan till exempel beräkningarna för vindlast skiljer sig åt. Snölasten för bågtaget blir större enligt BKR än enligt Eurocode vilket resulterar i större dimensioner för limträbågarna enligt BKR. Med undantag av limträbågen får samtliga konstruktionsdelar större dimensioner vid beräkningar enligt Eurocode, vilket bland annat beror på större lasteffekter enligt denna beräkningsnorm.

Nyckelord: dimensionering, konstruktion, beräkningsnorm, curlinghall, jämförelse, BKR, Eurocode

Design of a curlig hall

A comparison between BKR and Eurocode

Diploma Thesis in the Engineering Programme

Building and Civil Engineering

ELIN STENLUND LINDA STRIDBAR

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of structural engineering

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

The Swedish construction industry has long used Boverkets Design Regulations, BKR, when designing buildings. In 2010 a transition to a new European set of regulations, the Eurocodesystem, began. What are the differences between these two calculation standards? To easily compare the standards an object has been choosen and designed according to both Eurocode and BKR.

The calculations regard the framework of a curling hall in Härnösand. To make the comparison as extensive as possible the framework is designed for two different materials; steel and wood. The design is based on a given plan arrangement according to conditions from WSP Group. The steel frame consists of steel trusses and steel pillars, while the wooden frame consists of curved roof beams of laminated wood with tension rods and laminated wood pillars.

The structures are affected by loads such as snow loads, wind loads, installation loads and the weight of the structure. When designing, various factors and coefficients are used, which among other things regard defects, imperfections, faults and insecurity that in different ways have influence on safety. The calculations differ between the two standards as well as the results.

The calculations of snow loads and design load are similar for both standards, while for example the calculations for wind load differ. The snow load regarding the curved roof are larger according to BKR than according to Eurocode which results in bigger dimensions for the laminated wooden roof beams according to BKR. Except this every structural part get bigger dimensions according to Eurocode, which mainly depend on the higher design loads for this standard.

Key words: design, construction, calculation standard, curling hall, comparison, BKR, Eurocode

Innehåll

SAMMANFATTNING	III
DIPLOMA THESIS IN THE ENGINEERING PROGRAMME	IV
ABSTRACT	IV
INNEHÅLL	V
FÖRORD	VII
BETECKNINGAR	VIII

1	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte	1
1.3	Avgränsning och metod	1
2	CURLINGHALLENS UPPBYGGNAD	2
2.1	Förutsättningar	2
2.1.1	Fukt	2
2.1.2	Ljud	3
2.1.3	Brand	4
2.2	Material	5
2.3	Utformning	6
3	LASTER	8
3.1	Takkonstruktion	8
3.2	Installationslast	9
3.2.1	Installationslast på stålfackverk	9
3.2.2	Installationslast på treledsbåge av limträ	14
3.3	Snölast	18
3.3.1	Snölast på sadeltak	18
3.3.2	Snölast på bågtak	19
3.4	Vindlast	23
3.4.1	Vindlast enligt BKR	23
3.4.2	Vindlast enligt Eurocode	27
3.5	Jordtryck	32
4	DIMENSIONERING ENLIGT BOVERKETS KONSTRUKTIONSREGLER, BKR	33
4.1	Stålstomme	33
4.1.1	Dimensionering av stålfackverk	33
4.1.2	Dimensionering av stålpelare	34

4.2	Trästomme	41
4.2.1	Dimensionering av treledsbåge av limträ	41
4.2.2	Dimensionering av dragband	50
4.2.3	Dimensionering av limträpelare	54
5	DIMENSIONERING ENLIGT EUROCODE	62
5.1	Stålstomme	62
5.1.1	Dimensionering av stålfackverk	62
5.1.2	Dimensionering av stålpelare	64
5.2	Trästomme	72
5.2.1	Dimensionering av treledsbåge av limträ	72
5.2.2	Dimensionering av dragband	81
5.2.3	Dimensionering av limträpelare	85
6	JÄMFÖRELSE AV NORMERNA	92
7	SLUTSATSER	100
8	REFERENSER	102

Förord

Denna rapport är en del av ett 15-poängs examensarbete som ingår i byggingenjörsprogrammet vid Chalmers tekniska högskola i Göteborg. Examensarbetet är genomfört vid institutionen för bygg- och miljöteknik, avdelningen för konstruktionsteknik. i samarbete med WSP group.

Examensarbetet har utförts av Elin Stenlund och Linda Stridbar med handledning av Steve Svensson, tekniklektor vid avdelning för konstruktionsteknik. Johanna Carledal har verkat som opponenter på arbetet. Ett stort tack till er!

Vid förstudie av curlinghallars egenskaper och behov har kontakt tagits med Göran Dahl, civilingenjör med goda kunskaper kring curlinghallar, som har delat med sig av kunskap och idéer. Ett stort tack till dig!

Jörgen Svensson, platschef på Maku Stål AB, har varit till stor hjälp vid framtagning av stålfackverk. Ett stort tack till dig!

Slutligen riktas ett stort tack till WSP group Umeå samt WSP group Göteborg som, med förutsättningar, stöd och inte minst tillhandahållning av arbetsplats, möjliggjort arbetet.

Göteborg juni 2011

Elin Stenlund och Linda Stridbar

Beteckningar

Latinska versaler

A	Area
A_s	Spänningsarea
C_0	Topografikfaktor
C_{dir}	Riktningfaktor
C_{dyn}	Vindstötsfaktor
C_e	Exponeringsfaktor för vindlast
C_{exp}	Exponeringsfaktor för vindlast
C_{pe}	Formfaktor för utvändig vindlast
C_{pi}	Formfaktor för invändig vindlast
C_{season}	Årstidsfaktor
C_t	Termisk koefficient som beror på energiförluster genom taket.
D	Diameter
$E_{0,05}$	Elasticitetsmodul
E_k	Karakteristiskt värde för elasticitetsmodul
G	Skjuvmodul
H	Horisontell stödreaktion
H_{max}	Maximal horisontell stödreaktion
I_y	Tröghetsmoment kring y-axeln
L	Pelarthöjd
L_c	Knäcklängd
M	Moment
M_{crit}	Kritiskt moment
M_{Ed}	Dimensionerande moment
M_{max}	Maximalt moment
M_{mitt}	Moment vid mitten
M_{Rd}	Momentkapacitet
M_{Sd}	Dimensionerande moment
N	Normalkraft
N_{cr}	Kritisk normalkraft
N_{Ed}	Dimensionerande punktlast
N_{max}	Maximal normalkraft
N_{Rcd}	Tvärkraftskapacitet
N_{Sd}	Dimensionerande punktlast
P	Punktlast
R_{cd}	Dimensionerande bärförmåga vid tryck
R_{max}	Maximal stödreaktion
R_{md}	Dimensionerande bärförmåga vid böjning
R_x	Vertikal stödreaktion vid upplag x
S_{cd}	Dimensionerande lasteffekt av tryckkraft

S_{md}	Dimensionerande lasteffekt av böjmoment
V	Tvärkraft
V_{Ed}	Dimensionerande lasteffekt för tvärkraft
V_{max}	Maximal tvärkraft
W	Böjmotstånd

Latinska gemena

b	Tvärsnittsbredd
b_u	Byggnadens utvändiga längd
c	Livets längd exklusive valsad del
cc	Centrumavstånd
$c_r(z)$	Råhetsfaktorn på höjden z
d	Livtjocklek
e_{0d}	Initialimperfektion
f	Pilhöjd
f_{bux}	Värde för skruvars brotthållfasthet där x står för karakteristiskt eller dimensionerande
f_{c0x}	Tryck parallellt fibrerna där x står för karakteristiskt eller dimensionerande
f_{mx}	Böjning parallellt fibrerna där x står för karakteristiskt eller dimensionerande
f_{ub}	Skruvhållfasthet
f_{uk}	Karakteristiskt värde för brottgräns
f_{vx}	Längsskjuvning där x står för karakteristiskt eller dimensionerande
f_{yx}	Värde för sträckgräns där x står för karakteristiskt eller dimensionerande
g	Tyngdaccelerationen på jordens yta
g_x	Egentyngd för byggnadsdel/-ar x
h	Tvärsnittshöjd
h_{nock}	Höjd till taknock
$h_{vägg}$	Vägghöjd
i_y	Tröghetsradie
k	Koefficient vid beräkning av k_c
k_1	Koefficient vid beräkning av k_p
k_2	Reduktionsfaktor med avseende på bändning
k_5	Koefficient vid beräkning av k_p
k_6	Koefficient vid beräkning av k_p
k_c	Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning
k_{crit}	Reduktionsfaktor med hänsyn till vippning
k_l	Turbulensfaktor
k_{mod}	Omräkningsfaktor som tar hänsyn till fukt och lastvaraktighet
k_p	Koefficient vid beräkning av σ_m

k_r	Terrängfaktor
l	Byggnadens invändiga bredd
l_u	Byggnadens utvändiga bredd
l_v	Turbulensintensitet
p	Gångstigning
q_x	Utbredd last där x beskriver lastorsaken
q_d	Dimensionerande utbredd last
q_p	Karakteristiska hastighetstrycket
q_{ref}	Referensvindhastighetstryck
r_m	Krökningsradie
s	Snölastens vanliga värde
s_0	Snölastens grundvärde på mark
s_b	Båglängd
$s_{k,x}$	Snölastens karakteristiska värde där x beskriver takform och beräkningsnorm
t	Tjocklek
t_f	Flänstjocklek
t_l	Lamelltjocklek
v_b	Referensvindhastighet
$v_{b,0}$	Referensvindhastighetens grundvärde
v_m	Medelvindhastighet
v_{ref}	Referensvindhastighet
w_e	Utvändig vindlast
w_i	Invändig vindlast
$w_{k,x}$	Karakteristisk vindlast där x beskriver takform och beräkningsnorm
x	Längd från stöd
z	Höjd över mark
z_0	Råhetslängd
$z_{0,II}$	Råhetslängd för terrängtyp II
z_{max}	Maximal höjd
z_{min}	Minimal höjd

Grekiska gemena

α_0	Faktor som beror av formfaktorn η
α_{bow}	Imperfektionsfaktor
α_c	Faktor som beror av α_0 och ω_c
β	Terrängparameter
β_{cd}	Faktor för beräkning av L_c
β_f	Faktor vid bestämning av tvärsnittsklass
β_{fpl}	Faktor vid bestämning av tvärsnittsklass
β_w	Faktor vid bestämning av tvärsnittsklass

β_{wel}	Faktor vid bestämning av tvärsnittsklass
γ_0	Faktor som beror av formfaktorn η
γ_c	Faktor som beror av γ_0 och ω_c
γ_d	Partialkoefficient som varierar beroende på säkerhetsklass
γ_{fg}	Partialkoefficient för permanent last (huvudlast/bilast?)
γ_{fq}	Partialkoefficient för variabel last (huvudlast/bilast?)
γ_G	Partialkoefficient för permanent last (huvudlast/bilast?)
γ_M	Partialkoefficient för material
γ_m	Partialkoefficient för bärförmåga
γ_n	Partialkoefficient som varierar beroende på säkerhetsklass
γ_Q	Partialkoefficient för variabel last (huvudlast/bilast?)
ε	Faktor vid bestämning av tvärsnittsklass
η	Formfaktor
κ_f	Faktor för beräkning av β_{wel}
κ_{inst}	Reduktionsfaktor
λ	Slankhet
λ_c	Slankhetsparameter
λ_m	Slankhetstal
λ_r	Relativa slankheten
λ_{rel}	Relativa slankheten
μ_x	Formfaktorer vid beräkning av vind- respektive snölast
ν	Deformation
ξ	Reduktionsfaktor
ρ	Densitet
σ_{c0d}	Normalspänning av centriskt tryck
σ_{c90d}	Spänning vinkelrätt fibrerna
σ_m	Böjspänning av tvärbelastning
σ_v	Turbulensens standardavvikelse
ψ_x	Lasreduktionsfaktor för snö- respektive vindlast
ω_c	Reduktionsfaktor för böjknäckning

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vid dimensionering och uppförande av nya byggnader är det viktigt att byggnaden har tillräcklig bärförmåga och kan klara av de laster den utsätts för utan att kollapsa. För att säkerställa detta har vi i Sverige ett regelverk i form av boverkets konstruktionsregler som svenska byggbranschen tidigare använt sig av. Under 2010 började en övergång till ett nytt europeiskt regelverk, Eurocodesystemet, och 2011 skall detta system tillämpas helt. Eurocoderna är dimensioneringsregler som är gemensamma för hela Europa men som anpassa nationellt efter säkerhetsnivå, klimat och liknande förutsättningar. Den här övergången innebär en omställning inom hela byggbranschen då alla måste lära sig att använda det nya systemet.

1.2 Syfte

Vilka är skillnaderna mellan dessa två normer? Det är frågan den här rapporten syftar till att besvara. Arbetet går ut på att konstruera en multifunktionell curlinghall åt WSP. Förutsättningar fås delvis från WSP samt delvis från studier av multihallar, så som intervjuer och studiebesök. Hallen kommer sedan konstrueras utifrån de två olika beräkningsnormerna; boverkets konstruktionsregler, BKR, och Eurocode. En del av arbetet kommer ligga i att jämföra och diskutera skillnaderna mellan normerna, både skillnader mellan beräkningssätten och de resultat beräkningarna medför.

1.3 Avgränsning och metod

Arbete bygger på en färdig planlösning vilket gör att fokus kommer ligga på att konstruera och analysera stommen samt kortfattat beröra klimatskalet. Fyra beräkningar kommer att göras. Två för beräkningar enligt BKR av stål respektive trä, samt två för beräkningar enligt Eurocode av stål respektive trä. Kostnader, tidsplanering och grundläggning av byggnaden kommer inte att behandlas.

Första delen av arbetet kommer att bedrivas genom studier av multihallar, studiebesök samt intervjuer. Detta kommer att resultera i tillräcklig kunskap för att fatta beslut om och redovisa materialval och hallens utformning.

Arbetets andra del kommer att bestå i att – enligt BKR respektive Eurocode – beräkna erforderliga dimensioner för hallens stomsystem. Detta ligger sedan till grund för en jämförelse av normerna. Resultaten kommer att presenteras med ritningar, tabeller och text.

2 Curlinghallens uppbyggnad

Vid dimensionering av en curlinghall måste hänsyn tas till diverse faktorer. Curlingbanorna bör vara minst 44,5 meter långa och 4,75 meter breda men ska dock helst ha en bredd på 5 meter. Efterfrågan på utrymme för flera parallella banor ställer krav på hallens bredd. Då pelare mitt i hallen bör undvikas ställer detta krav på takbalkarnas spännvidder och därmed även material.¹

2.1 Förutsättningar

Hallen skall utöver curlingutövande kunna användas som eventhall med möjlighet för konserter samt mässor. Hallen skall då kunna ta ca 2200 personer plus diverse utrustning. Curlinghallen skall rymma sex parallella curlingbanor, placerade två och två med fritt utrymme mellan. Detta kräver en total invändig hallbredd på 38.9 meter. Med hänsyn tagen till utrymme för kafé och omklädningsrum med mera i ena kortsidan kräver byggnaden en total invändig längd på 65.5 meter (plus entré). Vidare krävs en fri takhöjd på åtta meter i hallen.²

2.1.1 Fukt

Många material och dess egenskaper påverkas av fukt, som ofta verkar som en påskyndande faktor vid nedbrytning av materialet. Fukt har flera källor och kan exempelvis absorberas från regn och markvatten från fasaden eller från inomhusluften. Byggfukt och kondens är också vanliga fuktkällor. Trä är ett exempel på ett fuktkänsligt material som även vid relativt låga fuktnivåer ofta utsätts för biologiska angrepp, så som svamp. Jämfört med många andra material, kan fukt i trä exempelvis orsaka svällning och krympning. Hållfastheten i ett trämaterial sjunker i stort sett linjärt med fuktkvoten, upp till fibermättnadspunkten. Limträprodukter håller 12 % fuktkvotnivå vid leverans, och är täckta av ett skyddsemballage som skall skydda materialet för fuktpåverkan fram tills limträet utvecklat ett eget permanent väderskydd. Vid dimensionering av trä tas alltid hänsyn till luftfuktighet och träslag.³

Luftfuktigheten i en curlinghall är väldigt hög och det är viktigt att innerväggarna inte är absorberande av fukt utan tål kondens. Exempelvis gips är därför ett material som bör undvikas. För byggnader med verksamheter som medför hög luftfuktighet finns hjälpmedel, så som luftavfuktare, som sänker luftfuktigheten och minimerar risken för kondens på ytor. Dessutom är det viktigt att ha ett tätt klimatskal för att mest

¹ [Curlingbanan-mått och linjer](#). (2011-02-20)

² WSP group Umeå

³ Fuktpåverkan på material – kritiska fuktnivåer.

framgångsrikt kunna avfukta lokalen. Kommer hela tiden ny luft in okontrollerat genom otätheter förhindrar detta givetvis avfuktningsprocessen för inomhusluften.⁴

Metaller påverkas främst av fukt i form av korrosion, och för att motverka rost krävs noggranna rostskyddsbehandlingar.

2.1.2 Ljud

I en curlinghall uppstår mycket kommunikation i form av rop och skrik, och akustiken i lokalen bör tänkas över. Det är viktigt för spelarna att ljud som uppstår i lokalen inte reflekteras utan att efterklang dämpas. Detta har ingen betydelse för materialval av stomme utan snarare vid val av vägg- och takbeklädnad. Ljudabsorbenter är att föredra på innerväggarna, men även i taket kan ljudabsorbenter placeras. Ett alternativ är perforerad plåt med bakomliggande isolering.⁵

Ljud färdas i luften i form av ljudvågor som är små ändringar i lufttrycket där svängningarnas storlek beror på ljudkällan. Tonhöjderna mäts i hertz, Hz, och avser antalet ljudvågor per tidsenhet, medan ljudnivån mäts i decibel, dB. Desto större ljudvågor, eller amplitud, desto högre decibel, och desto starkare upplevs ljudet. Ett vanligt samtal brukar vara i storleksordningen 60-70 dB. Ljudnivån i en lokal beror inte bara på ljudkällor utan även på material och människor i rummet. En ljudvåg förlorar en liten mängd energi i luften, men framför allt absorberas energi av ytor som ljudvågen träffar. Olika material och utformningar absorberar olika mycket energi, eller ljud, och har därmed olika absorptionskoefficienter. En hård och jämn yta absorberar lite energi och reflekterar mycket. När en ljudvåg träffar en ojämn yta reflekteras energin i olika riktningar, och ljudreflektionerna upplevs svagare.⁶

Rumsvolym, rumsform, inredning samt ljudabsorptionsförmågan för materialen i rummet är faktorer som påverkar ljudets efterklangstid. Efterklangstiden varierar även med olika frekvenser, liksom ytornas absorptionsförmåga. Det direkta ljudet kallas de ljudvågor som ännu inte reflekterats av en yta. Dessa hinner örat registrera innan vågorna reflekteras mot en yta och bildar ett eko efter att ljudkällan har tystnat, en så kallad efterklang. Ljud som därefter reflekteras går inte längre att identifiera som enskilda reflektioner.⁷

⁴ Fuktpåverkan på material – kritiska fuktnivåer.

⁵ Göran Dahl (2011-03-02)

⁶ Ljud och akustik

⁷ Ljud och akustik

2.1.3 Brand

Brandkraven ser till att en byggnad projekteras och utförs enligt vissa bestämmelser. Hänsyn tas till byggnadens beständighet vid brand, utrymningsmöjligheter, räddningstjänstens säkerhet samt begränsning av spridning av brand - både inom byggnaden och till närliggande byggnader. Krav på brandskydd finns både från samhället samt olika statliga och kommunala myndigheter.⁸

Byggnader och byggnadsdelar kan delas in i brandtekniska klasser med hänsyn till bland annat bärförmåga, avskiljning, isolering, och begränsad strålning. Dessa kan kombineras och åtföljs av ett tidskrav med sifferbeteckningarna 15 till 360. Curlinghallens stomme skall dimensioneras utifrån brandklass R 30, vilket betyder att stommens bärförmåga skall vara beständig i 30 minuter vid brand. Olika material påverkar bärverkets hållfasthet olika vid brand och klassas som obrännbara (exempelvis betong och stål), brännbara (exempelvis trä) eller svårantändliga (exempelvis plast). Brännbara material kan kläs in i tändskyddande beklädnad, som är ett obrännbart material som hindrar antändning av bakomliggande väggmaterial under minst tio minuter. Ytskiktet av en byggnadsdel eller beklädnad, som exempelvis tapet eller färg, delas även de in i olika brandklasser som tar hänsyn till flamspridning, rökutveckling samt antändningsrisk.⁹

Trä i kraftiga dimensioner, så som en limträstomme, är relativt brandstabilt. Vid brand bildas ett yttre kolskikt som verkar som en isolerande yta, vilket medför att elden får en inträngningshastighet på mindre än 1 millimeter per minut. Vid förbindningar av limträelement vid höga krav på brandskydd används vanligen inslitsade metallplattor, ståldymplingar eller inlimmad skruv.¹⁰ Stålpelare bör brandskyddas med isolering i form av stenullsbeklädnad, gipsskivor, fibersilikatskivor eller brandskyddsfärg.¹¹

⁸ Brandskydd i boverkets byggregler.

⁹ Brandskydd i boverkets byggregler.

¹⁰ Allmänt om limträ

¹¹ Pelare och brand

2.2 Material

Då hallens bredd överstiger 32 meter är det inte relevant att välja takbalkar av betong då detta inte finns på marknaden. Betongpelare är tekniskt möjligt men väljs bort för att få ett enhetligt stomsystem bestående av endast ett material. Lasterna och spännvidderna tillåter både limträstomme och stålstomme.

Vad gäller takstolarna är det fördelaktigt att välja en konstruktion som tillåter luftcirkulation under taket för att skapa en varmluftskudde som förhindrar kallras och temperaturskillnader utmed isen. Med limträbalkar förhindras luftflödet och luftfickor bildas istället. Detta kan man lösa med hjälp av högre takhöjd, då varmluftskudden skulle kunna ”placeras” en bit under takstolarna utan att temperaturdifferensen mellan tak och golv blir för liten. Med stålstomme konstruerade som vanliga fackverk kan takhöjden vara lägre då stålets dimensioner inte blir så stora att luftfickor bildas under taket. En stabil varmluftscirkulation kan förekomma oförhindrat.¹²

Fönster har ingen funktionell fördel för curlinghallar. Träningar och tävlingar genomförs främst kvällstid då solljuset ändå är ganska svagt, så den huvudsakliga ljuskällan i hallen är elektriskt. Huruvida fönster placeras i curlinghallar är därför främst en fråga om estetik. Skall fönster finnas skall de ligga mot norr och vara relativt små. Solljus får inte lysa in direkt på isen eftersom detta skulle påverka isens temperatur på ett okontrollerat och inkonstant sätt samt att reflektioner på banan kan störa spelarna. Små fönster i norrläge placerade relativt högt upp borde inte medföra några problem. Här måste dock solavskärmningsmöjligheter finnas.¹³

Då beställaren har angett ett önskemål på en fri takhöjd på åtta meter bedöms att det finns möjlighet för en varmluftskudde under en takkonstruktion av limträbalkar likväl som stålfackverk. Limträkonstruktioner ligger i tiden och är dessutom vackra. Stålkonstruktioner har mindre dimensioner och kommer därför ”ur vägen” på ett annat sätt. De kan även till och med kläs in helt i väggkonstruktionen om så önskas.

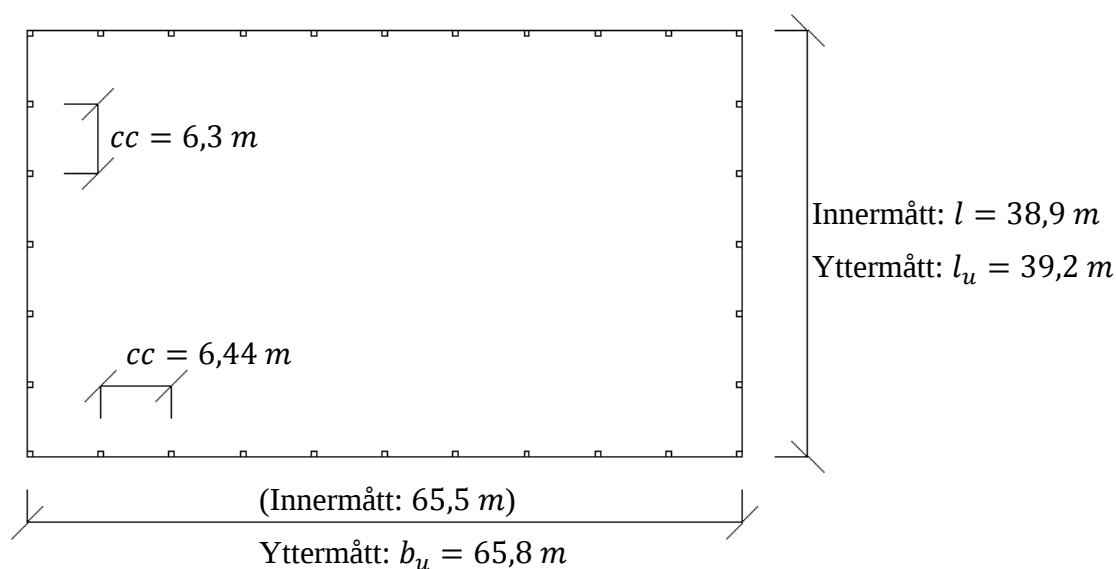
¹² Göran Dahl (2011-03-02)

¹³ Göran Dahl (2011-03-02)

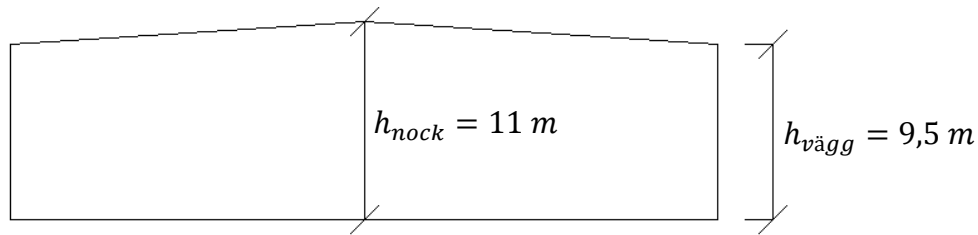
2.3 Utformning

Två olika stomsystem kommer att dimensioneras; en stålstomme och en limträstomme. Stålstommen kommer att bestå av stålpelare och sadelfackverk medan limträstommen kommer att bestå av limträpelare och treledsbågar med dragband. För båda konstruktionerna väljs ett isolerat plåttak med perforerad plåt för att taket skall ha viss ljudabsorptionsförmåga. Takbalkarna kommer att stegas upp av taket vilket förhindrar vippning, liksom pelare kommer stegas upp av väggen och förhindra knäckning i veka leden. Som ytterligare stabilisering, framförallt mot vind, kommer vindkryss att fästas i väggkonstruktionen. Ett helt tätt klimatskal eftersträvas, då detta är viktigt i avseende på avfuktning samt för att kunna hålla jämna temperaturer i hallen.

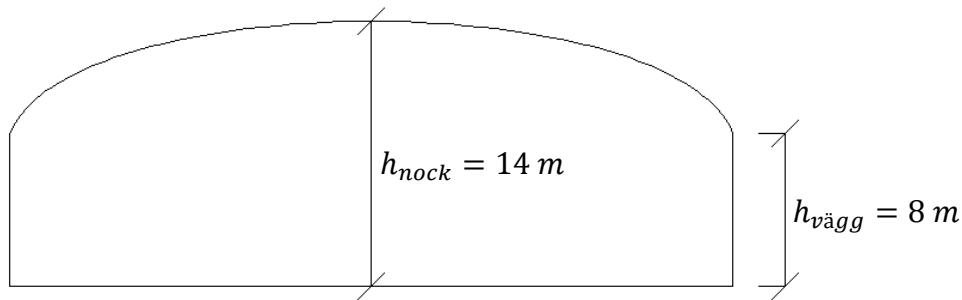
Hallen har en invändig längd på 65,5 meter och en invändig bredd på 38,9 meter och 32 pelare placeras utmed hallens sidor. 11 pelare, inklusive hörnpelarna, placeras på respektive långsida med centrumavståndet 6,44 meter och på respektive kortsida placeras 5 pelare, exklusive hörnpelarna, med centrumavståndet 6,3 meter, se Figur 2.1. Dessa mått gäller för båda materialen med eftersom takstolarna ser olika ut för stål och trä blir takhöjder och vägghöjder olika, se Figur 2.2 och 2.3. Stålfackverk är konstruerade så att upplagspunkten sitter högre än den lägsta delen på fackverket och för att få önskade fria takhöjden på 8 meter blir pelarna längre än 8 meter och ytterväggen blir därmed högre. Träbågarna däremot är mycket högre på mitten och pelarhöjden kan därmed vara 8 meter. Även byggnadensnockhöjd skiljer sig åt mellan de olika konstruktionerna. Fackverken har relativt låg lutning och blir inte så höga, under tre meter, medan bågen får en maximal höjd i mitten på över 5 meter.



Figur 2.1 Pelarplacering.

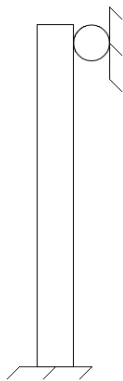


Figur 2.2 Yttermått stålstomme.

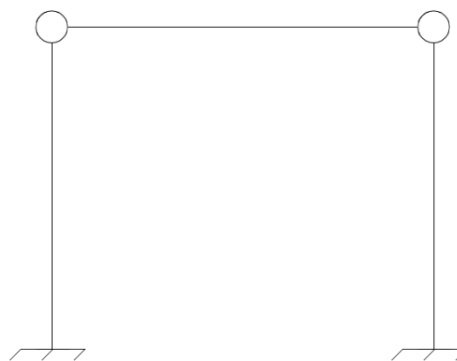


Figur 2.3 Yttermått trästomme.

För att staga upp väggen och pelarna med avseende på vindlast används vindkryss. Både limträpelarna och stålpelarna antas vara fast inspända i grunden, se Figur 2.4. De är dessutom stagade av väggen och vindkryssen vilket gör att de inte kan röra sig i sidled. Konstruktionen antas dock inte ha någon ramverkan då takbalkarna respektive fackverken antas fritt upplagda på pelarna, se Figur 2.5.



Figur 2.4 Pelarinfästning



Figur 2.5 Statiskt system

Takplåten antas vara kontinuerligt upplagd på takbalkarna respektive fackverken, vilket gör att vissa takstolar tar upp mer last än andra. Detta tas hänsyn till vid dimensionering genom användning av en kontinuitetsfaktor 1,1. Detsamma gäller för väggkonstruktionen och dimensionering av pelarna.

3 Laster

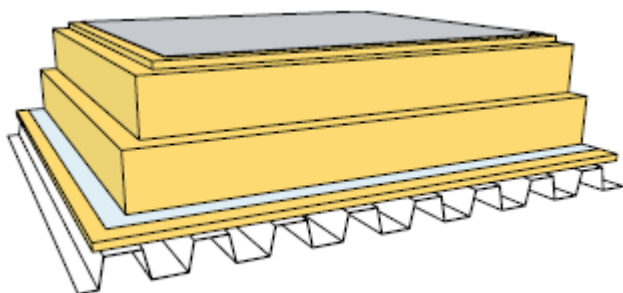
Detta kapitel behandlar de laster som påverkar konstruktionerna och innefattar takets egentynghd, installationslaster, snölast samt vindlast.

3.1 Takkonstruktion

Vald takkonstruktion består av materialen som redovisas i detta kapitel.¹⁴ Egentyngderna, g_x , är framtagna med hjälp av ekvation (3.1), som tar hänsyn till tyngdaccelerationen, g , samt materialens densitet, ρ , och tjocklek, t , vilka finns givna för olika materialtyper.

$$g_x = \rho \times g \times t \quad (3.1)$$

På takstolen fästs en perforerad korrugerad plåt som bär upp ovanpåliggande isolering samt ett tätskikt av tjärpapp, se Figur 3.1. Materialen och deras egenskaper är listade i Tabell 3.1 nedan, där även de beräknade egentyngderna presenteras.



Figur 3.1 Den valda takkonstruktionen i genomskärning.

Tabell 3.1 Takdelarnas egentyngder.

Material	ρ [kg/m ³]	g [m/s ²]	t [m]	g_x [kN/m ²]
Tätskikt		9,82		-
Isover takboard 33	125	9,82	0,020	0,0246
Isover takunderskiva 37	80	9,82	2×0,150	0,2357
Isover plastfolie		9,82	0,0002	-
Isover takboard 33	125	9,82	0,020	0,0246
Plannja 111M ¹⁵			0,001	0,133

¹⁴ Bärande plåt, med tätskikt

¹⁵ Plannja

För att få fram egentynghden för hela taket, g_{tak} , adderas de olika delarnas egentynghder.

$$g_{tak} = 0,0246 + 0,2357 + 0,0246 + 0,133 = 0,4179 \text{ kN/m}^2$$

Takets totala egentynghd $g_{tak} = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

3.2 Installationslast

Takstommen kommer att belastas av installationer så som belysning och ventilation med mera. Denna last, q_{inst} , är given till $0,5 \text{ kN/m}^2$ enligt förutsättningarna från WSP. Dessutom kommer tolv meter långa rån att hänga längs ena långsidan 5 meter ifrån fasad. Dessa väger 5 kN/m och ger upphov till en last, $q_{rån,1}$, med motsvarande värde.¹⁶

3.2.1 Installationslast på stålfackverk

Rånen kommer att verka som punklast, P , på de aktuella fackverken. För att kunna hämta ett färdigt fackverk ur tabell räknas punklasterna förenklat om till utbredda laster, $q_{rån,2,s}$. Hallens invändiga bredd är 38,9 meter, val av ett standardfackverk på 38,4 meter ger utrymme för pelarfötter och infästningar. Centrumavståndet, cc , mellan fackverken är liksom för pelarna 6,44 meter.

För att ta reda på hur stor punktlaster, P , blir för varje fackverk multipliceras rånens tyngd med fackverkens centrumavstånd.

$$P = q_{rån,1} \times cc \quad (3.2)$$

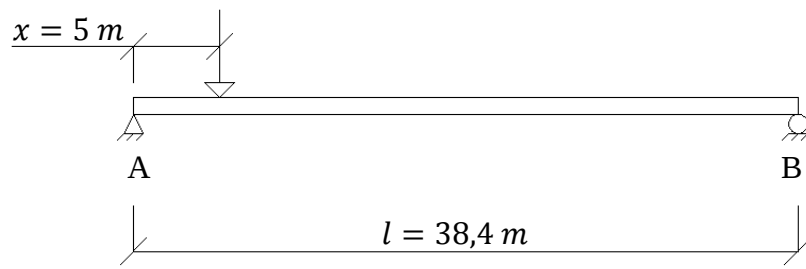
Insättning av värden ger

$$P = 5 \times 6,44 = 32,2 \text{ kN}$$

Punktlasterns placering på fackverken redovisas i den förenklade bilden i Figur 3.2.

$$P = 32,2 \text{ kN}$$

¹⁶ WSP group Umeå



Figur 3.2 Fritt upplagd balk belastad med punktlasten P .

För balken i Figur 3.2 beräknas stödreaktionerna, R , maximalt moment, M_{Max} , samt momentet i balkmitt, M_{Mitt} , enligt ekvation (3.3) till (3.6).

$$R_A = \frac{P \times (l - x)}{l} \quad (3.3)$$

$$R_B = \frac{P \times x}{l} \quad (3.4)$$

$$M_{Max} = \frac{P \times x \times (l - x)}{l} \quad (3.5)$$

$$M_{Mitt} = R_A \times \frac{l}{2} - P \times \left(\frac{l}{2} - x\right) \quad (3.6)$$

Insättning av värden ger

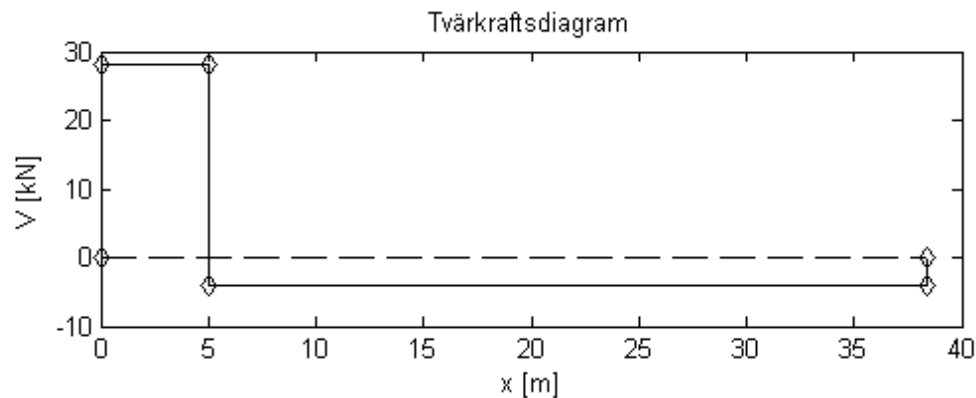
$$R_{A,s} = \frac{32,2 \times (38,4 - 5)}{38,4} = 28,01 \text{ kN}$$

$$R_{B,s} = \frac{32,2 \times 5}{38,4} = 4,193 \text{ kN}$$

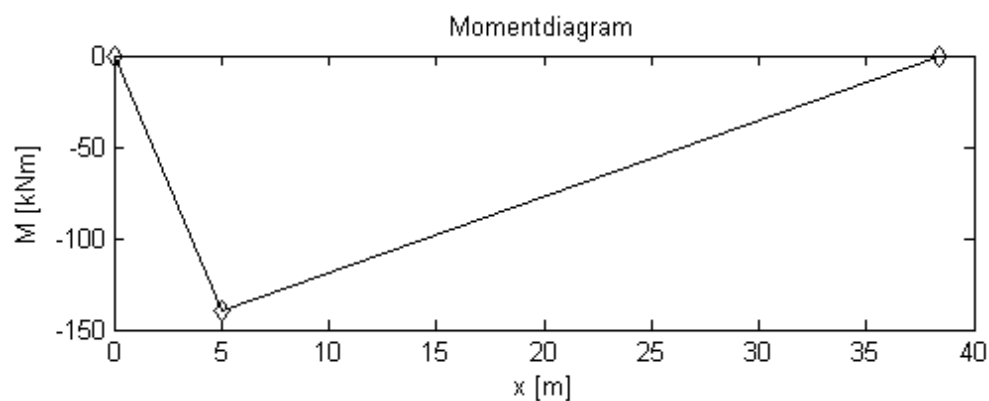
$$M_{Max,s} = \frac{32,2 \times 5 \times (38,4 - 5)}{38,4} = 140,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Mitt,s} = 28,01 \times \frac{38,4}{2} - 32,2 \times \left(\frac{38,4}{2} - 5\right) = 80,55 \text{ kNm}$$

Värden på moment och tvärkraft orsakade av punktlasten, P , redovisas i diagrammen nedan, se Figur 3.3 samt Figur 3.4.



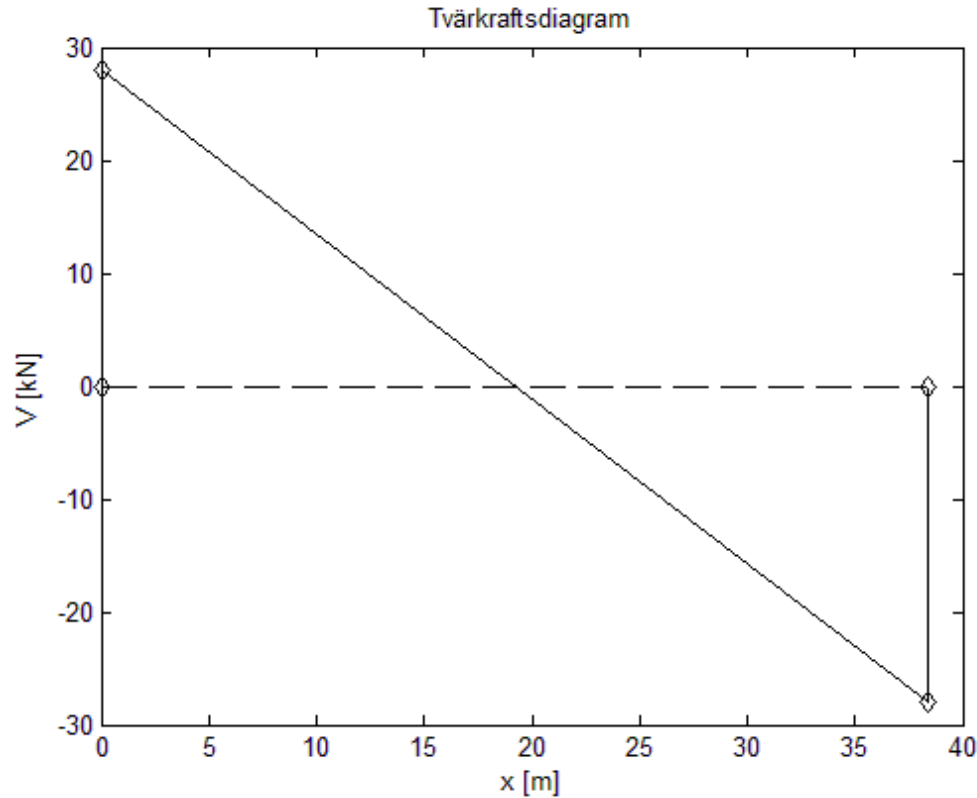
Figur 3.3 Tvärkraftsdiagram för punktlasten $P = 32,2 \text{ kN}$.



Figur 3.4 Momentdiagram för punktlasten $P = 32,2 \text{ kN}$.

De stänger i fackverket som tar upp mest tvärkraft är de yttre diagonala, därför är fackverket som känsligast för tvärkraft just där. Punktlasten påverkar fackverkets kanter med en tvärkraft, $V_{Ed,s} = 28,01 \text{ kN}$ som motsvarar stödreaktionen, $R_{A,s}$.

Figur 3.5 visar ett tvärkraftsdiagram för en utbredd last med motsvarande tvärkraft vid det mest belastade stödet.



Figur 3.5 Tvärkraftsdiagram för utbredd last med $V_{Ed,s} = 28,01 \text{ kN}$.

Storleken på den utbredda last som ger motsvarande tvärkraft vid det mest belastade stödet beräknas enligt

$$q_{VEd} = \frac{2R_A}{l} \quad (3.7)$$

Insättning av värden ger

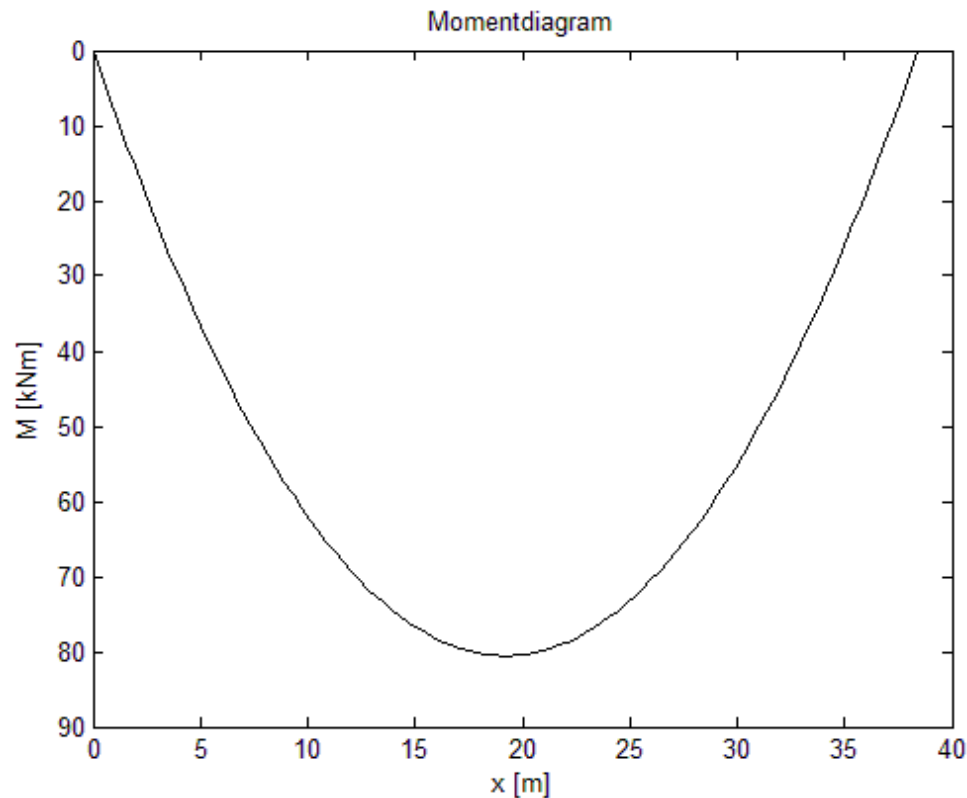
$$q_{VEd,s} = \frac{2 \times 28,01}{38,4} = 1,458 \text{ kN/m}$$

Med hänsyn till tvärkraft kan rånen motsvaras av en utbredd last

$$q_{VEd,s} = 1,458 \text{ kN/m}$$

En utbredd last beräknas även med hänsyn till moment. De stänger i fackverket som tar upp mest moment är de horisontella i mitten, därför är fackverket som känsligast för moment just där. Punktlasten påverkar fackverkets mitt med ett moment, $M_{Mitt,s} = 80,55 \text{ kNm}$. Därför undersöks vilken utbredd last som ger motsvarande moment i mitten.

Figur 3.6 visar ett momentdiagram för en utbredd last med motsvarande moment i balkmitt.



Figur 3.6 Momentdiagram för utbredd last med $M_{mitt,s} = 80,55 \text{ kNm}$.

Storleken på den utbredda last som ger motsvarande moment i balkmitt beräknas enligt

$$q_{MEd} = \frac{M \times 8}{l^2} \quad (3.8)$$

Insättning av värden ger

$$q_{MEd,s} = \frac{80,55 \times 8}{38,4^2} = 0,4370 \text{ kN/m}$$

Med hänsyn till moment kan rånen motsvaras av en utbredd last

$$q_{MEd,s} = 0,4370 \text{ kN/m}$$

För att säkert veta att balken klara både moment och tvärkrafter används den största av lasterna som dimensionerande last för rånen, $q_{rå,2,s}$.

$$q_{r\ddot{a}n,2,s} = \max \begin{cases} q_{VEd} = 1,458 \text{ kN/m} \\ q_{MEd} = 0,4370 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$q_{r\ddot{a}n,2,s} = 1,458 \text{ kN/m}$$

3.2.2 Installationslast på treledsbåge av limträ

Liksom i Kapitel 3, avsnitt 3.2.1 räknas här punktlasten som rånens ger upphov till förenklat om till en utbredd last för att användas vid senare dimensionering. Hallen invändiga bredd är 38,9 meter och centrumavståndet, cc, mellan pelarna och därmed takbalkarna är 6,44 meter.

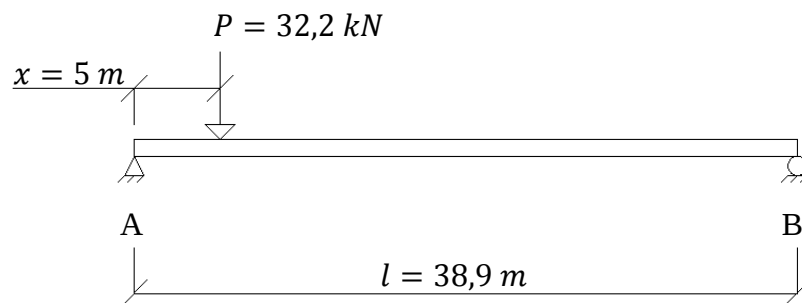
För att ta reda på hur stor punktlasten, P , blir för varje limträbåge multipliceras rånens tyngd med bågarnas centrumavstånd.

$$P = q_{r\ddot{a}n} \times cc \quad (3.9)$$

Insättning av värden ger

$$P = 5 \times 6,44 = 32,2 \text{ kN}$$

Punktlastens placering på bågarna redovisas i den förenklade bilden nedan, se Figur 3.7.



Figur 3.7 Fritt upplagd balk belastad med punktlasten P .

För balken i Figur 3.7 beräknas stödreaktionerna, R , samt maximalt moment, M_{Max} , enligt ekvation (3.10) till (3.12).

$$R_A = \frac{P \times (l - x)}{l} \quad (3.10)$$

$$R_B = \frac{P \times x}{l} \quad (3.11)$$

$$M_{Max} = \frac{P \times x \times (l - x)}{l} \quad (3.12)$$

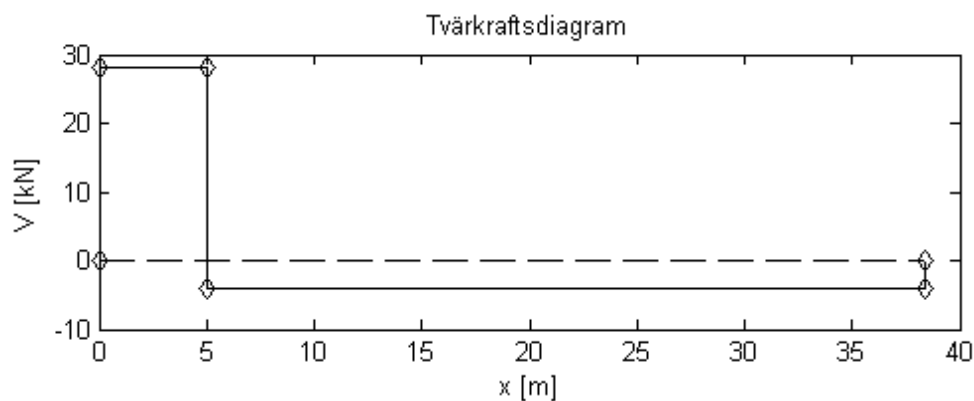
Insättning av värden ger

$$R_{A,t} = \frac{32,2 \times (38,9 - 5)}{38,9} = 28,06 \text{ kN}$$

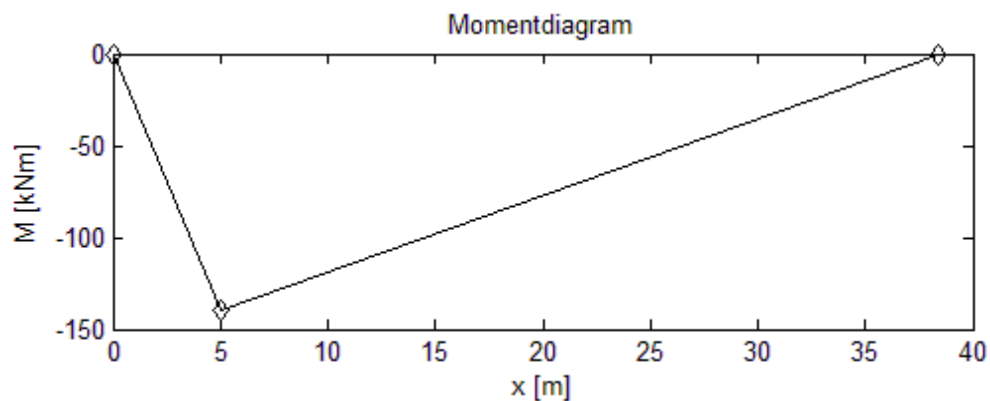
$$R_{B,t} = \frac{32,2 \times 5}{38,9} = 4,139 \text{ kN}$$

$$M_{Max,t} = \frac{32,2 \times 5 \times (38,9 - 5)}{38,9} = 140,3 \text{ kNm}$$

Värden på moment och tvärkraft orsakade av punktlasten, P , redovisas i diagrammen nedan, se Figur 3.8 samt Figur 3.9.



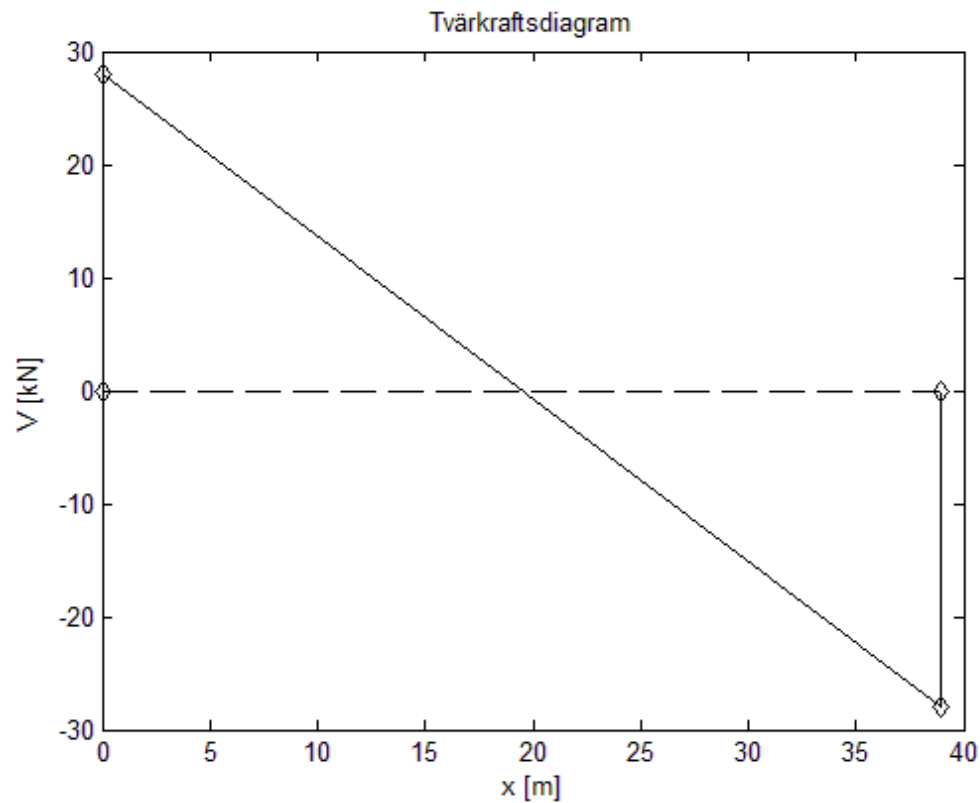
Figur 3.8 Tvärkraftsdiagram för punktlasten $P = 32,2 \text{ kN}$.



Figur 3.9 Momentdiagram för punktlasten $P = 32,2 \text{ kN}$.

Rånen ger upphov till en maximal tvärkraft $V_{Ed,t} = 28,06 \text{ kN}$, motsvarande $R_{A,t}$, och ett maximalt moment, $M_{max,t} = 140,3 \text{ kNm}$. Dessa räknas förenklat om till utbredda laster som ger motsvarande maximal tvärkraft och maximalt moment.

Figur 3.10 visar ett tvärkraftsdiagram för en utbredd last med motsvarande maximal tvärkraft som för punktlasten.



Figur 3.10 Tvärkraftsdiagram för utbredd last med $V_{Ed,t} = 28,06 \text{ kN}$.

Storleken på den utbredda last som ger motsvarande maximal tvärkraft beräknas enligt

$$q_{VEd} = \frac{2R_A}{l} \quad (3.13)$$

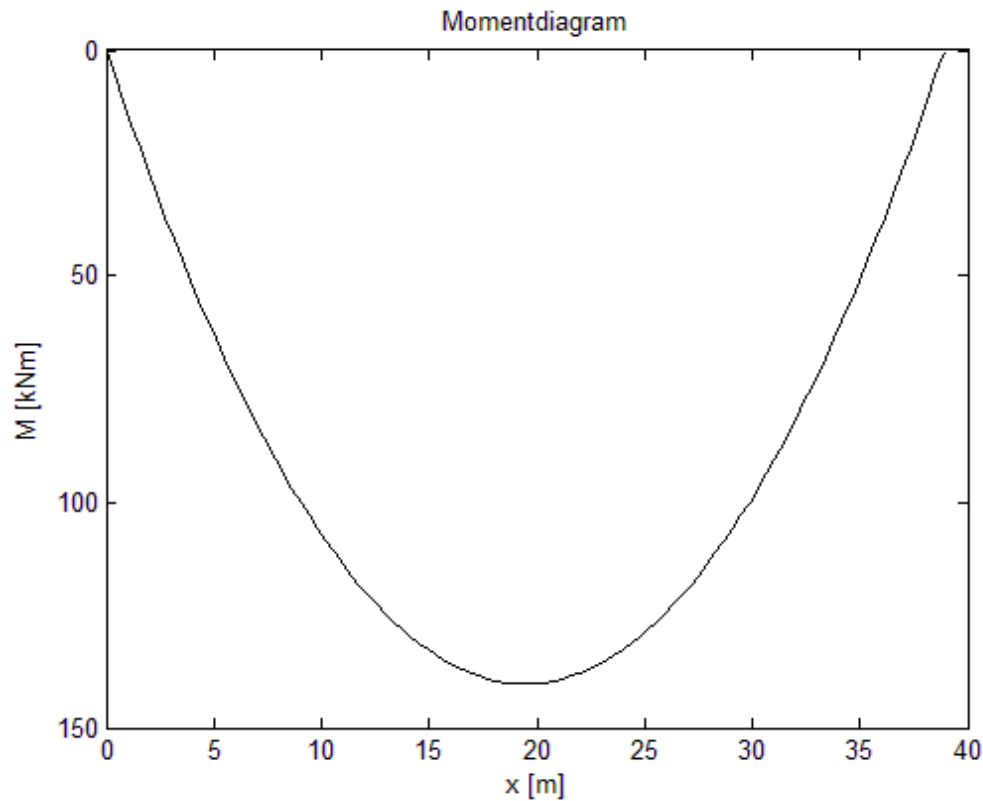
Insättning av värden ger

$$q_{VEd,t} = \frac{2 \times 28,06}{38,9} = 1,443 \text{ kN/m}$$

Med hänsyn till tvärkraft kan rånen motsvaras av en utbredd last

$$q_{VEd,t} = 1,443 \text{ kN/m}$$

Figur 3.11 visar ett momentdiagram för en utbredd last med motsvarande maximalt moment som för punktlasten.



Figur 3.11 Momentdiagram för utbredd last med $M_{max,t} = 140,3 \text{ kNm}$.

Storleken på den utbredda last som ger motsvarande maximalt moment beräknas enligt

$$q_{MEd} = \frac{M \times 8}{l^2} \quad (3.14)$$

Insättning av värden ger

$$q_{MEd,t} = \frac{140,3 \times 8}{38,9^2} = 0,7417 \text{ kN/m}$$

Med hänsyn till moment kan rånens motsvaras av en utbredd last

$$q_{MEd,t} = 0,7417 \text{ kN/m}$$

För att säkert veta att balken klarar både moment och tvärkrafter används den största av lasterna som dimensionerande last för rån, $q_{rån,2,t}$.

$$q_{rån,2,t} = \max \begin{cases} q_{VEd} = 1,443 \text{ kN/m} \\ q_{MEd} = 0,7417 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$q_{rån,2,t} = 1,443 \text{ kN/m}$$

3.3 Snölast

Då curlinghallen som skall dimensioneras ligger i Sverige där snö är vanligt förekommande under delar av året måste hänsyn tas till laster som uppstår därav. Beräkningarna av snölasten utgår från tabellvärden som beror av bland annat snölast på mark, s_0 , en termisk koefficient, C_t , och en lastreduktionsfaktor, ψ . Takets form tas även i beaktning med hjälp av formfaktorn μ .^{17,18}

$$C_t = 1,0$$

$$s_0 = 3,5$$

$$\psi_s = 0,8$$

Snölastens vanliga värde, s , beräknas enligt

$$s = \psi_s \times s_k \quad (3.15)$$

Beräkning av snöns karakteristiska värde, s_k , sker på olika sätt beroende på beräkningsnorm och takform.

Snölastens karakteristiska värde beräknas utifrån BKR enligt

$$s_k = \mu \times C_t \times s_0 \quad (3.16)$$

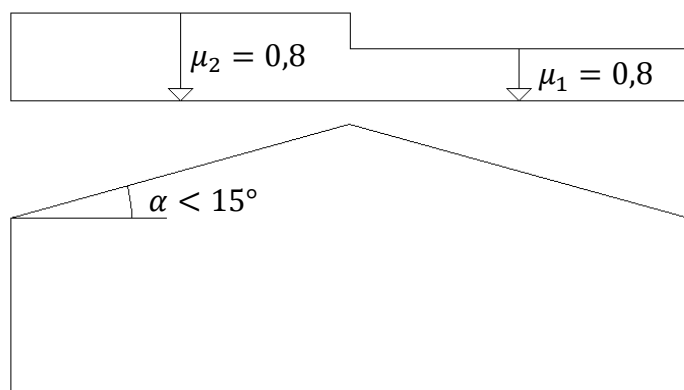
För Eurocode tillkommer faktorn C_e , som tar hänsyn till topografin enligt

$$s_k = \mu \times C_e \times C_t \times s_0 \quad (3.17)$$

där

$$C_e = 1,0$$

3.3.1 Snölast på sadeltak



Figur 3.12 Formfaktor vid snölast på sadeltak.

¹⁷ Snö och vindlast

¹⁸ Eurocode 1 – Laster på bärverk

Två olika formfaktorer, μ_1 och μ_2 , hämtas ur tabell beroende på takets form och lutning, se Figur 3.12. Då formfaktorerna får samma värde, på grund av att taklutningen är mindre än 15° , behövs inga olika lastfall testas utan formfaktorn kan direkt sättas in i ekvation (3.16) för BKR respektive ekvation (3.17) för Eurocode, för beräkning av snöns karakteristiska värde, $s_{k,s}$.

$$\mu = 0,8$$

Enligt BKR blir

$$s_{k,s} = 0,8 \times 1,0 \times 3,5 = 2,8$$

och enligt Eurocode blir

$$s_{k,s} = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,5 = 2,8$$

3.3.2 Snölast på bågtak

Vid beräkning av snöns karakteristiska värde på bågtak måste hänsyn tas till bågens höjd och spännvidd samt att snön kan vara ojämnt fördelad över taket, vilket kan vara extra känsligt för bågkonstruktioner. Två olika värden för den karakteristiska snölasten bestäms för ojämnt respektive jämnt fördelad last. Båda dessa värden kommer senare att användas vid dimensionering. Spännvidden för bågen sträcker sig över hela invändiga hallbredden, l , vilket motsvarar 38,9 meter. Pilhöjden, f , för bågen kan rekommenderat sättas till

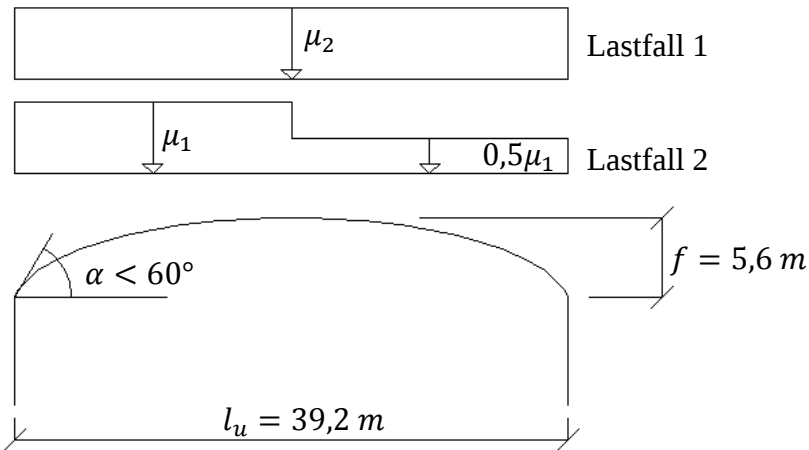
$$f = l \times 0,144 \tag{3.18}$$

Insättning av värden ger

$$f = 38,9 \times 0,144 = 5,60$$

Vid vidare beräkningar av snölasten skiljer de båda normerna sig åt.

Beräkning enligt BKR



Figur 3.13 Formfaktor vid snölast på bågtag.

Två olika lastfall, med avseende på formfaktorn μ , med ojämnt respektive jämnt fördelad last, se Figur 3.13, ger två olika värden på den karakteristiska snölasten.

$$\mu_1 = 0,8 + \frac{2f}{l_u} \quad (3.19)$$

$$\mu_2 = 0,8 \text{ då } \alpha < 60^\circ$$

Insättning av värden ger

$$\mu_1 = 0,8 + \frac{2 \times 5,6}{39,2} = 1,086$$

Insättning av de två olika formfaktorena i ekvation (3.16) ger en karakteristisk snölast enligt BKR.

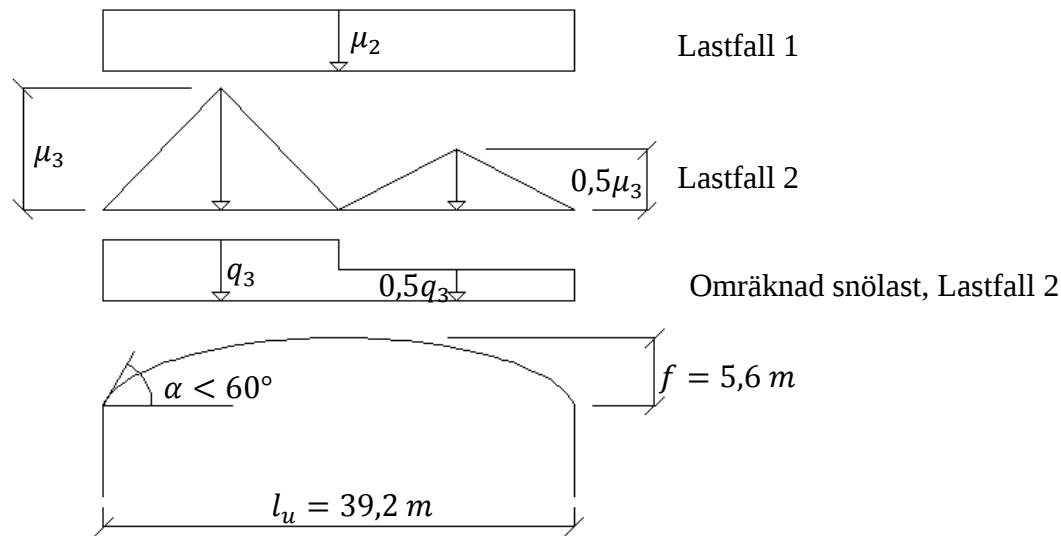
Lastfall 1 – jämnt fördelad last

$$s_{k,t,1} = 0,8 \times 1,0 \times 3,5 = 2,8$$

Lastfall 2 – ojämnt fördelad last

$$s_{k,t,2} = 1,086 \times 1,0 \times 3,5 = 3,801$$

Beräkning enligt Eurocode 1



Figur 3.14 Formfaktor vid snölast på bågtak.

Två olika lastfall, med avseende på formfaktorn μ , med ojämnt respektive jämnt fördelad last, se Figur 3.14, ger två olika värden på den karakteristiska snölasten.

$$\mu_2 = 0,8 \text{ då } \alpha < 60^\circ$$

$$\mu_3 = 0,2 + \frac{10f}{l_u} \quad (3.20)$$

Insättning av värden ger

$$\mu_3 = 0,2 + \frac{10 \times 5,6}{39,2} = 1,629$$

Insättning av de olika μ -värdena i ekvation (3.17) ger en karakteristisk snölast enligt Eurocode.

Lastfall 1- jämnt fördelad last

$$s_{k,t,1} = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,5 = 2,8$$

Lastfall 2 – ojämnt fördelad last

$$s_{k,t,2} = 1,629 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,5 = 5,702$$

Snölasten för lastfall 2 har enligt Eurocode en triangulär lastfördelning. För att förenkla beräkningarna räknas de triangulära lasterna, $s_{k,2}$ om till rektangulära laster, $q_{s,t,2}$, med samma totallast, se Figur 3.14. Lasterna betraktas som geometriska figurer där arean, A , motsvarar den totala lasten.

$$s_{k,t,2} = 5,740$$

Utifrån att areorna för den triangulära respektive den rektangulära lasten är lika stora, samt hur arean för dessa beräknas, fås att den utbredda rektangulära lasten, $q_{s,2}$, blir

$$q_{s,t,2} = \frac{s_{k,t,2}}{2} \quad (3.21)$$

Insättning av värden ger

$$q_{s,t,2} = \frac{5,702}{2} = 2,851 \text{ kN/m}^2$$

Vid dimensionering av bågtak enligt Eurocode används snölasten för ojämnt fördelad utbredd last $q_{s,2} = 2,851 \text{ kN/m}^2$

I Tabell 3.2 nedan presenteras resultaten för snölastens karakteristiska värden för de olika normerna och takformerna som en variabel utbredd last, $s_k = q_s$.

Tabell 3.2 Snölastens karakteristiska värden.

	Stål, sadelfackverk [kN/m ²]	Träbåge (1) Jämt fördelad last [kN/m ²]	Träbåge (2) Ojämnt fördelad last [kN/m ²]
BKR	$q_{s,s} = 2,8$	$q_{s,t,1} = 2,8$	$q_{s,t,2} = 3,801$
Eurocode	$q_{s,s} = 2,8$	$q_{s,t,1} = 2,8$	$q_{s,t,2} = 2,851$

3.4 Vindlast

Vind påverkar en byggnad genom att skapa ett tryck på utsidan och ett sug på insidan av byggnaden. Detta beaktas vid dimensionering av pelarna. Byggnadens läge, storlek och utformning tas i beaktning vid beräkning av vindlast. Beräkningarna skall göras utifrån terrängtyp III, för mindre tätorter. Hänsyn tas endast till vindens påverkan på långsidorna, då det är pelarna på långsidan som belastas med laster från takkonstruktionen samt snölast och därmed blir dimensionerande. Byggnadens utvändiga längd och bredd, b_u och l_u , fås ur Kapitel 2, avsnitt 2.3 liksom de olika vägg- och takhöjderna.

$$b_u = 65,8 \text{ m}$$

$$l_u = 39,2 \text{ m}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

3.4.1 Vindlast enligt BKR

Utifrån terrängtypen kan värdena på terrängparametern, β , råhetsparametern, z_0 , samt höjden, z_{min} , utläsas ur tabell. Exponeringsfaktorn, C_{exp} , beror av terrängtypen men även av höjden, z , över mark och fås ur diagram eller enligt ekvation (3.24). Referensvindhastigheten, v_{ref} , är ett tabellvärde beräknat av SMHI och varierar över landet. Det som skiljer beräkningarna av sadeltak och bågtag åt ärnockhöjden, i övrigt är värdena samma för de båda fallen.¹⁹

$$\beta = 0,22$$

$$z_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$z_{min} = 8 \text{ m}$$

$$v_{ref} = 22 \text{ m/s}$$

Den karakteristiska vindlasten bestäms ur

$$w_k = \mu \times C_{dyn} \times C_{exp} \times q_{ref} \quad (3.22)$$

Formfaktorn μ beräknas utifrån byggnadens storlek och form. Vindstötsfaktorn, C_{dyn} , beror, för statiska konstruktioner, av terrängens råhetsparameter, z_0 , och byggnadens högsta höjd, h_{nock} .

$$C_{dyn} = 1 + \frac{6}{\ln\left(\frac{h_{nock}}{z_0}\right)} \quad (3.23)$$

Exponeringsfaktorn, C_{exp} , tar hänsyn till terrängtyp och ytterväggs höjd.

$$C_{exp} = \left[\beta \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]^2 \quad (3.24)$$

där z motsvarar $h_{vägg}$.

¹⁹ Snö och vindlast

Referenshastighetstrycket, q_{ref} , tar hänsyn till referensvindhastigheten, v_{ref} , och luftens densitet, ρ .

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_{ref}^2 \quad (3.25)$$

Sadeltak

$$h_{nock} = 11 \text{ m}$$

$$h_{vägg} = 9,5 \text{ m}$$

För att beräkna den karakteristiska vindlasten, w_k , beräknas först den dimensionerande formfaktorn, μ . Detta görs genom att dividera byggnadens höjd med lovartsidans längd för att sedan kunna använda erhållet värde för att i tabell läsa ut ett värde på μ_{ute} .

För vind mot långsidan fås

$$\frac{h_{nock}}{b_u} = \frac{11}{65,8} = 0,17$$

och ur tabell utläses sedan olika μ -värden för byggnadens båda långsidor.

Lovartsida: $\mu_{ute} = 0,85$

Läsida: $\mu_{ute} = -0,28$

För vind mot kortsida fås

$$\frac{h_{nock}}{l_u} = \frac{11}{39,2} = 0,28$$

Vardera långsida delas upp i tre olika zoner och tabellavläsning ger

Zon A: $\mu_{ute} = -0,9$

Zon B: $\mu_{ute} = -0,7$

Zon C: $\mu_{ute} = -0,4$

På insidan skapas ett sug som också skall beaktas. För helt täta byggnader används det mest ogynnsamma av $\mu_{inne} = -0,2$ eller $\mu_{inne} = 0,0$.

Sammanställning av samtliga formfaktorer för vind mot långsidan sker i Tabell 3.3

Tabell 3.3 Sammanställning av formfaktorer för sadeltaket.

μ_{ute}	μ_{inne}	Differens $\mu_{ute} - \mu_{inne}$	μ_{ute}	μ_{inne}	Differens $\mu_{ute} - \mu_{inne}$
0,85	-0,2	1,05	0,85	0,0	0,85
-0,28		0,08	-0,28		0,28
-0,9		0,7	-0,9		0,9
-0,7		0,5	-0,7		0,7
-0,4		0,2	-0,4		0,4

Den största differensen i Tabell 3.3 är dimensionerande formfaktor för vindlasten, alltså

$$\mu = 1,05$$

Bräkning av vindlasten sker genom insättning av värden i ekvationerna (3.23) till (3.25) samt därefter slutligen ekvation (3.22), vilket ger

$$C_{dyn} = 1 + \frac{6}{\ln\left(\frac{11}{0,30}\right)} = 2,666$$

$$C_{exp} = \left[0,22 \times \ln\left(\frac{9,5}{0,3}\right)\right]^2 = 0,5778$$

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 22^2 = 0,3025 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{k,s} = 1,05 \times 2,666 \times 0,5778 \times 0,3025 = 0,4893 \text{ kN/m}^2$$

Den karakteristiska vindlasten för sadeltak enligt BKR blir därmed

$$w_{k,s} = 0,4893 \text{ kN/m}^2$$

Bågtak

Formfaktorn, μ , beräknas här på samma sätt som för sadeltak men med andra värden för h_{nock} och $h_{vägg}$.

$$h_{nock} = 14 \text{ m}$$

$$h_{vägg} = 8 \text{ m}$$

För vind mot långsidan fås

$$\frac{h_{nock}}{b_u} = \frac{14}{65,8} = 0,21$$

och ur tabell utläses sedan olika μ -värden för byggnadens båda långsidor.

Lovartsida: $\mu_{ute} = 0,85$

Läsida: $\mu_{ute} = -0,28$

För vind mot kortsida fås

$$\frac{h_{nock}}{l_u} = \frac{14}{39,2} = 0,36$$

Vardera långsida delas upp i tre olika zoner och tabellavläsning ger

Zon A: $\mu_{ute} = -0,9$

Zon B: $\mu_{ute} = -0,7$

Zon C: $\mu_{ute} = -0,4$

På insidan skapas ett sug som också skall beaktas. För helt täta byggnader används det mest ogynnsamma av $\mu_{inne} = -0,2$ eller $\mu_{inne} = 0,0$.

Sammanställning av samtliga formfaktorer för vind mot långsidan kan ses i Tabell 3.4

Tabell 3.4 Sammanställning av formfaktorer för bågtaget.

μ_{ute}	μ_{inne}	Differens $\mu_{ute} - \mu_{inne}$	μ_{ute}	μ_{inne}	Differens $\mu_{ute} - \mu_{inne}$
0,85	0,0	0,85	0,85	-0,2	1,05
-0,28		0,28	-0,28		0,08
-0,9		0,9	-0,9		0,7
-0,7		0,7	-0,7		0,5
-0,4		0,4	-0,4		0,2

Den största differensen i Tabell 3.4 är dimensionerande formfaktor för vindlasten, alltså

$$\mu = 1,05$$

För beräkning av vindlast beräknas ekvationerna (3.23) till (3.25) samt därefter slutligen ekvation (3.22). Insättning av värden ger

$$C_{dyn} = 1 + \frac{6}{\ln\left(\frac{14}{0,30}\right)} = 1,682$$

$$C_{exp} = \left[0,22 \times \ln\left(\frac{8}{0,3}\right)\right] = 0,5218^2$$

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 22^2 = 0,3025 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{k,t} = 1,05 \times 1,682 \times 0,5218 \times 0,3025 = 0,2788 \text{ kN/m}^2$$

Den karakteristiska vindlasten för bågtag enligt BKR blir därmed

$$w_{k,t} = 0,2788 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2 Vindlast enligt Eurocode

Utifrån terrängtypen kan värdena på råhetsparametern, z_0 , samt höjden, z_{min} , utläsas ur tabell. Höjdvärdena $z_{0,II}$ och z_{max} är givna värden liksom referensvindhastighetens grundvärde, v_0 , som är ett tabellvärde uträknat av SMHI och varierar över landet. Vid beräkning av vindlast används även olika faktorer som tar hänsyn till bland annat olika typer av väder och vind samt terrängförhållanden. För turbulensfaktorn, k_l , riktningsfaktorn, c_{dir} , och årstidsfaktorn, c_{season} , används rekommenderade värden. Utifrån topografin, vindhastigheten samt byggnadens öppningsarea har sedan topografifaktorn, c_0 , samt formfaktorn för invändig vindlast, c_{pi} , valts.²⁰

$$z_0 = 0,3$$

$$z_{min} = 5$$

$$z_{0,II} = 0,05$$

$$z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

$$k_l = 1,0$$

$$c_{dir} = 1,0$$

$$c_{season} = 1,0$$

$$c_0 = 1,0$$

$$c_{pi,1} = 0,2$$

$$c_{pi,2} = -0,3$$

För att beräkna det totala karakteristiska vindlasten, w_k , har ekvationerna (3.26) för utvändig vindlast samt (3.27) för invändig vindlast sammanställts till ekvation (3.28).

Utvändig vindlast

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.26)$$

Invändig vindlast

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.27)$$

Total karakteristisk vindlast

$$w_k = q_p(z) \times \Delta c_p \quad (3.28)$$

där Δc_p motsvarar differensen av c_{pe} och c_{pi} .

För att beräkna vindlasten krävs det karakteristiska hastighetstrycket, $q_p(z)$, för z meter över marken. För både utvändigt och invändigt hastighetstryck räknar man med att z -höjden motsvarar vägghöjden, $h_{vägg}$, vilket ger att

$$q_p(z_e) = q_p(z_i) = q_p(z)$$

där

$$q_p(z) = [1 + 7 \times l_v] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (3.29)$$

²⁰ Eurocode 1 – Laster på bärverk.

Vid beräkning av hastighetstrycket, $q_p(z)$, krävs turbulensintensiteten, $l_v(z)$, och medelvindhastigheten, $v_m(z)$, på höjden z över markytan.

$$l_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} & \text{för } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ l_v(z_{min}) & \text{för } z < z_{min} \end{cases} \quad (3.30)$$

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0 \times v_b \quad (3.31)$$

Med ett z som motsvarar $h_{vägg}$ fås att

$$z_{min} = 5 \leq z = 8 \text{ eller } 9,5 \leq z_{max} = 200 \rightarrow \text{OK}$$

Därför kan den övre ekvationen i ekvation (3.30) användas till båda takformerna.

För beräkning av turbulensintensiteten, $l_v(z)$, och medelvindhastigheten, $v_m(z)$, krävs ytterligare beräkningar, vilka presenteras i ekvationerna (3.32) till (3.35).

Turbulensens standardavvikelse

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_l \quad (3.32)$$

Terrängfaktor

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (3.33)$$

Referensvindhastigheten

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.34)$$

Råhetsfaktorn på höjden z

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{för } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z_{min}) & \text{för } z \leq z_{min} \end{cases} \quad (3.35)$$

Med ett z som motsvarar $h_{vägg}$ fås att

$$z_{min} = 5 \leq z = 8 \text{ eller } 9,5 \leq z_{max} = 200 \rightarrow \text{OK}$$

Därför kan den övre ekvationen i ekvation (3.35) användas för båda takformerna.

Insättning av värden ger

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,2154$$

$$v_b = 1,0 \times 1,0 \times 22 = 22 \text{ m/s}$$

$$c_r(z) = 0,2154 \times \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,7072$$

$$\sigma_v = 0,2154 \times 22 \times 1,0 = 4,739 \text{ m/s}$$

Med dessa värden kan sedan medelvindhastigheten och turbulensintensiteten beräknas enligt ekvationerna (3.48) och (3.47).

$$v_m(z) = 0,7072 \times 1,0 \times 22 = 15,56 \text{ m/s}$$

$$l_v(z) = \frac{4,739}{15,56} = 0,3046$$

Det karakteristiska hastighetstrycket kan nu beräknas enligt ekvation (3.29).

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,3046] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 15,56^2 = 0,4740 \text{ kN/m}^2$$

Slutligen behövs formfaktorn för utvändig vindlast, c_{pe} , som varierar bland annat beroende på takhöjd och därför beräknas separat för de olika taktyperna.

Formfaktorn, c_{pe} , räknas ut på liknande vis som motsvarande formfaktor, μ , i BKR. I detta fall divideras istället byggnadens höjd för vägg vinkelrätt lovartsida med längden på motsvarande vägg, för att hämta en formfaktor ur tabell.

Sadeltak

För sadeltaket blir den högsta höjden på långsidorna

$$h_{vägg} = 9,5 \text{ m}$$

och den högsta höjden på kortsidorna,

$$h_{nock} = 11 \text{ m}$$

För vind mot långsida används

$$\frac{h_{nock}}{l_u} = \frac{11}{39,2} = 0,28$$

Ur tabell utläses sedan olika C_{pe} -värden för byggnadens båda långsidor.

Lovartsida: $c_{pe} = 0,7$

Läsida: $c_{pe} = -0,3$

För vind mot kortsida används

$$\frac{h_{vägg}}{b_u} = \frac{9,5}{65,8} = 0,14$$

Vardera långsida delas in i tre zoner och tabell ger

Zon A: $c_{pe} = -1,2$

Zon B: $c_{pe} = -0,8$

Zon C: $c_{pe} = -0,5$

Bågtak

För bågtaket blir den högsta höjden på långsidorna

$$h_{vägg} = 8 \text{ m}$$

och den högsta höjden på kortsidorna,

$$h_{nock} = 14 \text{ m}$$

För vind mot långsida används

$$\frac{h_{nock}}{l_u} = \frac{14}{39,2} = 0,36$$

Ur tabell utläses sedan olika C_{pe} -värden för byggnadens båda långsidor.

Lovartsida: $c_{pe} = 0,7$

Läsida: $c_{pe} = -0,3$

För vind mot kortsida används

$$\frac{h_{vägg}}{b_u} = \frac{8}{65,8} = 0,12$$

Vardera långsida delas in i tre zoner och tabell ger

Zon A: $c_{pe} = -1,2$

Zon B: $c_{pe} = -0,8$

Zon C: $c_{pe} = -0,5$

Båda takkonstruktionerna ger precis samma resultat för formfaktorerna, och fortsättningsvis kan en gemensam uträkning av den karakteristiska vindlasten för långsidan utföras. Både formfaktorer för utvändig och invändig vindlast påverkar dimensioneringen av väggarna. Det mest ogynnsamma fallet av samverkan mellan c_{pe} och c_{pi} det vill säga Δc_p , blir därmed dimensionerande, se Tabell 3.5.

Tabell 3.5 Sammanställning av formfaktorer.

c_{pe}	$c_{pi,1}$	Δc_p $c_{pe} - c_{pi}$	c_{pe}	$c_{pi,2}$	Δc_p $c_{pe} - c_{pi}$
0,7	0,2	0,5	0,7	-0,3	1,00
-0,3		-0,5	-0,3		0,00
-1,2		-1,4	-1,2		0,9
-0,8		-1,0	-0,8		0,5
-0,5		-0,7	-0,5		0,2

Negativa värden i tabellen innebär ett sug från ytan medan positiva värden innebär tryck mot ytan. Väggen utsätts för samma belastning oberoende av vindriktning, det vill säga oavsett sug eller tryck. Hänsyn tas därför inte till negativa eller positiva värden, utan endast till formfaktorernas storlek. Enligt Tabell 3.5 blir största differensen 1,4 vilket ger

$$\Delta c_p = 1,4$$

Den karakteristiska vindlasten beräknas enligt ekvation (3.28) utifrån formfaktorn Δc_p , och det karakteristiska hastighetstrycket, $q_p(z)$. Insättning av värden ger

$$w_k = 0,4740 \times 1,4 = 0,6636 \text{ kN/m}^2$$

Den karakteristiska vindlasten enligt Eurocode blir därmed

$$w_k = 0,6636 \text{ kN/m}^2$$

Det karakteristiska vindvärdet kommer i senare beräkningar verka som en utbredd last, som kan sättas till $w_k = q_w$. I Tabell 3.6 nedan presenteras resultaten för vindlastens karakteristiska värden för de olika normerna och takformerna som en utbredd last.

Tabell 3.6 Vindlastens karakteristiska värden.

	Stål, sadelfackverk [kN/m ²]	Träbåge [kN/m ²]
BKR	$q_{w,s} = 0,4893$	$q_{w,t} = 0,2788$
Eurocode	$q_{w,s} = 0,6636$	$q_{w,t} = 0,6636$

3.5 Jordtryck

Byggnaden är placerad i en sluttning och kommer efter schaktning fungera som ett suterränghus med entréer på bottenvåningen mot norr respektive på andra våningen i sydöstra hörnet.²¹ Efter byggnadstiden finns flera alternativ.

Återfyllning med ursprungligt material

Marken kring curlinghallen består av morän på berg vilket skulle kunna användas som återfyllnadsmaterial.²² Efter återfyllnad skulle plan mark finnas vid den bakre entrén. Återfyllnad skulle dock ge upphov till fler laster på intilliggande väggkonstruktion, vilket skulle påverka dimensioneringen av väggen samt eventuellt väggmaterialet. Återpackningsmaterialet i sig ger upphov till jordtryck, dessutom packas materialet vilket ger upphov till ytterligare tryck.

Återfyllning med cellplast

Återfyllning med cellplast ger ungefär samma resultat som ovan men istället för att återfylla med ursprungsmaterialet används ett lätt material som cellplast. Eftersom cellplasten är mycket lättare än ursprungsmaterialet utsätts inte väggen för ett lika stort tryck.

Ingen återfyllning

Ett alternativ skulle vara att inte återfylla alls utan istället bygga en passage i form av en gångbro till den bakre entrén. Väggen skulle då horisontellt endast utsättas för vindlast och kan dimensioneras som övriga väggar.

Vid dimensionering av stommen antas alternativ tre, ingen återfyllning, och ingen hänsyn till jordtryck tas.

²¹ WSP group Umeå

²² WSP group Umeå

4 Dimensionering enligt boverkets konstruktionsregler, BKR

I detta kapitel dimensioneras en stålstomme och en trästomme, det vill säga takstolar och pelare, enligt boverkets konstruktionsregler, BKR. Beräkningarna avser brottgränstillstånd och säkerhetsklass 3. Vid sammanställning av lasterna tas hänsyn till distansen mellan takstolarna, cc , samt kontinuitetsfaktorn 1,1. När dimensionerande laster beräknas multipliceras permanenta laster med partialkoefficienten γ_{fg} och variabla laster med partialkoefficienten, γ_{fq} . Vid beräkning med flera variabla laster skall den last som inte är huvudlast multipliceras med en tillhörande lastreduktionsfaktor ψ . Vid beräkning av dimensionerande hållfasthetsvärden används partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_n . Dimensioneringsmetoden som används för följande beräkningar är att ett material och ett tvärsnitt väljs och analyseras.^{23,24,25}

$$\gamma_{fg} = 1,0$$

$$\gamma_{fq} = 1,3$$

$$\gamma_n = 1,2$$

$$cc = 6,44 \text{ m}$$

4.1 Stålstomme

Stålstommen består av pelare längs byggnadens väggar, samt fackverk som vilar på de bärande pelarna längs långsidorna. Fackverken skall dimensioneras för att klara lasterna från taket samt snölasten medan pelarna förutom ovanpåliggande laster även skall dimensioneras för att klara vindlast.

4.1.1 Dimensionering av stålfackverk

Val av fackverk sker utifrån de laster som takstolen är utsatt för, det vill säga snölast, $q_{s,s}$, takets egentynghd, g_{tak} , samt installationslast g_{inst} och $g_{rå,2,s}$. Snölasten är ensam variabel last och därmed huvudlast.

²³ Regelsamling för konstruktion, BKR 2010.

²⁴ Boverkets handbok om stålkonstruktioner.

²⁵ Limträhandbok

Lastvärden

Permanent laster: $g_{tak} = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

$$g_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{rån,2,s} = 1,458 \text{ kN/m}$$

Variabel last: $q_{s,s} = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Dimensionerande last

Den dimensionerande lasten, q_d , utgörs av både de totala permanenta lasterna, g_{tot} , och den totala variabla lasten, q_{tot} .

$$q_d = \gamma_{fg} \times g_{tot} + \gamma_{fq} \times q_{tot} \quad (4.1)$$

$$g_{tot} = g_{rån,2,s} + (g_{tak} + g_{inst}) \times 1,1 \times cc \quad (4.2)$$

$$q_{tot} = q_{s,s} \times 1,1 \times cc \quad (4.3)$$

Insättning av värden ger

$$g_{tot} = 1,458 + (0,4179 + 0,5) \times 1,1 \times 6,44 = 7,960 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot} = 2,8 \times 1,1 \times 6,44 = 19,84 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,0 \times 7,960 + 1,3 \times 19,84 = 33,75 \text{ kN/m}$$

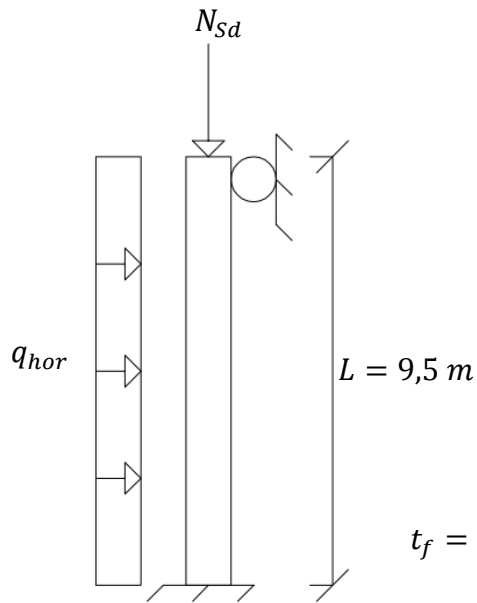
Fackverket till curlinghallen måste klara en utbredd last på 33,75 kN/m utöver sin egen tyngd. Ett fackverk som klarar denna tyngd hämtas från Maku och har en egenvikt på 7600 kg, vilket ger en egentynghd, g_{fvk} , på 1,944 kN/m.²⁶

4.1.2 Dimensionering av stålpelare

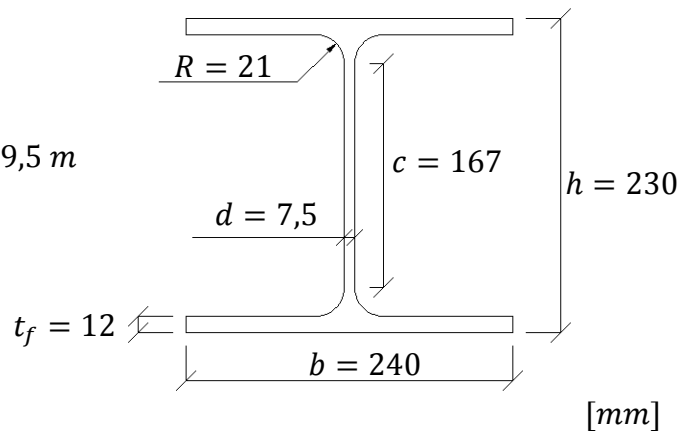
Vid beräkning av pelare tas hänsyn till horisontella samt vertikala påliggande laster, q_{hor} respektive q_{ver} . Den horisontella lasten utgörs av vindlast, och den vertikala lasten utgörs av takets och fackverkens egentynghder, installationslaster samt snölast. Ingen hänsyn tas till väggens egentynghd då den är så lätt i förhållande till de andra lasterna. Vind- och snölasterna är variabla medan övriga laster är permanenta. Två lastfall skall därmed kontrolleras, ett med vardera variabel last som huvudlast, varefter den mest ogynnsamma lastkombinationen blir dimensionerande.

²⁶ Jörgen Svensson, Maku

Snölasten och takets egentynghd tas upp av fackverken som i sin tur för över lasten, inklusive sin egentynghd, till pelarna. De vertikala lasterna räknas därför om till en punktlast, N_{Sd} som verkar på pelarna. Tvärsnittsdimensioner och materialegenskaper för vald profil fås ur tabell och redovisas nedan.



Figur 4.1 Stålpelare.



Figur 4.2 Tvärsnitt av stålpelare, HEA 240.

Lastvärden

Permanent laster: $q_{tak} = (g_{tak}) = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

$q_{fvk} = (g_{fvk}) = 1,944 \text{ kN/m}$

$q_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

$q_{rån,2,s} = 1,458 \text{ kN/m}$

Variabla laster: $q_{w,s} = 0,4893 \text{ kN/m}^2$

$q_{s,s} = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Beräkningsförutsättningar

HEA 240

$A = 7,684 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

$l = 38,4 \text{ m}$

$\psi_s = 0,8$

$\psi_w = 0,25$

$\beta_{cd} = 0,8$

$\gamma_m = 1,1$

Materiallegenskaper

S275

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$E_k = 210 \text{ GPa}$$

$$W = 675,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$i_y = 101,0 \times 10^{-3} \text{ m (styv riktning)}$$

Det dimensionerande hållfasthetsvärdet för sträckgräns, f_{yd} , fås från motsvarande karakteristiska värde, f_{yk} , partialkoefficienten för bärförmåga, γ_m , samt partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_n .

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m \times \gamma_n} \quad (4.4)$$

Insättning av värden ger

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1 \times 1,2} = 208,3 \text{ MPa}$$

Lasteffekt

Totala vertikala laster samt totala horisontella laster beräknas för två olika lastfall. De utbredda vertikala lasterna ger upphov till en tryckkraft, N_{sd} , enligt ekvation (4.5) och de horisontella lasterna ger upphov till ett maximalt moment enligt ekvation (4.6), vilka också skall beräknas för de båda lastfallen.

$$N_{sd} = \frac{q_{ver} \times l}{2} \quad (4.5)$$

$$M_{sd} = \frac{q_{hor} \times L^2}{8} \quad (4.6)$$

Lastfall 1 – snö som huvudlast

$$q_{ver,1} = \gamma_{fg}(q_{fvk} + q_{r\ddot{a}n,2,s}) + [\gamma_{fg}(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_{fq} \times q_{s,s}] \times 1,1 \times cc \quad (4.7)$$

$$q_{hor,1} = \gamma_{fq} \times \psi_w \times q_{w,s} \times 1,1 \times cc \quad (4.8)$$

Insättning av värden i ekvationerna (4.7) till (4.8) och ekvationerna (4.5) till (4.6) ger

$$\begin{aligned} q_{ver,1} &= 1,0(1,944 + 1,458) + [1,0(0,4179 + 0,5) + 1,3 \times 2,8] \times 1,1 \times 6,44 \\ &= 35,69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$q_{hor,1} = 1,3 \times 0,25 \times 0,4893 \times 1,1 \times 6,44 = 1,127 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd,1} = \frac{35,69 \times 38,4}{2} = 685,2 \text{ kN}$$

$$M_{sd,1} = \frac{1,127 \times 9,5^2}{8} = 12,71 \text{ kNm}$$

Lastfall 2 – vind som huvudlast

$$q_{ver,2} = \gamma_{fg}(q_{fvk} + q_{rån,2,s}) + [\gamma_{fg}(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_{fq} \times \psi_s \times q_{s,s}] \times 1,1 \times cc \quad (4.9)$$

$$q_{hor,2} = \gamma_{fq} \times q_w \times 1,1 \times cc \quad (4.10)$$

Insättning av värden i ekvationerna (4.9) till (4.12) och ekvationerna (4.5) till (4.6) ger

$$q_{ver,2} = 1,0(1,944 + 1,458) + [1,0(0,4179 + 0,5) + 1,3 \times 0,8 \times 2,8] \times 1,1 \times 6,44 = 30,53 \text{ kN/m}$$

$$q_{hor,2} = 1,3 \times 0,4893 \times 1,1 \times 6,44 = 3,466 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd,2} = \frac{30,53 \times 38,4}{2} = 586,2 \text{ kN}$$

$$M_{sd,2} = \frac{3,466 \times 9,5^2}{8} = 39,10 \text{ kNm}$$

För att kontrollera att pelarens kapacitet är tillräcklig, med hänsyn till både moment (böjning) och tvärkraft (knäckning), skall båda lastfallen kontrolleras genom ett så kallat interaktionssamband, enligt

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rcd}}\right)^{\gamma_c} + \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (4.11)$$

Tryckkraftskapaciteten, N_{Rcd} , beräknas utifrån reduktionsfaktorn, ω_c , tvärsnittsarean, A , samt stålets hållfasthetsvärde för sträckgräns, f_{yd} , enligt

$$N_{Rcd} = \omega_c \times A \times f_{yd} \quad (4.12)$$

där reduktionsfaktorn för böjknäckning ω_c , fås ur tabell beroende av slankhetsparametern, λ_c , som i sin tur beror av stålqualiteten, knäcklängden, L_c , samt stångens tröghetsradie, i_y .

$$\lambda_c = \frac{L_c}{i_y \times \pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} \quad (4.13)$$

Pelarens knäcklängd, L_c , beror av inspänningsförhållanden och pelarlängd.

$$L_c = \beta_{cd} \times L \quad (4.14)$$

Insättning av värden ger

$$L_c = 0,8 \times 9,5 = 7,6 \text{ m}$$

$$\lambda_c = \frac{7,6}{101,0 \times 10^{-3} \times \pi} \sqrt{\frac{275 \times 10^6}{210 \times 10^9}} = 0,8668$$

För valsad stång med I-tvärsnitt där $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 \leq 1,2$ och knäckning i styva riktningen får att tvärsnittet tillhör grupp b. Utifrån detta samt värdet på λ_c kan värdet på reduktionsfaktorn, ω_c , utläsas ur tabell.

$$\omega_c = 0,66 < 1 \rightarrow \text{OK!}$$

Sedan kan tryckkraftskapaciteten beräknas ur ekvation (4.12).

$$N_{Rcd} = 0,66 \times 7,684 \times 10^{-3} \times 208,3 \times 10^6 = 1056,3 \text{ kN}$$

Formfaktorn γ_c beror av formfaktorn γ_0 samt reduktionsfaktorn ω_c enligt.

$$\gamma_c = \gamma_0 \times \omega_c \text{ dock } > 0,8 \quad (4.15)$$

där

$$\gamma_0 = \eta^2 \text{ dock } \geq 1 \quad (4.16)$$

Faktorn η bestäms utifrån pelarens tvärsnittsklass.

$$\eta = \frac{z}{w} \text{ för tvärsnittsklass 1} \quad (4.17)$$

$$\eta = 1,0 \text{ för tvärsnittsklass 2} \quad (4.18)$$

För att bestämma formfaktorn η , krävs en kontroll av tvärsnittsklass där både flänsar och liv kontrolleras. Hamnar dessa i olika tvärsnittsklass är det den högre klassen som gäller för tvärsnittet.

Flänsar

Sambandet

$$\beta_f \leq \beta_{fpl} \quad (4.19)$$

skall uppfyllas för tvärsnittsklass 1, där

$$\beta_f = \frac{b/2}{t} \quad (4.20)$$

$$\beta_{fpl} = 0,3 \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} \quad (4.21)$$

Insättning av värden ger

$$\beta_f = \frac{240/2}{12} = 10$$

$$\beta_{fpl} = 0,3 \sqrt{\frac{210 \times 10^9}{275 \times 10^6}} = 8,290$$

$$\beta_f = 10,0 > \beta_{fpl} = 8,290$$

Sambandet enligt ekvation (4.19) uppfylls inte, alltså tillhör inte tvärsnittet klass 1. Därför provas tvärsnittsklass 2, där sambandet (4.22) skall uppfyllas.

$$\beta_f \leq \beta_{fel} \quad (4.22)$$

$$\beta_{fel} = 0,44 \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} \quad (4.23)$$

Insättning av värden ger

$$\beta_{fel} = 0,44 \sqrt{\frac{210 \times 10^9}{275 \times 10^6}} = 12,16$$

$$\beta_f = 10,0 < \beta_{fel} = 12,16$$

Sambandet enligt ekvation (4.22) är uppfyllt och flänsarna tillhör tvärsnittsklass 2.

Balkliv

Då flänsarna tillhör tvärsnittsklass två tillhör även tvärsnittet klass 2 såvida inte balklivet tillhör en högre klass. Balklivet kontrolleras därför först för klass 2, skulle livet inte hamna i den klassen görs en kontroll för klass 3.

Sambandet

$$\beta_w \leq \beta_{wel} \quad (4.24)$$

skall uppfyllas för tvärsnittsklass 2 där

$$\beta_w = \frac{c}{d} \quad (4.25)$$

$$\beta_{wel} = \beta_2 \times \kappa_f \times \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} \quad (4.26)$$

$$\kappa_f = 2,5 - \frac{1,5\beta_f}{\beta_{fel}} \text{ dock } 1,0 \leq \kappa_f \leq 1,5 \quad (4.27)$$

$\beta_2 = 1,14$ för valsad I-profil

Insättning av värden ger

$$\beta_w = \frac{167}{7,5} = 22,27$$

$$\kappa_f = 2,5 - \frac{1,5 \times 10,0}{12,16} = 1,266$$

$$\beta_{wel} = 1,14 \times 1,266 \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9}{275 \times 10^6}} = 39,88$$

$$\beta_w = 22,27 < \beta_{wel} = 39,88$$

Sambandet (4.24) är uppfyllt och även balklivet tillhör högst tvärsnittsklass 2.

Formfaktorn η bestäms utifrån tvärsnittsklass 2 enligt ekvation (4.18) och ger

$$\eta_x = \eta_y = \eta = 1,0$$

Insättning av värden i ekvation (4.16) och (4.15) ger

$$\gamma_0 = 1^2 = 1 \geq 1 \rightarrow \text{OK!}$$

$$\gamma_c = 1 \times 0,66 = 0,66 < 0,8 \rightarrow \gamma_c = 0,8$$

Beräkning av momentkapacitet sker med hänsyn till tvärsnittets respektive stålets egenskaper enligt

$$M_{Rd} = \eta_y \times W \times f_{yd} \quad (4.28)$$

Insättning av värden ger

$$M_{Rd} = 1,0 \times 675 \times 10^{-6} \times 208,3 \times 10^6 = 140,6 \text{ kNm}$$

Interaktionssambandet enligt ekvation (4.11) prövas för de två olika lastfallen.

Lastfall 1, snö som huvudlast

$$\left(\frac{685,2}{1056}\right)^{0,8} + \frac{12,71}{140,6} = 0,7979 < 1,0$$

Lastfall 2, vind som huvudlast

$$\left(\frac{586,2}{1056}\right)^{0,8} + \frac{39,10}{140,6} = 0,9026 < 1,0$$

Sambanden visar att kapaciteten är tillräcklig för båda lastfallen. HEA 240 väljs för stålpelarna enligt BKR.

4.2 Trästomme

Den bärande träkonstruktionen utgörs helt av limträ och består av treledsbågar med dragstag som vilar på pelare. Förutom att klara laster från den egna konstruktionen dimensioneras bågarna för att klara laster från snö samt de installationer som skall hänga i taket. Pelarna skall utöver att bära upp takkonstruktionen även klara av laster från vind och snö. Samma material används för både pelare och båge, med hållfasthetsklass L40. Då trä är känsligt för fukt måste fuktigheten i hallen tas i beaktning vid dimensionering av trästommen. Tidvis kan luftfuktigheten vara väldigt hög och stommen dimensioneras därför efter klimatklass 3.

4.2.1 Dimensionering av treledsbåge av limträ

Vid stora spännvidder väljs vanligtvis raka limträbalkar bort och istället väljs någon typ av båge. I det här fallet passade en treledsbåge med dragband bra då en led i balkmitt kortar ner knäcklängden. Det är även lättare att transportera kortare delar än en nästan 40 meter lång båge.

Val av tvärsnittsdimensioner för bågen sker utifrån de laster som takstolen är utsatt för, det vill säga utöver sin egen tyngd, $g_{båge}$, även snölast, $q_{s,t}$, takets egen tyngd, g_{tak} , samt installationslaster g_{inst} och $g_{rän}$. Snölasten är ensam variabel last och därmed huvudlast. Ett tvärsnitt utifrån svenskt limträns standarddimensioner hämtas ur tabell och analyseras.

Beräkningsförutsättningar

L40

$$\rho = 400 \text{ kg/m}^3$$

$$b = 0,215 \text{ m}$$

$$h = 1,305 \text{ m}$$

Treledsbågens egentygnd beräknas utifrån tyngdaccelerationen, g , samt bågens densitet, ρ , och tvärsnittsdimensioner $b \times h$ enligt

$$g_{båge} = b \times h \times \rho \times g \quad (4.29)$$

Insättning av värden ger

$$g_{båge} = 0,215 \times 1,305 \times 400 \times 9,82 = 1,102 \text{ kN/m}$$

Materialegenskaper

L40

$$f_{ck} = 36 \text{ Mpa}$$

$$f_{mk} = 33 \text{ MPa}$$

$$E_k = 10400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m = 1,25$$

$$k_{mod} = 0,65$$

Det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, f_{cd} , fås från motsvarande karakteristiska värde, f_{ck} , partialkoefficienten för bärförmåga, γ_m , partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_n , samt omräkningsfaktorn k_{mod} , som tar hänsyn till lastvaraktighet och fuktförhållanden.

$$f_{cd} = \frac{k_{mod} \times f_{ck}}{\gamma_m \times \gamma_n} \quad (4.30)$$

Insättning av värden ger

$$f_{cd} = \frac{0,65 \times 36}{1,25 \times 1,2} = 15,60 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för böjning parallellt fibrerna, f_{md} , fås på samma sätt som det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, med motsvarande karakteristiska värde.

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \times f_{mk}}{\gamma_m \times \gamma_n} \quad (4.31)$$

Insättning av värden ger

$$f_{md} = \frac{0,65 \times 33}{1,25 \times 1,2} = 14,30 \text{ MPa}$$

Lastvärden

Permanent laster: $g_{båge} = 1,102 \text{ kN/m}$

$$g_{tak} = 0,4179 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

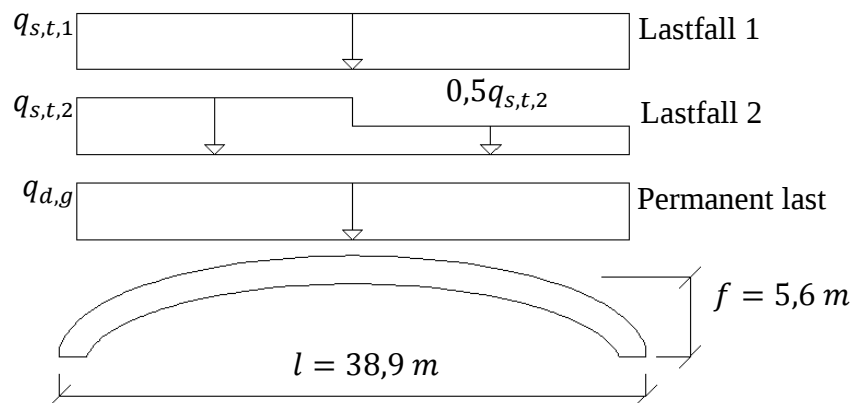
$$g_{rån,2,t} = 1,443 \text{ kN/m}$$

Variabel last: $q_{s,t,1} = 2,8 \text{ kN/m}^2$

$$q_{s,t,2} = 3,808 \text{ kN/m}^2$$

Dimensionerande last

Den dimensionerande lasten, q_d , utgörs av de totala permanenta lasterna, g_{tot} , och den totala variabla lasten, q_{tot} . Den variabla lasten, snölasten, kan vara både jämnt och ojämnt fördelad över bågen, se Figur 4.3, och ger upphov till olika lasteffekter beroende på hur den är fördelad. På grund av detta kommer lasteffekterna att räknas ut i två olika lastfall, ett för jämnt fördelad snölast och ett för ojämnt fördelad snölast. Lasteffekterna för de permanenta lasterna räknas ut separat och slås sedan ihop med lasteffekterna för snölast i respektive lastfall.



Figur 4.3 Treledsbåge av limträ med tillhörande lastfall.

Samtliga permanenta laster sammanställs som, g_{tot} , enligt ekvation (4.32) och den dimensionerande lasten, $q_{d,g}$, av dessa beräknas enligt ekvation (4.33).

$$g_{tot} = g_{båge} + g_{rån,2,t} + (g_{tak} + g_{inst}) \times 1,1 \times cc \quad (4.32)$$

$$q_{d,g} = \gamma_{fg} \times g_{tot} \quad (4.33)$$

Insättning av värden ger

$$g_{tot} = 1,102 + 1,443 + (0,4179 + 0,5) \times 1,1 \times 6,44 = 9,047 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,g} = 1,0 \times 9,047 = 9,047 \text{ kN/m}$$

Vid senare kontroll av bågens kapacitet tas hänsyn till maximalt moment, M , samt tryckkraften vidnocken, som utgörs av normalkraften N . Dessa kan beräknas för jämt fördelade laster enligt ekvationerna (4.34) och (4.35).

$$M = \frac{q \times f^2}{11} \quad (4.34)$$

$$N = \frac{q \times l^2}{8f} \quad (4.35)$$

Med avseende på den dimensionerande lasten, $q_{d,g}$, ger insättning av värden att

$$M_g = \frac{9,047 \times 5,6^2}{11} = 25,79 \text{ kNm}$$

$$N_g = \frac{9,047 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 305,6 \text{ kN}$$

Som nämntes tidigare kommer de totala lasteffekterna av permanenta och variabla laster att beräknas för två olika lastfall med hänsyn till att snölasten kan vara jämnt eller ojämnt fördelad, se Figur (4.3). De variabla lasterna beräknas oavsett lastfall enligt ekvation (4.36) och får ett dimensionerande värde enligt ekvation (4.37).

$$q_{tot} = q_{s,t} \times 1,1 \times cc \quad (4.36)$$

$$q_{d,q} = \gamma_{fq} \times q_{tot} \quad (4.37)$$

Lasteffekter

Lastfall 1 – permanenta laster och jämnt fördelad snölast

Snölasten för jämnt fördelad last, $q_{s,1}$, sätts in i ekvation (4.36) och den dimensionerande snölasten för lastfall 1 kan därefter beräknas enligt ekvation (4.37).

Insättning av värden ger

$$q_{tot,1} = 2,8 \times 1,1 \times 6,44 = 19,84 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,q,1} = 1,3 \times 19,84 = 25,79 \text{ kN/m}$$

Den dimensionerande snölasten, $q_{d,1}$, ger upphov till ett maximalt moment, M , och normalkraft vidnock, N , vilka kan beräknas enligt ekvationerna (4.34) och (4.35) för jämt fördelad last.

Insättning av värden ger

$$M_{q,1} = \frac{25,79 \times 5,6^2}{11} = 73,52 \text{ kNm}$$

$$N_{q,1} = \frac{25,79 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 871,1 \text{ kN}$$

Det maximala momentet utmed bågen inträffar i samma punkt för den permanenta lasten och den variabla lasten, eftersom båda är jämnt fördelade laster. Likaså är normalkraften beräknad i samma punkt,nocken, för de båda lasterna. Lasteffekten av den permanenta lasten kan därför adderas med lasteffekten av snölasten, och den totala lasteffekten för lastfall 1 kan bestämmas.

Maximal lasteffekt av permanenta laster och jämnt fördelad snölast, med hänsyn till moment, beräknas enligt

$$S_{m,d,1} = M_g + M_{q,1} \quad (4.38)$$

Maximal lasteffekt av permanenta laster och jämnt fördelad snölast, med hänsyn till normalkraft, beräknas enligt

$$S_{c,d,1} = N_g + N_{q,1} \quad (4.39)$$

Insättning av värden ger

$$S_{m,d,1} = 25,79 + 73,52 = 99,31 \text{ kNm}$$

$$S_{c,d,1} = 305,6 + 871,1 = 1177 \text{ kN}$$

Lastfall 2 – permanenta laster och ojämnt fördelad snölast

Snölasten för ojämnt fördelad last, $q_{s,2}$, insätts i ekvation (4.36) och den dimensionerande snölasten för lastfall 2 kan därefter beräknas enligt ekvation (4.37).

Insättning av värden ger

$$q_{tot,2} = 3,808 \times 1,1 \times 6,44 = 26,98 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,q,2} = 1,3 \times 26,98 = 35,07 \text{ kN/m}$$

Snölasten ger upphov till ett maximalt moment, M , och normalkraft inock, N , vilka beräknas för ojämnt fördelad last enligt ekvationerna (4.40) och (4.41).

$$M = \frac{q \times l^2}{128} \quad (4.40)$$

$$N = \frac{3 \times q \times l^2}{32f} \quad (4.41)$$

Med hänsyn till den dimensionerande snölasten, $q_{d,2}$, ger insättning av värden att

$$M_{q,2} = \frac{35,07 \times 38,9^2}{128} = 414,6 \text{ kNm}$$

$$N_{q,2} = \frac{3 \times 35,07 \times 38,9^2}{32 \times 5,6} = 888,4 \text{ kN}$$

Maximalt moment av en ojämnt fördelad last inträffar i bågens fjärdedelspunkt. För en jämt fördelad last antas motsvarande lasteffekt vara som störst vid samma snitt. Normalkraften avser nocken för både ojämnt och jämt fördelade laster, och lasteffekten av den permanenta lasten och av snölasten kan därmed adderas för beräkning av den totala lasteffekten i lastfall 2.

Den maximal lasteffekten med hänsyn till moment, $S_{m,d,2}$, respektive normalkraft, $S_{c,d,2}$, kan därmed beräknas enligt

$$S_{m,d,2} = M_g + M_{q,2} \quad (4.42)$$

respektive

$$S_{c,d,2} = N_g + N_{q,2} \quad (4.43)$$

Insättning av värden ger

$$S_{m,d,2} = 25,79 + 414,6 = 440,4 \text{ kNm}$$

$$S_{c,d,2} = 305,6 + 888,4 = 1194 \text{ kN}$$

Resultatet av de totala lasteffekterna för de två olika lastfallen redovisas i Tabell 4.1

Tabell 4.1 Totala lasteffekter av permanenta och variabla laster vid dimensionering av båge, BKR.

	Lastfall 1 Permanent laster och jämnt fördelad snölast	Lastfall 2 Permanent laster och ojämnt fördelad snölast
Dimensionerande lasteffekt av tryckkraft [kN]	$S_{c,d,1} = 1177$	$S_{c,d,2} = 1194$
Dimensionerande lasteffekt av böjmoment [kNm]	$S_{m,d,1} = 99,31$	$S_{m,d,2} = 440,4$

Stabilitetskontroll

För att kontrollera att balkens kapacitet är tillräcklig, med hänsyn till lasteffekterna för de två lastfallen, skall dimensioneringsvillkor testas i form av interaktionssamband. Dessa varierar beroende på om risk för knäckning föreligger eller inte.

Risk för knäckning $\lambda > 27$

$$\frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + k_m \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \frac{S_{cd}}{R_{cd}} \leq 1 \quad (4.44)$$

$$k_m \frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \frac{S_{cd}}{R_{cd}} \leq 1 \quad (4.45)$$

Utan risk för knäckning $\lambda \leq 27$

$$\frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + k_m \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \left(\frac{S_{cd}}{R_{cd}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.46)$$

$$k_m \frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \left(\frac{S_{cd}}{R_{cd}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.47)$$

Dessa samband tar dock hänsyn till böjning åt två håll. Då bågarna är stagade av taket i veka riktningen kan böjning endast ske åt ett håll och interaktionssambanden kan förenklas enligt följande.

Risk för knäckning $\lambda > 27$

$$\frac{S_{md}}{R_{md}} + \frac{S_{cd}}{R_{cd}} \leq 1 \quad (4.48)$$

Utan risk för knäckning $\lambda \leq 27$

$$\frac{S_{md}}{R_{md}} + \left(\frac{S_{cd}}{R_{cd}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.49)$$

Slankheten, λ , bestäms utifrån fiktiv knäcklängd, L_c , och tvärsnittets tröghetsradie, i . Den fiktiva knäcklängden bestäms för bågar enligt ekvation (4.51) och tröghetsradien beräknas enligt ekvation (4.52).

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad (4.50)$$

$$L_c = 0,58 \times l \times \sqrt{1 + 6 \left(\frac{f}{l}\right)^2} \quad (4.51)$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (4.52)$$

Insättning av värden ger

$$L_c = 0,58 \times 38,9 \times \sqrt{1 + 6 \left(\frac{5,6}{38,9}\right)^2} = 23,92 \text{ m}$$

$$i = \frac{1,305}{\sqrt{12}} = 0,3767$$

$$\lambda = \frac{23,92}{0,3767} = 63,50$$

$\lambda = 63,50 > 27 \rightarrow$ Risk för knäckning, ekvation (4.48) skall användas.

Bärförmågan vid böjning, det vill säga momentkapaciteten, R_{md} , påverkas av reduktionsfaktorn, κ_{inst} , med hänsyn till vippning, böjmotståndet, W , och den dimensionerande böjhållfastheten, f_{md} , och beräknas enligt

$$R_{md} = \kappa_{inst} \times W \times f_{md} \quad (4.53)$$

$\kappa_{inst} = 1$ då ingen risk för vippning föreligger. Böjmotståndet beräknas för rektangulära tvärsnitt enligt

$$W = \frac{bh^2}{6} \quad (4.54)$$

Insättning av värden ger

$$W = \frac{0,215 \times 1,305^2}{6} = 0,06103$$

$$R_{md} = 1,0 \times 0,06103 \times 14,30 \times 10^6 = 872,7 \text{ kNm}$$

Bärförmågan vid tryck, det vill säga tryckkraftskapaciteten, R_{cd} , tar hänsyn till reduktionsfaktorn, κ_c , med hänsyn till knäckning, tvärsnittsarean, A , och det dimensionerande värdet för tryck parallellt fiberriktningen, f_{cd} , och beräknas enligt

$$R_{cd} = \kappa_c \times A \times f_{cd} \quad (4.55)$$

där

$$\kappa_c = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda \leq 27 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_r^2}} & \text{för } \lambda > 27 \end{cases} \quad (4.56)$$

$\lambda = 63,50 > 27 \rightarrow$ Den undre ekvationen ur ekvation (4.56) skall användas.

För att bestämma reduktionsfaktorn, κ_c , beräknas k enligt

$$k = 0,5(1 + \beta(\lambda_r - 0,5) + \lambda_r^2) \quad (4.57)$$

$\beta = 0,1$ för limträ, och den relativa slankheten, λ_r , beror av slankheten, λ , hållfasthetsvärdet, f_{ck} , samt elasticitetsmodulen, E_{Rk} , enligt

$$\lambda_r = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{Rk}}} \quad (4.58)$$

Insättning av värden ger

$$\lambda_r = \frac{63,50}{\pi} \sqrt{\frac{36}{10400}} = 1,189$$

$$k = 0,5(1 + 0,1(1,189 - 0,5) + 1,189^2) = 1,241$$

$$\kappa_c = \frac{1}{1,241 + \sqrt{1,241^2 - 1,189^2}} = 0,6264$$

Tryckkraftskapaciteten beräknas enligt ekvation (4.55) och insättning av värden ger

$$R_{cd} = 0,6264 \times 15,60 \times 10^6 \times 0,215 \times 1,305 = 2742 \text{ kN}$$

Slutligen kontrolleras kapaciteten med hänsyn till tryckkraft och moment, och insättning i interaktionssambandet, ekvation (4.48) ger för lastfall 1

$$\frac{99,31}{872,7} + \frac{1177}{2742} = 0,5430 \leq 1 \rightarrow \text{OK!}$$

och för lastfall 2

$$\frac{440,4}{872,7} + \frac{1194}{2742} = 0,9401 \leq 1 \rightarrow \text{OK!}$$

Sambanden visar att kapaciteten är tillräcklig för båda lastfallen och utnyttjas som mest till 94,0%. Tvärsnittsdimensionerna 215×1305 millimeter och hållfasthetsklass L40 väljs för treledsbågen enligt BKR.

4.2.2 Dimensionering av dragband

En stålqualität väljs för dragbandet, vilket dimensioneras för att klara de horisontella lasteffekter, H , som bågen ger upphov till. Värdena för total permanent last samt total variabel last för ojämnt respektive jämnt fördelad snölast hämtas från Kapitel 4, avsnitt 4.2.1. Dragbandet skall liksom bågen dimensioneras för den mest ogynnsamma lastkombinationen.

Beräkningsförutsättningar

$$l = 38,9 \text{ m}$$

$$f = 5,6 \text{ m}$$

Lastvärden

$$\text{Jämt fördelad last: } q_{d,g} = 9,047 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,q,1} = 25,79 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ojämnt fördelad last: } q_{d,,2} = 35,07 \text{ kN/m}$$

Lasteffekter

Dragbandet skall dimensioneras för att klara dragkrafter för den totala lasteffekten av permanent last, $q_{d,g}$, och variabel last, $q_{d,,1}$ respektive $q_{d,q,2}$.

$$H_{tot} = H_g + H_q \quad (4.59)$$

där H_g och H_q beräknas som summan av stödkrafterna H_A och H_B vid stöd A respektive B, som för jämt fördelad last beräknas enligt

$$H_A = H_B = \frac{q \times l^2}{8f} \quad (4.60)$$

Medan de för ojämnt fördelad last beräknas enligt

$$H_A = \frac{3 \times q \times l^2}{32f} \quad (4.61)$$

$$H_B = \frac{q \times l^2}{32f} \quad (4.62)$$

Stödkrafterna för den permanenta lasten, $q_{d,g}$, kan beräknas med hjälp av ekvation (4.60) för jämnt fördelade laster enligt

$$H_{A,g} = H_{B,g} = \frac{9,047 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 305,6 \text{ kN}$$

Summan av stödkrafterna från de permanenta lasterna ger

$$H_g = 305,6 + 305,6 = 611,2 \text{ kN}$$

Lastfall 1- permanent last och jämt fördelad snölast

Stödkraften för den jämnt fördelade snölasten, $q_{d,1}$, kan beräknas med hjälp av ekvation (4.60) för jämnt utbredda laster.

$$H_{A,q,1} = H_{B,q,1} = \frac{25,79 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 871,1 \text{ kN}$$

Summan av stödkrafterna ger

$$H_{q,1} = 871,1 + 871,1 = 1742 \text{ kN}$$

Dragbandets totala dragkraft kan beräknas enligt ekvation (4.59) med hänsyn till permanent last och jämnt fördelad variabel last

$$H_{tot,1} = 611,2 + 1742 = 2353 \text{ kN}$$

Lastfall 2- permanent last och ojämnt fördelad snölast

Stödkrafterna för ojämnt fördelad snölast, $q_{d,2}$, kan beräknas enligt ekvationerna (4.61) och (4.62).

$$H_{A,q,2} = \frac{3 \times 35,07 \times 38,9^2}{32 \times 5,6} = 888,4 \text{ kN}$$

$$H_{B,q,2} = \frac{35,07 \times 38,9^2}{32 \times 5,6} = 296,1 \text{ kN}$$

Summan av stödkrafterna ger

$$H_{q,2} = 888,4 + 296,1 = 1185 \text{ kN}$$

Dragbandets totala dragkraft kan beräknas enligt ekvation (4.59) med hänsyn till permanent last och ojämnt fördelad variabel last

$$H_{tot,2} = 611,2 + 1185 = 1796 \text{ kN}$$

Dragbandet skall dimensioneras för att klara båda lastfallen, och dragkraften sätts till

$$H_{tot} = \max \begin{cases} H_{tot,1} = 2353 \text{ kN} \\ H_{tot,2} = 1796 \text{ kN} \end{cases}$$

Dragbandet skall dimensioneras för att klara en dragkraft på 2353 kN.

Materialegenskaper

Stål 8.8

$$f_{buk} = 800 \text{ MPa}$$

Stålets dimensionerande hållfasthet beräknas utifrån dess karakteristiska värde med hänsyn till säkerhetsklass enligt

$$f_{bud} = \frac{f_{buk}}{1,2 \times \gamma_n} \quad (4.63)$$

Insättning av värden ger

$$f_{bud} = \frac{800 \times 10^6}{1,2 \times 1,2} = 555,6 \text{ MPa}$$

Dimensionering med hänsyn till kapacitet

Lasteffekten, H , skall vara mindre än bärförmågan, $F_{t,Rd}$, som beror av stålets dimensionerande hållfasthet, f_{bud} , spänningsarea, A_s , och en reduktionsfaktor, φ_t , enligt

$$H \leq F_{t,Rd} = \varphi_t \times A_s \times f_{bud} \quad (4.64)$$

Vilket ger att

$$H \leq \varphi_t \times A_s \times f_{bud} \quad (4.65)$$

där spänningsarean kan brytas ut enligt

$$A_s \geq \frac{H}{\varphi_t \times f_{bud}} \quad (4.66)$$

För förspänd konstruktionsdel av stål 8.8 kan reduktionsfaktorn sättas till 1,0 och insättning av värden ger

$$A_s \geq \frac{2353 \times 10^3}{555,6} = 4235 \text{ mm}^2$$

En ståldimension med en spänningsarea, $A_{s,2}$, som är större än beräknad spänningsarea, A_s , tas fram och kontrolleras. Ur tabell fås ståldimensioner med tvärsnittsdiаметer, d , och tillhörande gängstigning, p , vilka kan användas i ekvation (4.67) för att få fram en spänningsarea som sedan kan provas i ekvation (4.68).

Val av dragband ger

M64

$$D = 64 \text{ mm}$$

$$p = 6 \text{ mm}$$

Spänningsarea med hänsyn till tvärsnittsdiаметer och gängstigning beräknas enligt

$$A_{s,2} = \frac{\pi}{4} \times (d - 0,94p)^2 \quad (4.67)$$

Insättning av värden för två stycken M64 ger

$$2 \times A_{s,2} = 2 \times \left[\frac{\pi}{4} \times (64 - 0,94 \times 6)^2 \right] = 5347 \text{ mm}^2$$

För kontroll av stålets kapacitet för valda dimensioner testas sambandet

$$2 \times A_{s,2} \geq A_s \quad (4.68)$$

Insättning av värden ger

$$2 \times A_{s,2} = 5347 \geq A_s = 4248 \rightarrow \text{OK!!}$$

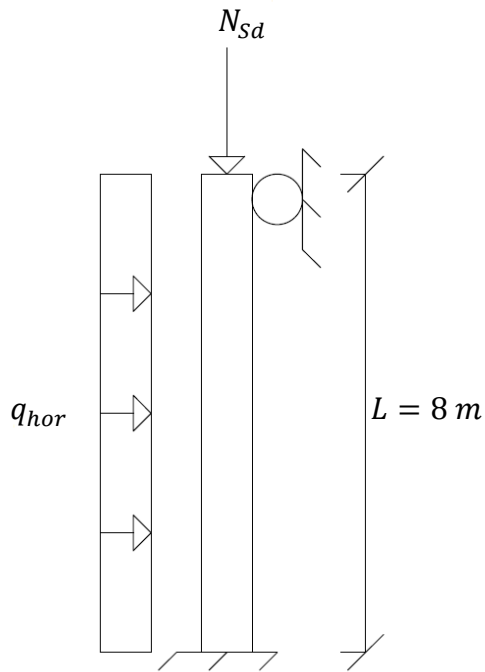
Kapacitet är mycket större än vad som krävs och en mindre diameter, M56, provas. Denna visade sig vara för liten. Materialet M64 med diametern 64 mm har utifrån BKR tillräcklig kapacitet för att användas som två stycken dragband för limträbågen.

4.2.3 Dimensionering av limträpelare

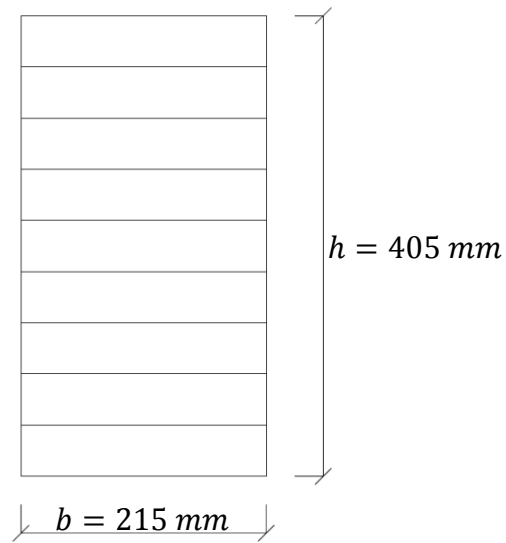
Vid beräkning av pelare tas hänsyn till horisontella samt vertikala påliggande laster, q_{hor} respektive q_{ver} . Den horisontella lasten utgörs av vindlast, och den vertikala lasten utgörs av takets och fackverkens egentyngder, installationslaster samt snölast. Vind- och snölasterna är variabla medan övriga laster är permanenta. Två lastfall skall därför kontrolleras, ett med vardera variabel last som huvudlast, varefter den mest ogynnsamma lastkombinationen blir dimensionerande.

Snölasten och takets egentyngd tas upp av fackverken som i sin tur för över lasten, inklusive sin egentyngd, till pelarna. De vertikala lasterna räknas därför om till en punktlast, N_{Ed} , som belastar pelaren. Tvärsnittsdimensioner väljs ur standardsortiment och materialegenskaper fås ur tabell.

Vid val av tvärsnittsdimensioner väljs först samma dimensioner som för bågen. Dessa dimensioner visade sig vara mycket större än nödvändigt och nya mindre dimensioner väljs. Bredden behålls för att pelarna skall vara lika breda som bågen och istället minskas tvärsnittshöjden.



Figur 4.4 Limträpelare.



Figur 4.5 Tvärsnitt limträpelare.

Lastvärden

Permanenta laster: $q_{tak} = (g_{tak}) = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

$$q_{båge} = 1,102 \text{ kN/m}$$

$$q_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rän,2,t} = 1,443 \text{ kN/m}$$

Variabla laster: $q_{w,t} = 0,2788 \text{ kN/m}^2$

$$q_{s,t} = 3,808 \text{ kN/m}^2$$

Beräkningsförutsättningar

$$l = 38,9 \text{ m}$$

$$k_{mod} = 0,7$$

$$\psi_s = 0,8$$

$$\psi_w = 0,25$$

$$\beta_{cd} = 0,85$$

$$\gamma_m = 1,25$$

Materialgenskaper

L40

$$f_{ck} = 36 \text{ MPa}$$

$$f_{mk} = 33 \text{ MPa}$$

$$f_{vk} = 4 \text{ MPa}$$

$$E_k = 10400 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, f_{cd} , fås från motsvarande karakteristiska värde, f_{ck} , partialkoefficienten för bärförmåga, γ_m , partialkoefficienten för säkerhetsklass, γ_n , samt omräkningsfaktorn k_{mod} , som tar hänsyn till lastvaraktighet och fuktförhållanden.

$$f_{cd} = \frac{k_{mod} \times f_{ck}}{\gamma_m \times \gamma_n} \quad (4.69)$$

Insättning av värden ger

$$f_{cd} = \frac{0,7 \times 36}{1,25 \times 1,2} = 16,80 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för böjning parallellt fibrerna, f_{md} , fås på samma sätt som det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, med motsvarande karakteristiska värde.

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \times f_{mk}}{\gamma_m \times \gamma_n} \quad (4.70)$$

Insättning av värden ger

$$f_{md} = \frac{0,7 \times 33}{1,25 \times 1,2} = 15,40 \text{ MPa}$$

Lasteffekt

Totala vertikala laster samt totala horisontella laster beräknas för de båda lastfallen nedan.

Lastfall 1 – snö som huvudlast

$$q_{ver,1} = \gamma_{fg}(q_{r\hat{a}n} + q_{b\hat{a}ge}) + 1,1 \times cc[\gamma_{fg}(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_{fq} \times q_{s,t}] \quad (4.71)$$

$$q_{hor,1} = \gamma_{fq} \times \psi_w \times q_{w,t} \times 1,1 \times cc \quad (4.72)$$

De utbredda vertikala lasterna ger upphov till en punktlast N_{Ed} , på pelaren som beräknas enligt

$$N_{Sd,1} = \frac{q_{ver,1} \times l}{2} \quad (4.73)$$

Den utbredda lasten ger upphov till ett maximalt moment, M_{Sd} , enligt

$$M_{Sd,1} = \frac{q_{hor,1} \times L^2}{8} \quad (4.74)$$

Insättning av värden ger

$$\begin{aligned} q_{ver,1} &= 1,0(1,443 + 1,102) + 1,1 \times 6,44[1,0(0,4179 + 0,5) + 1,3 \times 3,808] \\ &= 44,12 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$q_{hor,1} = 1,3 \times 0,25 \times 0,2788 \times 1,1 \times 6,44 = 0,6419 \text{ kN/m}$$

$$S_{cd,1} = N_{Sd,1} = \frac{44,12 \times 38,9}{2} = 858,1 \text{ kN}$$

$$S_{md,1} = M_{Sd,1} = \frac{0,6419 \times 8^2}{8} = 5,135 \text{ kNm}$$

Lastfall 2 Vind som huvudlast

$$q_{ver,2} = \gamma_{fg}(q_{rån} + q_{båge}) + 1,1 \times cc[\gamma_{fg}(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_{fq} \times \psi_s \times q_{s,t}] \quad (4.78)$$

$$q_{hor,2} = \gamma_{fq} \times q_w \times 1,1 \times cc \quad (4.75)$$

De utbredda vertikala lasterna ger upphov till en punktlast N_{Sd} , på pelaren som beräknas enligt

$$N_{Sd,2} = \frac{q_{ver,2} \times l}{2} \quad (4.76)$$

Den utbredda lasten ger upphov till ett maximalt moment, M_{Sd} , enligt

$$M_{Sd,2} = \frac{q_{hor,2} \times L^2}{8} \quad (4.77)$$

Insättning av värden ger

$$\begin{aligned} q_{ver,2} &= 1,0(1,443 + 1,102) + 1,1 \times 6,44[1,0(0,4179 + 0,5) + 1,3 \times 0,8 \times 3,808] \\ &= 37,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$q_{hor,2} = 1,3 \times 0,2788 \times 1,1 \times 6,44 = 2,568 \text{ kN/m}$$

$$S_{cd,2} = N_{sd,2} = \frac{37,10 \times 38,9}{2} = 721,6 \text{ kN}$$

$$S_{md,2} = M_{sd,2} = \frac{2,568 \times 8^2}{8} = 20,54 \text{ kNm}$$

Stabilitetskontroll

För att kontrollera att pelarnas kapacitet är tillräcklig med hänsyn till lasteffekterna för de två lastfallen, skall dimensioneringsvillkor testas i form av interaktionssamband. Dessa varier beroende på om risk för knäckning föreligger eller inte.

Risk för knäckning $\lambda > 27$

$$\frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + k_m \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \frac{S_{cd}}{R_{cd}} \leq 1 \quad (4.78)$$

$$k_m \frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \frac{S_{cd}}{R_{cd}} \leq 1 \quad (4.79)$$

Utan risk för knäckning $\lambda \leq 27$

$$\frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + k_m \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \left(\frac{S_{cd}}{R_{cd}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.80)$$

$$k_m \frac{S_{mxd}}{R_{mxd}} + \frac{S_{myd}}{R_{myd}} + \left(\frac{S_{cd}}{R_{cd}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.81)$$

Dessa samband tar dock hänsyn till moment/böjning åt två håll. Då pelarna är stagade av väggarna i veka riktningen kan böjning endast ske åt ett håll och interaktionssambanden kan förenklas enligt följande

Risk för knäckning $\lambda > 27$

$$\frac{S_{md}}{R_{md}} + \frac{S_{cd}}{R_{cd}} \leq 1 \quad (4.82)$$

Utan risk för knäckning $\lambda \leq 27$

$$\frac{S_{md}}{R_{md}} + \left(\frac{S_{cd}}{R_{cd}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.83)$$

För att ta reda på vilket samband som skall användas beräknas slankheten, λ . Slankheten bestäms utifrån fiktiv knäcklängd, L_c , och tvärsnittets tröghetsradie, i .

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad (4.84)$$

$$L_c = \beta_{cd} \times L \quad (4.85)$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (4.86)$$

Insättning av värden ger

$$i = \frac{0,405}{\sqrt{12}} = 0,1169$$

$$L_c = 0,85 \times 8 = 6,800 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{6,8}{0,1169} = 58,17$$

$$\lambda = 58,17 > 27$$

Risk för knäckning föreligger och interaktionssambandet enligt ekvation (4.87) används. Men för kontroll av sambandet krävs beräkning av bärförmågan vid böjning, R_{md} , samt bärförmågan vid tryck, R_{cd} .

Bärförmåga vid böjning (momentkapacitet)

$$R_{md} = \kappa_{inst} \times W \times f_{md} \quad (4.87)$$

Sätt $\kappa_{inst} = 1$ då ingen risk för vippning föreligger. Böjmotståndet beräknas för rektangulära tvärsnitt enligt

$$W = \frac{bh^2}{6} \quad (4.88)$$

Insättning av värden ger

$$W = \frac{0,215 \times 0,405^2}{6} = 0,005878 \text{ m}^3$$

$$R_{md} = 1,0 \times 0,005878 \times 15,40 \times 10^6 = 90,52 \text{ kNm}$$

Bärförmåga vid tryck

$$R_{cd} = \kappa_c \times f_{cd} \times A \quad (4.89)$$

där kontaktarean blir

$$A = b \times h \quad (4.90)$$

och

$$\kappa_c = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda \leq 27 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_r^2}} & \text{för } \lambda > 27 \end{cases} \quad (4.91)$$

$\lambda = 58,17 > 27 \rightarrow$ Den undre ur ekvation (4.95) används.

$$k = 0,5(1 + \beta(\lambda_r - 0,5) + \lambda_r^2) \quad (4.92)$$

Den relativa slankheten, λ_r , beror av slankheten, λ , hållfasthetsvärdet, f_{ck} , samt elasticitetsmodulen, E_{Rk} . För limträ gäller att $\beta = 0,1$

$$\lambda_r = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{Rk}}} \quad (4.93)$$

Insättning av värden ger

$$\lambda_r = \frac{58,17}{\pi} \sqrt{\frac{36}{10400}} = 1,089$$

$$k = 0,5(1 + 0,1(1,089 - 0,5) + 1,089^2) = 1,122$$

$$\kappa_c = \frac{1}{1,122 + \sqrt{1,122^2 - 1,089^2}} = 0,7183$$

Insättning av värden i ekvation (4.89) ger

$$R_{cd} = 0,7183 \times 16,80 \times 10^6 \times 0,215 \times 0,405 = 1051 \text{ kN}$$

Insättning i ekvation (4.82) ger

Lastfall 1

$$\frac{5,135}{90,52} + \frac{858,1}{1051} = 0,8732 \leq 1$$

Lastfall 2

$$\frac{20,54}{90,52} + \frac{721,6}{1051} = 0,9135 \leq 1$$

Sambanden visar att kapaciteten är tillräcklig för båda lastfallen och utnyttjas som mest till 91,4%. Tvärsnittsdimensionerna 215×405 millimeter och hållfasthetsklass L40 väljs för träpelarna enligt BKR.

5 Dimensionering enligt Eurocode

I detta kapitel dimensioneras en stålstomme och en trästomme, det vill säga takstolar och pelare, enligt Eurocode. Beräkningarna avser brottgränstillstånd och säkerhetsklass 3. Vid sammanställning av lasterna tas hänsyn till distansen mellan takstolarna, cc , samt kontinuitetsfaktorn 1,1. Vid beräkning med partialkoefficientmetoden, så används partialkoefficienten för permanent last, γ_G , för variabel last, γ_Q , och för säkerhetsklass, γ_d , samt reduktionsfaktorn för γ_G , ξ . Vid beräkning med flera variabla laster skall den last som inte är huvudlast multipliceras med en tillhörande lastreduktionsfaktor ψ . Dimensioneringsmetoden som används för följande beräkningar är dimensionering genom prövning, vilket innebär att ett material och ett tvärsnitt väljs och provas.^{27,28,29}

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\gamma_d = 1,0$$

$$\xi = 0,89$$

$$cc = 6,44 \text{ m}$$

Reduktion av partialkoefficient för permanent last enligt

$$\gamma_G \times \xi \tag{5.1}$$

där insättning av värden ger

$$1,35 \times 0,89 = 1,2$$

5.1 Stålstomme

Stålstommen består av bärande pelare längs byggnadens långsidor och kortsidor samt fackverk som vilar på dessa. Fackverken skall dimensioneras för att klara lasterna från taket samt snölasten medan pelarna förutom ovanpåliggande laster även skall dimensioneras för att klara vindlast.

5.1.1 Dimensionering av stålfackverk

Motsvarande Kap 4 avsnitt 4.1.1 dimensioneras fackverket utifrån de laster som det utsätts för, det vill säga snölast, $q_{s,s}$, takets egentygnd, g_{tak} , samt installationslast g_{inst} och $g_{r\ddot{a},2,s}$. Snölasten är ensam variabel last och därmed huvudlast.

²⁷ Bärande konstruktioner del 1 och 2.

²⁸ Eurocode 4 – Dimensionering av träkonstruktioner

²⁹ Limträhandbok

Lastvärden

Permanent laster: $g_{tak} = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

$$g_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{rån,2,s} = 1,458 \text{ kN/m}$$

Variabel last: $q_{s,s} = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Dimensionerande last

Den dimensionerande lasten, q_d , utgörs av både de totala permanenta lasterna, g_{tot} , och den totala variabla lasten, q_{tot} .

$$q_d = \gamma_d \times 1,2 \times g_{tot} + \gamma_d \times \gamma_Q \times q_{tot} \quad (5.2)$$

$$g_{tot} = g_{rån,2,s} + (g_{tak} + g_{inst}) \times 1,1 \times cc \quad (5.3)$$

$$q_{tot} = q_{s,s} \times 1,1 \times cc \quad (5.4)$$

Insättning av värden ger

$$g_{tot} = 1,458 + (0,4179 + 0,5) \times 1,1 \times 6,44 = 7,960 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot} = 2,8 \times 1,1 \times 6,44 = 19,84 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,0 \times 1,2 \times 7,960 + 1,0 \times 1,5 \times 19,84 = 39,31 \text{ kN/m}$$

Maku Stål ABs beräkningar av fackverk sker enligt BKR, vilket ger att värdena som fås för egentyngderna inte är helt korrekta för Eurocode. Grundvärdena för stålets hållfasthet är samma för de båda normerna. Makus beräkningar är dock konfidentiella, och egentyngderna för fackverket kan inte anpassas till Eurocode. Kvalificerad gissning av Maku ger att fackverk beräknade enligt Eurocode har högre kapacitet och därmed kräver mindre dimensioner för att klara samma laster, vilket generellt betyder att beräkningar av fackverk enligt BKR är säkrare än Eurocode. Med dessa förutsättningar antas att fackverkets egentyngd beräknad av Maku enligt BKR kan användas vid beräkning enligt Eurocode, där kapaciteten blir mer än tillräcklig.

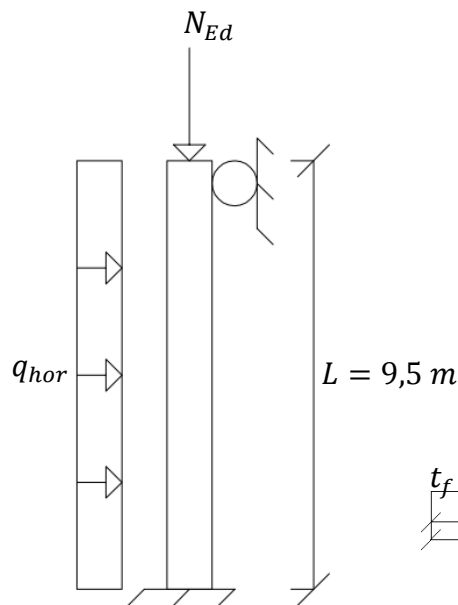
Fackverket till curlinghallen måste enligt Eurocode klara en utbredd last på 39,31 kN/m utöver sin egen tyngd. Ett fackverk som klarar denna tyngd hämtas alltså från Maku och har en egenvikt på 8710 kg, vilket ger en egentyngd, g_{fvk} , på 2,227 kN/m.³⁰

³⁰ Jörgen Svensson, Maku

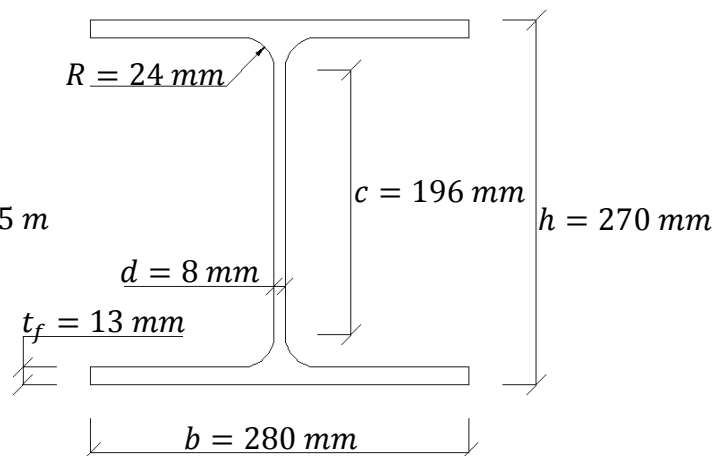
5.1.2 Dimensionering av stålpelare

Vid beräkning av pelare tas hänsyn till horisontella samt vertikala påliggande laster, q_{hor} respektive q_{ver} . Den horisontella lasten utgörs av vindlast, och den vertikala lasten utgörs av takets och fackverkens egentyngder, installationslaster samt snölast. Vind- och snölasterna är variabla medan övriga laster är permanenta. Två lastfall skall därmed kontrolleras, ett med vardera variabel last som huvudlast, varefter den mest ogynnsamma lastkombinationen blir dimensionerande.

Snölasten och takets egentyngd tas upp av fackverken som i sin tur för över lasten, inklusive sin egentyngd, till pelarna. De vertikala lasterna räknas därför om till en punktlast, N_{sd} . Tvärsnittsdimensioner och materialegenskaper för vald profil fås ur tabell och redovisas nedan.



Figur 5.1 Stålpelare.



Figur 5.2 Tvärsnitt stålpelare, HEA 280.

Lastvärden

Permanent laster: $q_{tak} = (g_{tak}) = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

$$q_{fvk} = 2,227 \text{ kN/m}$$

$$q_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rån,2,s} = 1,458 \text{ kN/m}$$

Variabla laster: $q_{w,s} = 0,6636 \text{ kN/m}^2$

$$q_{s,s} = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Beräkningsförutsättningar

HEA 280

$$A = 9726 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\psi_s = 0,8$$

$$\psi_w = 0,25$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

Materialegenskaper

S275

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$E_k = 210 \text{ GPa}$$

$$I_y = 136,7 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Det dimensionerande hållfasthetsvärdet för sträckgräns, f_{yd} , fås från motsvarande karakteristiska värde, f_{yk} , samt partialkoefficienten för material, γ_M .

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (5.5)$$

Insättning av värden ger

$$f_{yd} = \frac{275}{1,1} = 250 \text{ MPa}$$

Lasteffekt

Totala vertikala laster, q_{ver} , samt totala horisontella laster, q_{hor} , beräknas för de båda lastfallen.

De utbredda vertikala lasterna ger upphov till en punktlast som beräknas enligt

$$N_{Ed} = \frac{q_{ver} \times l}{2} \quad (5.6)$$

och de utbredda horisontella lasterna ger upphov till ett maximalt moment, enligt

$$M_{max} = \frac{q_{hor} \times L^2}{8} \quad (5.7)$$

Lastfall 1 – vind som huvudlast

Med vind som huvudlast beräknas lasterna q_{hor} och q_{ver} enligt

$$q_{hor,1} = \gamma_Q \times q_{w,s} \times 1,1 \times cc \quad (5.8)$$

och

$$q_{ver,1} = 1,2(q_{fvk} + q_{rän,2,s}) + [1,2(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_Q \times \psi_s \times q_{s,s}] \times 1,1 \times cc \quad (5.9)$$

Insättning av värden ger

$$q_{hor,1} = 1,5 \times 0,6636 \times 1,1 \times 6,44 = 7,051 \text{ kN/m}$$

$$q_{ver,1} = 1,2(2,227 + 1,458) + [1,2(1,4179 + 0,5) + 1,5 \times 0,8 \times 2,8] \times 1,1 \times 6,44 = 44,53 \text{ kN/m}$$

Därefter kan N_{Ed} och M_{max} beräknas enligt ekvationerna (5.6) och (5.7).

$$N_{Ed,1} = \frac{44,53 \times 38,4}{2} = 855,0 \text{ kN}$$

$$M_{max,1} = \frac{7,051 \times 9,5^2}{8} = 79,54 \text{ kNm}$$

Lastfall 2 – snö som huvudlast

Med snö som huvudlast beräknas lasterna q_{hor} och q_{ver} enligt

$$q_{hor,2} = \gamma_Q \times \psi_w \times q_{w,s} \times 1,1 \times cc \quad (5.10)$$

$$q_{ver,2} = 1,2(q_{fvk} + q_{rän,2,s}) + [1,2(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_Q \times q_{s,s}] \times 1,1 \times cc \quad (5.11)$$

Insättning av värden ger

$$q_{hor,2} = 1,5 \times 0,25 \times 0,6636 \times 6,44 \times 1,1 = 1,763 \text{ kN/m}$$

$$q_{ver,2} = 1,2(2,227 + 1,458) + [1,2(1,4170 + 0,5) + 1,5 \times 2,8] \times 1,1 \times 6,44 = 50,48 \text{ kN/m}$$

Därefter kan N_{Ed} och M_{max} beräknas enligt ekvationerna (5.6) och (5.7).

$$N_{Ed,2} = \frac{50,48 \times 38,4}{2} = 969,2 \text{ kN}$$

$$M_{max,2} = \frac{1,763 \times 9,5^2}{8} = 19,89 \text{ kNm}$$

Lasteffekterna för lastfall 1 och lastfall 2 redovisas i Tabell 5.1

Tabell 5.1 Lasteffekt av moment respektive tvärkraft för de båda lastfallen.

	Lastfall 1 Vind som huvudlast	Lastfall 2 Snö som huvudlast
Tryckkraft [kN]	$N_{Ed,1} = 855,0$	$N_{Ed,2} = 969,2$
Maximalt moment [kNm]	$M_{max,1} = 79,54$	$M_{max,2} = 19,89$

Beräkning av andra ordningens moment

Andra ordningens moment, M_{Ed} , beräknas för de båda lastfallen enligt formeln

$$M_{Ed} = N_{Ed} \left[\frac{N_{cr}}{N_{cr} - N_{Ed}} \times (e_{0d} + v) \right] + M_{max} \quad (5.12)$$

För att beräkna andra ordningens moment behövs punktlasten, N_{Ed} , som redan är beräknad för de båda lastfallen, liksom det maximala momentet, M_{max} . Sedan behövs den kritiska normalkraften, N_{cr} , som är samma för båda lastfallen och beroende av stålets egenskaper samt knäcklängden, L_c . Den kritiska normalkraften beräknas enligt ekvation (5.13) och knäcklängden enligt ekvation (5.14).

$$N_{cr} = \pi^2 \times \frac{E_k I_y}{L_c^2} \quad (5.13)$$

$$L_c = \beta_{cd} \times L \quad (5.14)$$

Pelaren är fast inspänd i ena änden och ledad i den andra vilket ger att

$$\beta_{cd} = 0,8$$

Insättning av värden ger

$$L_c = 0,8 \times 9,5 = 7,6 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \pi^2 \times \frac{210 \times 10^9 \times 136,7 \times 10^{-6}}{7,6^2} = 4905 \text{ kN}$$

Initialimperfektionen, e_{0d} , tar hänsyn till att lasten inte riktigt verkar i pelarcentrum, samt att pelaren kan vara något böjd eller inte helt lodrät. För beräkning av initialimperfektionen krävs imperfektionsfaktorn, α_{bow} , som beror av imperfektionsklass .

Vilken imperfektionsklass tvärsnittet tillhör beror på följande:

Tvärsnittstyp: Valsad I-profil

Förhållandet mellan tvärsnittshöjden och -bredden: $\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0,9643 < 1,2$

Flänstjocklek: $t_f = 13,0 < 100$

Knäckriktning: Runt y-axeln (styv riktning)

Utifrån detta kan man ur tabell utläsa att aktuellt tvärsnitt tillhör imperfektionsklass B.

Värdet på imperfektionsfaktorn, α_{bow} beror också på om tvärsnittet är plastiskt eller elastiskt, vilket undersöks genom kontroll av tvärsnittsklass. Vid en sådan kontroll måste både livet och flänsarna kontrolleras. Dessa kan hamna i olika klasser och om så är fallet tillhör tvärsnittet den högre klassen.

Livplåt

Sambandet

$$\frac{c}{d} \leq 33\varepsilon \quad (5.15)$$

skall uppfyllas för tvärsnittsklass 1, där

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (5.16)$$

Insättning av värden ger

$$\frac{c}{d} = \frac{196}{8} = 24,5$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

$$33\varepsilon = 33 \times 0,9244 = 30,51$$

$$24,5 \leq 30,51$$

Sambandet enligt ekvation (5.15) är uppfyllt och livplåten tillhör tvärsnittsklass 1.

Flänsar

Sambandet

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{t} \leq 10\varepsilon \quad (5.17)$$

skall uppfyllas för tvärsnittsklass 1.

Insättning av värden ger

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{t} = \frac{\left(\frac{280}{2}\right)}{13,0} = 10,77$$

$$10\varepsilon = 10 \times 0,9244 = 9,244$$

$$10,77 > 9,244$$

Sambandet enligt ekvation (5.17) är inte uppfyllt, och flänsen tillhör inte klass 1.

Sambandet

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{t} \leq 11\varepsilon \quad (5.18)$$

skall uppfyllas för tvärsnittsklass 2.

Insättning av värden ger

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{t} = 10,77$$

$$11\varepsilon = 11 \times 0,9244 = 10,17$$

$$10,77 > 10,17$$

Sambandet enligt ekvation (5.18) är inte uppfyllt och flänsen tillhör inte klass 2.

Sambandet

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{t} \leq 15\varepsilon \quad (5.19)$$

skall uppfyllas för tvärsnittsklass 3.

Insättning av värden ger

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{t} = 10,77$$

$$15\varepsilon = 15 \times 0,9244 = 13,87$$

$$10,77 < 13,87$$

Sambandet enligt ekvation (5.19) är uppfyllt. Tvärsnittet tillhör klass 3, och är därmed elastiskt.

Imperfektionsklass B tillsammans med ett elastiskt tvärsnitt ger att

$$\alpha_{bow} = 250$$

Initialimperfektionen, e_{0d} , kan därefter beräknas enligt

$$e_{0d} = \frac{L_c}{\alpha_{bow}} \quad (5.20)$$

och insättning av värden ger

$$e_{0d} = \frac{7,6}{250} = 0,03040$$

Slutligen måste deformationerna, v , för de båda lastfallen beräknas. Detta görs enligt

$$v = \frac{5 \times q_{hor} \times L^4}{384EI_y} \quad (5.21)$$

Deformation, v , för lastfall 1 ger efter insättning av värden

$$v_1 = \frac{5 \times 7,051 \times 10^3 \times 9,5^4}{384 \times 210 \times 10^9 \times 136,7 \times 10^{-6}} = 0,02605 \text{ m}$$

Deformation, v , för lastfall 2 ger efter insättning av värden

$$v_2 = \frac{5 \times 1,763 \times 10^3 \times 9,5^4}{384 \times 210 \times 10^9 \times 136,7 \times 10^{-6}} = 0,006513 \text{ m}$$

Slutligen kan andra ordningens moment beräknas för de båda lastfallen, enligt ekvation (5.12).

$$M_{Ed,1} = 855,0 \left[\frac{4905}{4905 - 855,0} \times (0,03040 + 0,02605) \right] + 79,54 = 138,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = 969,2 \left[\frac{4905}{4905 - 969,2} \times (0,03040 + 0,006513) \right] + 19,89 = 64,48 \text{ kNm}$$

Kapacitetskontroll

För kontroll av kapacitet för en pelare med elastiskt tvärsnitt gäller

$$f_{yd} \geq \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed} \times \frac{h}{2}}{I} \quad (5.22)$$

$$\frac{h}{2} = \frac{270}{2} = 135 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Lastfall 1

Insättning av värden i ekvation (5.22) ger

$$250 \times 10^6 \geq \frac{855,0 \times 10^3}{9726 \times 10^{-6}} + \frac{138,0 \times 10^3 \times 135 \times 10^{-3}}{136,7 \times 10^{-6}} = 224,2 \times 10^6$$

Sambandet är uppfyllt, och kapaciteten är tillräcklig.

Lastfall 2

Insättning av värden i ekvation (5.22) ger

$$250 \times 10^6 \geq \frac{969,2 \times 10^3}{9726 \times 10^{-6}} + \frac{64,48 \times 10^3 \times 135 \times 10^{-3}}{136,7 \times 10^{-6}} = 99,74 \times 10^6$$

Sambandet är uppfyllt, och kapaciteten är tillräcklig.

Pelarprofilen HEA 280 är tillräcklig för stålpelare enligt Eurocode.

5.2 Trästomme

Den bärande träkonstruktionen utgörs helt av limträ och består av treledsbågar som vilar på pelare. Förutom att klara laster från den egna konstruktionen dimensioneras bågarne för att klara laster från snö samt de installationer som skall hänga i taket. Pelarna skall utöver att bära upp takkonstruktionen även klara laster från vind.

5.2.1 Dimensionering av treledsbåge av limträ

Vid stora spännvidder väljs vanligtvis raka limträbalkar bort och istället väljs någon typ av båge. I det här fallet passade en treledsbåge med dragband bra då en led i balkmitt kortar ner knäcklängden. Det är även lättare att transportera kortare delar än en nästan 40 meter lång båge.

Val av tvärsnittsdimensioner för bågen sker utifrån de laster som takstolen är utsatt för, det vill säga utöver sin egentyngd, $g_{båge}$, även snölast, $q_{s,t}$, takets egentyngd, g_{tak} , samt installationslaster g_{inst} och $g_{rän}$. Snölasten är ensam variabel last och därmed huvudlast.

Först provas samma dimensioner som dimensionering enligt BKR gav, 215×1305 , dessa var dock onödigt stora och mindre dimensioner provas.

Beräkningsförutsättningar

L40

$$\rho = 400 \text{ kg/m}^3$$

$$b = 0,215 \text{ m}$$

$$h = 0,945 \text{ m}$$

$$t_l = 0,045 \text{ m}$$

Treledsbågens egentyngd beräknas utifrån tyngdaccelerationen, g , samt bågens densitet, ρ , och tvärsnittsdimensioner $b \times h$ enligt

$$g_{båge} = b \times h \times \rho \times g \quad (5.23)$$

Insättning av värden ger

$$g_{båge} = 0,215 \times 0,945 \times 400 \times 9,82 = 0,7981 \text{ kN/m}$$

Materialgenskaper

L40

$$f_{ck} = 36 \text{ MPa}$$

$$f_{mk} = 33 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 10400 \text{ MPa}$$

$$G = 700 \text{ MPa}$$

$$k_{mod} = 0,7$$

$$\gamma_M = 1,25$$

Det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, f_{cd} , fås från motsvarande karakteristiska värde, f_{ck} , partialkoefficienten för material, γ_M , samt omräkningsfaktorn k_{mod} , som tar hänsyn till lastvaraktighet och fuktförhållanden.

$$f_{cd} = k_{mod} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_M} \quad (5.24)$$

Insättning av värden ger

$$f_{cd} = 0,7 \times \frac{36}{1,25} = 20,16 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för böjning parallellt fibrerna, f_{md} , fås på samma sätt som det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, med motsvarande karakteristiska värde.

$$f_{md} = k_{mod} \times \frac{f_{mk}}{\gamma_M} \quad (5.25)$$

Insättning av värden ger

$$f_{md} = 0,7 \times \frac{33}{1,25} = 18,48 \text{ MPa}$$

Lastvärden

Permanent last: $g_{båge} = 0,7981 \text{ kN/m}$

$$g_{tak} = 0,4179 \text{ kN/m}^2$$

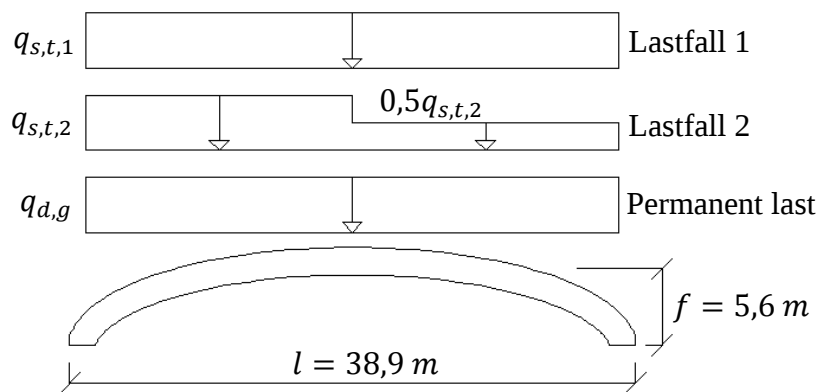
$$g_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{rån,2,t} = 1,443 \text{ kN/m}$$

Variabel last: $q_{s,t,1} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
 $q_{s,t,2} = 2,87 \text{ kN/m}^2$

Dimensionerande last

Den dimensionerande lasten, q_d , utgörs av de totala permanenta lasterna, g_{tot} , och den totala variabla lasten, q_{tot} . Den variabla lasten, snölasten, kan vara både jämnt och ojämnt fördelad över bågen, se Figur 5.3, och ger upphov till olika lasteffekter beroende på hur den är fördelad. På grund av detta kommer lasteffekterna räknas ut i två lastfall, ett för jämnt fördelad snölast och ett för ojämnt fördelad snölast. Lasteffekterna för de permanenta lasterna räknas ut separat och slås sedan ihop med lasteffekterna för snölast i respektive lastfall.



Figur 5.3 Treledsbåge av limträ med tillhörande lastfall.

Samtliga permanenta laster sammanställs som, g_{tot} , enligt ekvation (5.26) och den dimensionerande lasten, $q_{d,g}$, av dessa beräknas enligt ekvation (5.27).

$$g_{tot} = g_{båge} + g_{rån,2,t} + (g_{tak} + g_{inst}) \times 1,1 \times cc \quad (5.26)$$

$$q_{d,g} = \gamma_d \times 1,2 \times g_{tot} \quad (5.27)$$

Insättning av värden ger

$$g_{tot} = 0,7981 + 1,443 + (0,5 + 0,4179) \times 1,1 \times 6,44 = 8,743 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,g} = 1,0 \times 1,2 \times 8,743 = 10,49 \text{ kN/m}$$

Vid senare kontroll av bågens kapacitet tas hänsyn till maximalt moment, M , samt tryckkraft vid nocken, normalkraften, N , vilka kan beräknas för jämt fördelade laster enligt ekvationerna (5.28) och (5.29). Kontroll med avseende på tvärkraft kan uteslutas, då tvärkraften är så pass liten i trelesbågar.

$$M = \frac{q \times f^2}{11} \quad (5.28)$$

$$N = \frac{q \times l^2}{8f} \quad (5.29)$$

Med hänsyn till den dimensionerande lasten, $q_{d,g}$, ger insättning av värden att

$$M_g = \frac{10,49 \times 5,6^2}{11} = 29,91 \text{ kNm}$$

$$N_g = \frac{10,49 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 354,3 \text{ kN}$$

De totala lasteffekterna av permanenta och variabla laster kommer att beräknas för två olika lastfall med hänsyn till att snölasten kan vara jämnt eller ojämnt fördelad, se Figur (5.3). De variabla lasterna beräknas enligt ekvation (5.30) för båda lastfallen och får ett dimensionerande värde enligt ekvation (5.31).

$$q_{tot} = q_{s,t} \times 1,1 \times cc \quad (5.30)$$

$$q_{d,q} = \gamma_d \times \gamma_Q \times q_{tot} \quad (5.31)$$

Lasteffekter

Lastfall 1 – permanenta laster och jämnt fördelad snölast

Snölasten för jämnt fördelad last, $q_{s,1}$, sätts in i ekvation (5.30) och den dimensionerande snölasten för lastfall 1 kan därefter beräknas enligt ekvation (5.31)

Insättning av värden ger

$$q_{tot,1} = 2,8 \times 1,1 \times 6,44 = 19,84 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,q,1} = 1,0 \times 1,5 \times 19,84 = 29,76 \text{ kN/m}$$

Snölasten, $q_{s,1}$, ger upphov till ett maximalt moment, M , och normalkraft vid nock, N , vilka kan beräknas enligt ekvationerna (5.28) och (5.29) för jämt fördelad last.

Insättning av värden ger

$$M_{q,1} = \frac{29,76 \times 5,6^2}{11} = 84,84 \text{ kNm}$$

$$N_{q,1} = \frac{29,76 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 1005 \text{ kN}$$

Det maximala momentet utmed bågen och normalkraften inocken inträffar i samma punkter för den permanenta lasten och den variabla lasten, eftersom att båda är jämnt fördelade laster. Lasteffekten av den permanenta lasten kan därför adderas med lasteffekten av snölasten och den totala lasteffekten för lastfall 1 kan bestämmas.

Den maximal lasteffekt med hänsyn till moment beräknas enligt

$$M_{Ed} = M_g + M_{q,1} \quad (5.32)$$

Den maximal lasteffekt med hänsyn till normalkraft beräknas enligt

$$N_{Ed} = N_g + N_{q,1} \quad (5.33)$$

Insättning av värden ger

$$M_{Ed,1} = 29,91 + 84,84 = 114,8 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,1} = 354,3 + 1005 = 1360 \text{ kN}$$

Lastfall 2 – permanenta laster och ojämnt fördelad last

Snölasten för ojämnt fördelad last, $q_{s,2}$, sätts in i ekvation (5.30) och den dimensionerande snölasten för lastfall 2 kan därefter beräknas enligt ekvation (5.31).

Insättning av värden ger

$$q_{tot,2} = 2,87 \times 1,1 \times 6,44 = 20,33 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,q,2} = 1,0 \times 1,5 \times 20,33 = 30,50 \text{ kN/m}$$

Snölasten ger upphov till ett maximalt moment, M , och normalkraft inock, N , vilka beräknas för ojämnt fördelad last enligt ekvationerna (5.34) och (5.35).

$$M = \frac{q \times l^2}{128} \quad (5.34)$$

$$N = \frac{3 \times q \times l^2}{32f} \quad (5.35)$$

Med hänsyn till den dimensionerande snölasten, $q_{d,2}$, ger insättning av värden att

$$M_{q,2} = \frac{30,50 \times 38,9^2}{128} = 360,6 \text{ kNm}$$

$$N_{q,2} = \frac{3 \times 30,5 \times 38,9^2}{32 \times 5,6} = 772,6 \text{ kN}$$

Maximalt moment av en ojämnt fördelad last inträffar i bågens fjärdedelspunkt. För en jämt fördelad last antas motsvarande lasteffekt vara som störst vid samma snitt. Normalkraften avser nocken för både ojämnt och jämt fördelade laster, och lasteffekten av den permanenta lasten och av snölasten kan därmed adderas för beräkning av den totala lasteffekten i lastfall 2.

Den maximal lasteffekt med hänsyn till moment, $M_{,2}$, respektive normalkraft, $N_{Ed,2}$, kan därmed beräknas enligt

$$M_{Ed,2} = M_g + M_{q,2} \quad (5.36)$$

respektive

$$N_{Ed,2} = N_g + N_{q,2} \quad (5.37)$$

Insättning av värden ger

$$M_{Ed,2} = 29,91 + 360,6 = 390,5 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,2} = 354,3 + 772,6 = 1127 \text{ kN}$$

Resultatet av de totala lasteffekterna för de två olika lastfallen redovisas i Tabell 5.2

Tabell 5.2 Dimensionerande lasteffekter för lastfall 1 och 2, Eurocode.

	Lastfall 1 Permanent laster och jämnt fördelad snölast	Lastfall 2 Permanent laster och ojämnt fördelad snölast
Dimensionerande lasteffekt av tryckkraft [kN]	$N_{Ed,1} = 1360$	$N_{Ed,2} = 1127$
Dimensionerande lasteffekt av böjmoment [kNm]	$M_{Ed,1} = 114,8$	$M_{Ed,2} = 390,5$

Stabilitetskontroll

För att balkens kapacitet ska vara tillräcklig skall följande dimensioneringsvillkor vara uppfyllt.

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_c \times f_{cd}} + \frac{\sigma_m}{k_{crit} \times f_{md}} \leq k_r \quad (5.38)$$

Normalspänningen av centriskt tryck, σ_{cod} , är beroende av normalkraften vid nocken samt tvärsnittsdimensionerna.

$$\sigma_{cod} = \frac{N}{A} = \frac{N}{b \times h} \quad (5.39)$$

Insättning av värden för lastfall 1 ger

$$\sigma_{cod,1} = \frac{1360}{0,215 \times 0,945} = 6,693 \text{ MPa}$$

Insättning av värden för lastfall 2 ger

$$\sigma_{cod,2} = \frac{1127}{0,215 \times 0,945} = 5,547 \text{ MPa}$$

Böjspänningen av tvärbelastning, σ_m , beräknas utifrån koefficienten k_p , momentet, M , samt tvärsnittets dimensioner.

$$\sigma_m = k_p \times \frac{6M}{b \times h^2} \quad (5.40)$$

Koefficienten k_p beror av krökningsradie, r_m , och balktyp.

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h}{r_m} \right) + k_1 \left(\frac{h}{r_m} \right)^2 \quad (5.41)$$

$$k_1 = 2,1 \tan \alpha - 4(\tan \alpha)^2 \quad (5.42)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha \quad (5.43)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha + 2,6(\tan \alpha)^2 \quad (5.44)$$

$$r_m = \begin{cases} \frac{l^2}{8f} & \text{(för parabelbågar)} \\ \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2} & \text{(för cirkelbågar)} \end{cases} \quad (5.45)$$

Då bågen har konstant tvärsnittshöjd sätts α till 0.

Insättning av värden ger

$$k_1 = 2,1 \tan 0 - 4(\tan 0)^2 = 0$$

$$k_5 = 0,2 \tan 0 = 0$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan 0 + 2,6(\tan 0)^2 = 0,25$$

$$r_m = \frac{38,9^2}{8 \times 5,6} + \frac{5,6}{2} = 36,58 \text{ m}$$

$$k_p = 0 + 0,25 \left(\frac{0,945}{36,58} \right) + 0 \left(\frac{0,945}{36,58} \right)^2 = 0,006458$$

Böjspänningen för lastfall 1 blir efter insättning av värden

$$\sigma_{m,1} = 0,006458 \times \frac{6 \times 114,8}{0,215 \times 0,945^2} = 23,17 \text{ kPa}$$

Böjspänningen för lastfall 2 blir efter insättning av värden

$$\sigma_{m,2} = 0,006458 \times \frac{6 \times 390,5}{0,215 \times 0,945^2} = 78,81 \text{ kPa}$$

Reduktionsfaktorn k_c beräknas med hänsyn till knäckning och beror av den relativa slankheten, λ_{rel} .

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (5.46)$$

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) \quad (5.47)$$

Den relativa slankheten beror av slankheten, λ , hållfasthetsvärdet, f_{ck} , samt elasticitetsmodulen, $E_{0,05}$.

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{0,05}}} \quad (5.48)$$

Slankheten bestäms utifrån fiktiv knäcklängd, L_c , och tröghetsradie, i .

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad (5.49)$$

$$L_c = 0,58 \times l \times \sqrt{1 + 6 \left(\frac{f}{l} \right)^2} \quad (5.50)$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (5.51)$$

För limträ gäller att $\beta_c = 0,1$

Insättning av värden ger

$$L_c = 0,58 \times 38,9 \times \sqrt{1 + 6 \left(\frac{5,6}{38,9} \right)^2} = 23,92 \text{ m}$$

$$i = \frac{0,945}{\sqrt{12}} = 0,2728$$

$$\lambda = \frac{23,92}{0,2728} = 87,68$$

$$\lambda_{rel} = \frac{87,68}{\pi} \sqrt{\frac{36}{10400}} = 1,642$$

$$k = 0,5(1 + 0,1(1,642 - 0,3) + 1,642^2) = 1,915$$

$$k_c = \frac{1}{1,915 + \sqrt{1,915^2 - 1,642^2}} = 0,3448$$

Reduktionsfaktorn, k_{crit} , sätts till 1,0 då ingen risk för vippning förekommer.

Reduktionsfaktorn, k_r , med hänsyn till lamellkrökning, bestäms utifrån förhållandet mellan krökningsradien och lamelltjockleken.

$$k_r = \begin{cases} 1,0 & \left(\frac{r_m}{t_l} \geq 240 \right) \\ 0,76 - \frac{0,001 r_m}{t_l} & \left(\frac{r_m}{t_l} < 240 \right) \end{cases} \quad (5.52)$$

Beräkning av förhållandet ger

$$\frac{r_m}{t_l} = \frac{36,58}{0,045} = 812,9 > 240$$

vilket ger att

$$k_r = 1,0$$

Insättning av värden i ekvation (5.41) ger för lastfall 1

$$\frac{6,693 \times 10^6}{0,3448 \times 20,16 \times 10^6} + \frac{23,17 \times 10^3}{1 \times 18,48 \times 10^6} = 0,9641 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

Insättning av värden i ekvation (5.41) ger för lastfall 2

$$\frac{5,547 \times 10^6}{0,3448 \times 20,16 \times 10^6} + \frac{78,81 \times 10^3}{1 \times 18,48 \times 10^6} = 0,80,23 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

Villkoret visar att bågen uppfyller stabilitetskravet och har tillräckliga dimensioner. Bågen får en spännvidd på 38,9 meter, en egentygnd på 0,7981 kN/m samt en tvärsnittsbredd och höjd på 215 respektive 945 millimeter.

5.2.2 Dimensionering av dragband

En stålqualität väljs för dragbandet, vilket dimensioneras för att klara de horisontella lasteffekter, H , som bågen ger upphov till. Värdena för total permanent last samt total variabel last för ojämnt respektive jämnt fördelad snölast hämtas från Kapitel 5, avsnitt 5.2.1. Dragbandet skall liksom bågen dimensioneras för den mest ogynnsamma lastkombinationen.

Beräkningsförutsättningar

$$l = 38,9 \text{ m}$$

$$f = 5,6 \text{ m}$$

Lastvärden

$$\text{Permanent, jämt fördelad last: } q_{d,g} = 10,49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Variabel, jämnt fördelad last: } q_{d,1} = 29,76 \text{ kN/m}$$

$$\text{Variabel, ojämnt fördelad last: } q_{d,2} = 30,50 \text{ kN/m}$$

Lasteffekter

Dragbandet skall dimensioneras för att klara dragkrafter för den totala lasteffekten av permanent last, $q_{d,g}$, och variabel last, $q_{d,1}$ respektive $q_{d,q,2}$.

$$H_{tot} = H_g + H_q \quad (5.53)$$

H_g och H_q beräknas som summan av stödkrafterna H_A och H_B vid stöd A respektive B, som för jämt fördelad last beräknas enligt

$$H_A = H_B = \frac{q \times l^2}{8f} \quad (5.54)$$

och för ojämnt fördelad last beräknas enligt

$$H_A = \frac{3 \times q \times l^2}{32f} \quad (5.55)$$

$$H_B = \frac{q \times l^2}{32f} \quad (5.56)$$

Stödkrafterna för den permanenta lasten, $q_{d,g}$, kan beräknas med hjälp av ekvation (5.54) för jämnt fördelade laster enligt

$$H_{A,g} = H_{B,g} = \frac{10,49 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 354,3 \text{ kN}$$

Summan av stödkrafterna från de permanenta lasterna ger

$$H_g = 354,3 + 354,3 = 708,6 \text{ kN}$$

Lastfall 1- permanent last och jämt fördelad snölast

Stödkraften för den jämnt fördelade snölasten, $q_{d,,1}$, kan beräknas med hjälp av ekvation (5.54) för jämnt fördelade laster.

$$H_{A,q,1} = H_{B,q,1} = \frac{29,76 \times 38,9^2}{8 \times 5,6} = 1005 \text{ kN}$$

Summan av stödkrafterna ger

$$H_{q,1} = 1005 + 1005 = 2010 \text{ kN}$$

Dragbandets totala dragkraft kan beräknas enligt ekvation (5.53) med hänsyn till permanent last och jämnt fördelad variabel last enligt

$$H_{tot,1} = 708,6 + 2010 = 2719 \text{ kN}$$

Lastfall 2- permanent last och ojämnt fördelad snölast

Stödkrafterna för ojämnt fördelad snölast, $q_{d,,2}$, kan beräknas enligt ekvationerna (5.57) och (5.58).

$$H_{A,q,2} = \frac{3 \times 30,50 \times 38,9^2}{32 \times 5,6} = 772,6 \text{ kN}$$

$$H_{B,q,2} = \frac{30,50 \times 38,9^2}{32 \times 5,6} = 257,5 \text{ kN}$$

Summan av stödkrafterna ger

$$H_{q,2} = 772,6 + 257,5 = 1030$$

Dragbandets totala dragkraft kan beräknas enligt ekvation (5.54) med hänsyn till permanent last och ojämnt fördelad variabel last

$$H_{tot,2} = 708,6 + 1030 = 1739 \text{ kN}$$

Dragbandet skall dimensioneras för att klara båda lastfallen, och dragkraften sätts till

$$H_{tot} = \max \begin{cases} H_{tot,1} = 2719 \text{ kN} \\ H_{tot,2} = 1739 \text{ kN} \end{cases} \quad (5.57)$$

Dragbandet skall dimensioneras för att klara en dragkraft på 2719 kN.

Materialegenskaper

Stål 8.8

$$F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Dimensionering med hänsyn till kapacitet

Lasteffekten, H , skall vara mindre än bärförmågan, $F_{t,Rd}$, som beror stålets hållfasthet, f_{ub} och spänningsarea, A_s , enligt

$$H \leq F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.58)$$

vilket efter förenkling ger

$$H \leq \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.59)$$

För att bestämma stålets dimensioner bryts spänningsarean ut enligt

$$A_s \geq \frac{H \times \gamma_{M2}}{k_2 \times f_{ub}} \quad (5.60)$$

För dimensionering där ingen risk för bändning föreligger kan faktor k_2 sättas till 1,0 och insättning av värden ger

$$A_s \geq \frac{2719 \times 10^3 \times 1,25}{1,0 \times 800} = 4248 \text{ mm}^2$$

En ståldimension med en spänningsarea, $A_{s,2}$, som är större än beräknad spänningsarea, A_s , väljs och kontrolleras. Ur tabell fås ståldimensioner med tvärsnittsdiаметern D , och tillhörande gängstigning, p vilka kan användas i ekvation (5.61) för att få fram en spänningsarea som sedan kan provas i ekvation (5.62)

Val av dragband ger

M64

$$D = 64 \text{ mm}$$

$$p = 6 \text{ mm}$$

Spänningsarea med hänsyn till tvärsnittsdiаметer och gängstigning beräknas enligt

$$A_{s,2} = \frac{\pi}{4} \times (d - 0,94p)^2 \quad (5.61)$$

Insättning av värden för två stycken M64 ger

$$2 \times A_{s,2} = 2 \times \left[\frac{\pi}{4} \times (64 - 0,94 \times 6)^2 \right] = 5347 \text{ mm}^2$$

För kontroll av stålets kapacitet för valda dimensioner testas sambandet

$$2 \times A_{s,2} \geq A_s \quad (5.62)$$

Insättning av värden ger

$$2 \times A_{s,2} = 5347 \geq A_s = 4248 \rightarrow \text{OK!!}$$

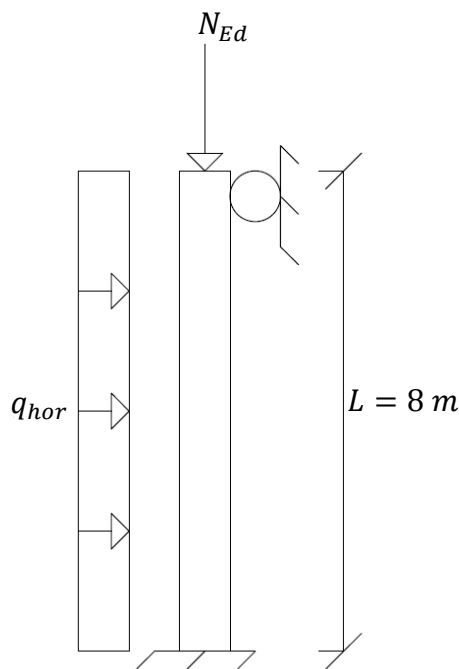
Materialet M64 med diаметern 64 mm har utifrån Eurocodes normer tillräcklig kapacitet för att användas som två dragband för limträbågen.

5.2.3 Dimensionering av limträpelare

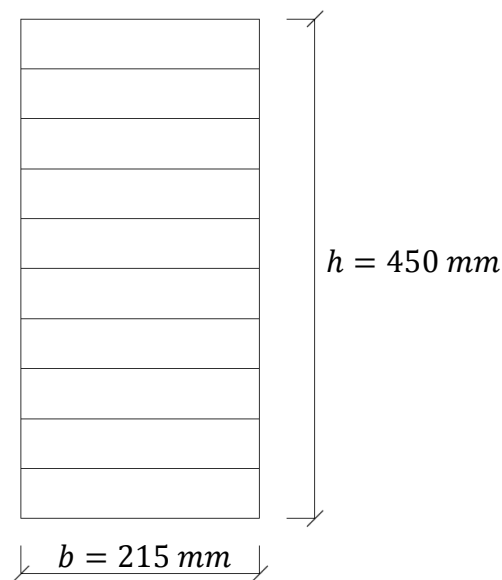
Vid beräkning av pelare tas hänsyn till horisontella samt vertikala påliggande laster, q_{hor} respektive q_{ver} . Den horisontella lasten utgörs av vindlast, och den vertikala lasten utgörs av takets och fackverkens egentyngder, installationslaster samt snölast. Vind- och snölasterna är variabla medan övriga laster är permanenta. Två lastfall skall kontrolleras, ett med vardera variabel last som huvudlast, varefter den mest ogynnsamma lastkombinationen blir dimensionerande.

Snölasten och takets egentyngd tas upp av fackverken som i sin tur för över lasten, inklusive sin egentyngd, till pelarna. De vertikala lasterna räknas därför om till en punktlast, N_{Ed} . Tvärsnittsdimensioner väljs ur standardsortiment och materialegenskaper fås ur tabell.

Vid val av tvärsnittsdimensioner väljs först samma dimensioner som för bågen. Dessa dimensioner visade sig dock vara mycket större än nödvändigt och nya minde dimensioner väljs. Bredden behålls för att pelarna skall vara lika breda som bågen och istället minskas tvärsnittshöjden.



Figur 5.4 Limträpelare.



Figur 5.5 Tvärsnitt limträpelare.

Beräkningsförutsättningar

$$l = 38,9 \text{ m}$$

$$\psi_s = 0,8$$

$$\psi_w = 0,25$$

$$\beta_{cd} = 0,8$$

$$\beta_c = 0,1$$

Materialegenskaper

L40

$$f_{ck} = 36 \text{ MPa}$$

$$f_{mk} = 33 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 10400 \text{ MPa}$$

$$k_{mod} = 0,7$$

$$\gamma_M = 1,25$$

Det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, f_{cd} , fås från motsvarande karakteristiska värde, f_{ck} , partialkoefficienten för material, γ_M , samt omräkningsfaktorn k_{mod} , som tar hänsyn till lastvaraktighet och fuktförhållanden.

$$f_{cd} = k_{mod} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_M} \quad (5.63)$$

Insättning av värden ger

$$f_{cd} = 0,7 \times \frac{36}{1,25} = 20,16 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för böjning parallellt fibrerna, f_{md} , fås på samma sätt som det dimensionerande värdet för tryck parallellt fibrerna, med motsvarande karakteristiska värde.

$$f_{md} = k_{mod} \times \frac{f_{mk}}{\gamma_M} \quad (5.64)$$

Insättning av värden ger

$$f_{md} = 0,7 \times \frac{33}{1,25} = 18,48 \text{ MPa}$$

Lastvärden

Permanent laster: $q_{tak} = (g_{tak}) = 0,4179 \text{ kN/m}^2$

$$q_{båge} = 0,7981 \text{ kN/m}$$

$$q_{inst} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rån,2,t} = 1,443 \text{ kN/m}$$

Variabla laster: $q_{w,t} = 0,6636 \text{ kN/m}^2$

$$q_{s,t} = 2,87 \text{ kN/m}^2$$

Lasteffekt

Totala vertikala laster samt totala horisontella laster beräknas för de båda lastfallen nedan.

Lastfall 1, vind som huvudlast

$$q_{ver,1} = 1,2(q_{båge} + q_{rån,2,t}) + [1,2(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_Q \times \psi_s \times q_{s,t}] \times 1,1 \times cc \quad (5.65)$$

$$q_{hor,1} = \gamma_Q \times q_{w,t} \times cc \times 1,1 \quad (5.66)$$

De utbredda vertikala lasterna ger upphov till en punktlast N_{Ed} , på pelaren som beräknas enligt

$$N_{Ed,1} = \frac{q_{ver,1} \times l}{2} \quad (5.67)$$

Den utbredda horisontella lasten ger upphov till ett maximalt moment, M_{Ed} , enligt

$$M_{Ed,1} = \frac{q_{hor,1} \times L^2}{8} \quad (5.68)$$

Insättning av värden ger

$$q_{ver,1} = 1,2(0,7981 + 1,443) + [1,2(0,4179 + 0,5) + 1,5 \times 0,8 \times 2,87] \times 1,1 \times 6,44 = 34,89 \text{ kN/m}$$

$$q_{hor,1} = 1,5 \times 0,6636 \times 6,44 \times 1,1 = 7,051 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,1} = \frac{34,89 \times 38,9}{2} = 678,6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1} = \frac{7,051 \times 8^2}{8} = 56,41 \text{ kNm}$$

Lastfall 2, snö som huvudlast

$$q_{ver,2} = 1,2(q_{båge} + q_{rån,2,t}) + [1,2(q_{tak} + q_{inst}) + \gamma_Q \times q_{s,t}] \times 1,1 \times cc \quad (5.69)$$

$$q_{hor,2} = \gamma_Q \times \psi_w \times q_{w,t} \times cc \times 1,1 \quad (5.70)$$

De utbredda vertikala lasterna ger upphov till en punktlast N_{Ed} , på pelaren som beräknas enligt

$$N_{Ed,2} = \frac{q_{ver,2} \times l}{2} \quad (5.71)$$

Den utbredda horisontella lasten ger upphov till ett maximalt moment, M_{Ed} , enligt

$$M_{Ed,2} = \frac{q_{hor,2} \times L^2}{8} \quad (5.72)$$

Insättning av värden ger

$$q_{ver,2} = 1,2(0,7981 + 1,443) + [1,2(0,4179 + 0,5) + 1,5 \times 2,87] \times 1,1 \times 6,44 = 40,99 \text{ kN/m}$$

$$q_{hor,2} = 1,5 \times 0,25 \times 0,6636 \times 6,44 \times 1,1 = 1,763 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,2} = \frac{40,99 \times 38,9}{2} = 797,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,2} = \frac{1,763 \times 8^2}{8} = 14,10 \text{ kNm}$$

Stabilitetskontroll

För att kontrollera att pelarnas kapacitet är tillräcklig med hänsyn till lasteffekterna för de två lastfallen, skall dimensioneringsvillkor testas i form av interaktionssamband. Dessa varier beroende på om risk för knäckning föreligger eller inte.

Vid risk för knäckning ($\lambda_{rel} > 0,3$)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.73)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.74)$$

Utan risk för knäckning ($\lambda_{rel} \leq 0,3$)

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.75)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.76)$$

Dessa samband tar dock hänsyn till moment/böjning åt två håll. Då pelarna är stagade av väggen i veka riktningen kan böjning endast ske åt ett håll och interaktionssambanden kan förenklas enligt följande

Vid risk för knäckning ($\lambda_{rel} > 0,3$)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \times f_{cd}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.77)$$

Utan risk för knäckning ($\lambda_{rel} \leq 0,3$)

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.78)$$

För att ta reda på vilket samband som skall användas beräknas det relativa salnkhetsstalet, λ_{rel} , enligt

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (5.79)$$

Slankheten, λ , beräknas enligt ekvation (5.80) och är beroende av knäcklängden, L_c , och tröghetsradien, i .

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad (5.80)$$

$$L_c = \beta \times l \quad (5.81)$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (5.82)$$

Insättning av värden ger

$$i = \frac{0,450}{\sqrt{12}} = 0,1299$$

$$L_c = 0,8 \times 8 = 6,400 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{6,4}{0,1299} = 49,27$$

$$\lambda_{rel} = \frac{49,27}{\pi} \sqrt{\frac{36}{10400}} = 0,9227$$

$$\lambda_{rel} = 0,9227 > 0,3$$

Risk för knäckning föreligger och interaktionssambandet enligt ekvation (5.77) används. Men för kontroll av sambandet krävs beräkning av instabilitetsfaktorn k_c , vilket sker enligt ekvation (5.83), samt spänning parallellt fibrerna, $\sigma_{c,0,d}$, och spänning med hänsyn till moment $\sigma_{m,d}$.

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (5.83)$$

där

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) \quad (5.84)$$

Insättning av värden ger

$$k = 0,5(1 + 0,1(0,9227 - 0,3) + 0,9227^2) = 0,9568$$

$$k_c = \frac{1}{0,9568 + \sqrt{0,9568^2 - 0,9227^2}} = 0,8264$$

Spänningen orsakad av normalkraften beräknas enligt

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (5.85)$$

Spänningen orsakad av moment beräknas enligt

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W} \quad (5.86)$$

Böjmotståndet, W , för rektangulära tvärsnitt beräknas enligt

$$W = \frac{bh^2}{6} \quad (5.87)$$

Insättning av värden ger

$$W = \frac{0,215 \times 0,450^2}{6} = 0,007256$$

Lastfall 1

$$\sigma_{m,d} = \frac{56,41}{0,007256} = 7,774 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{678,6}{0,215 \times 0,450} = 7,014 \text{ MPa}$$

Interaktionssambandet för lastfall 1 blir efter insättning i ekvation (5.79)

$$\frac{7,014}{0,8264 \times 20,16} + \frac{7,774}{18,48} = 0,8417 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Lastfall 2

$$\sigma_{m,d} = \frac{14,10}{0,007256} = 1,943 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{797,3}{0,215 \times 0,450} = 8,241 \text{ MPa}$$

Interaktionssambandet för lastfall 2 blir efter insättning i ekvation (5.79)

$$\frac{8,241}{0,8264 \times 20,16} + \frac{1,943}{18,48} = 0,5998 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Sambanden visar att pelarnas kapacitet är tillräcklig för båda lastfallen och utnyttjas som mest till 84,2%. Tvärsnittsdimensionerna 215×450 millimeter och hållfasthetsklass L40 väljs för träpelarna enligt Eurocode.

6 Jämförelse av normerna

Utifrån de beräkningar som gjorts i Kap 3, 4 och 5 samt de laster och dimensioner dessa beräkningar har resulterat i skall nu de olika normerna jämföras. Skillnader mellan normerna kan påvisas vid de flesta beräkningar, även om det vid vissa beräkningar bara är små skillnader. Ofta beräknas samma sak för de olika normerna men med olika beteckningar.

Snölast

Snölastens karakteristiska värde beräknas för båda normerna med samma värde på snölast på mark, s_0 , och termiska koefficient, C_t . Lastreduktionsfaktorn, ψ , för snölast vid dimensionerande lastberäkning där snön inte är huvudlast är också identisk för båda normerna. Det som skiljer beräkningsnormerna åt är formfaktorens värden, se Tabell 6.1 och att det för Eurocode tillkommer en topografifaktor, C_e .

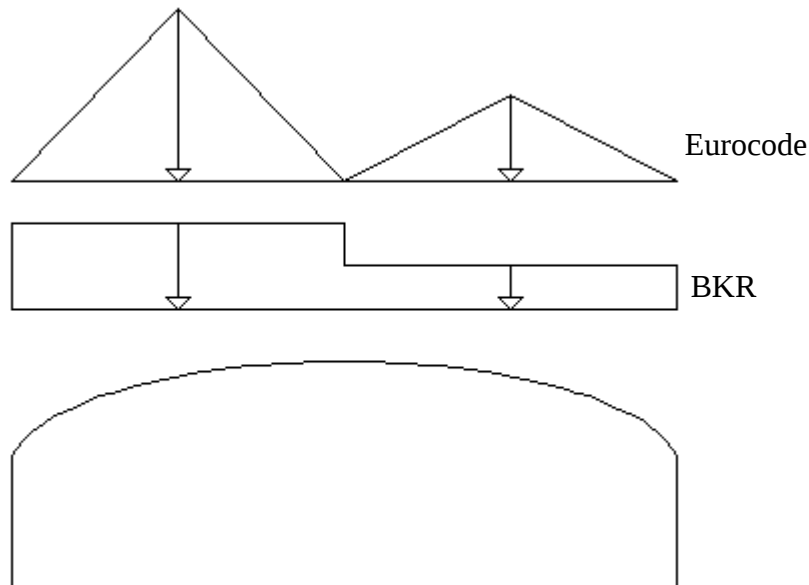
Tabell 6.1 Jämförelse av snölast.

SNÖLAST		BKR	Eurocode
Karakteristisk snölast		$s_k = \mu \times C_t \times s_0$	$s_k = \mu \times C_e \times C_t \times s_0$
Sadeltak	Formfaktor	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$	$\mu_1 = 0,8$
	Karakteristisk snölast	$s_{k,s} = 2,8$	$s_{k,s} = 2,8$
Bågtak	Formfaktor	$\mu_2 = 0,8$ $\mu_1 = 1,088$	$\mu_2 = 0,8$ $\mu_3 = 1,640$
	Karakteristisk snölast	$s_{k,t,1} = 2,8$	$s_{k,t,1} = 2,8$
		$s_{k,t,2} = 3,808$ $q_{s,t,2} = 3,808$	$s_{k,t,2} = 5,740$ $q_{s,t,2} = 2,87$

För beräkning av sadeltak har formfaktorena samma värde för de båda normerna, och topografifaktorn är satt till 1,0 vilket gör att det karakteristiska snövärdet blir identiskt för både Eurocode och BKR.

För bågtak uppkommer markanta skillnader mellan normerna gällande både formfaktorens värden och lastens form på taket, med undantag av formfaktorn, μ_2 , som är identisk för de båda normerna. Formfaktorn, μ_1 , i BKR motsvarar formfaktorn, μ_3 , i Eurocode, och tar på olika sätt hänsyn till bågens höjd och spännvidd. Lastfördelningen för μ_1 i BKR ser ut som två rektanglar med höjden μ_1 respektive

$0,5\mu_1$. Lastfördelningen för μ_3 i Eurocode ser istället ut som två trianglar med högsta höjden μ_3 respektive $0,5\mu_3$, se Figur 6.1 Detta gör att även om formfaktorn är större enligt Eurocode, så blir snölasten för ojämnt fördelad last, efter hänsyn till lastformerna, mindre i Eurocode än i BKR.



Figur 6.1 Lastfördelning för ojämnt fördelad snölast, Eurocode och BKR.

Vindlast

Vindlasten beräknas med helt olika ekvationer beroende på beräkningsnorm, med värden från olika tabeller och diagram. Beräkningarna tar ändå hänsyn till samma saker, så som byggnadens läge och utformning, och terrängtyp och vindhastigheten är identiska för båda beräkningsnormerna. Formlerna för den karakteristiska vindlasten ser något olika ut för de olika normerna men innehåller egentligen samma sak. De tre sista faktorerna i ekvationen enligt BKR är i Eurocode beräknade till hastighetstrycket, q_p , vilket leder till ekvationernas något olika utseende. Vidare har de olika normerna olika beteckningar för formfaktorn, i BKR betecknas den μ medan den i Eurocode betecknas med c_{pe} och c_{pi} , för utvändig och invändig vindlast. Värdena för formfaktorerna och de karakteristiska vindlasterna för de båda beräkningsnormerna redovisas i Tabell 6.2. Formfaktorn för vindlasten blir, för båda stommarna, större vid beräkning enligt Eurocode, liksom den karakteristiska vindlasten. Detta beror på olika indata.

Tabell 6.2 Jämförelse av vindlast.

VINDLAST		BKR	Eurocode
Karakteristisk vindlast		$w_k = \mu \times C_{dyn} \times C_{exp} \times q_{ref}$	$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$ $w_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$
Stål	Formfaktor	$\mu = 1,05$	$\Delta C_p = 1,4$
	Karakteristisk vindlast	$w_{k,s} = 0,4893$	$w_{k,s} = 0,6636$
Trä	Formfaktor	$\mu = 1,05$	$\Delta C_p = 1,4$
	Karakteristisk vindlast	$w_{k,t} = 0,2788$	$w_{k,t} = 0,6636$

Beräkning av dimensionerade laster

Vid beräkning enligt partialkoefficientmetoden beräknas de dimensionerande lasterna på motsvarande sätt enligt Eurocode och BKR. Både de permanenta och variabla lasterna multipliceras med tillhörande partialkoefficient, och de variabla lasterna som inte är huvudlast multipliceras dessutom med en lastreduktionsfaktor. Det som skiljer beräkningsnormerna åt vid beräkning av dimensionerade laster är koefficienternas värden och beteckningar, se Tabell 6.3.

Tabell 6.3 Jämförelse av koefficienter och faktorer vid dimensionerade last.

	BKR	Eurocode
Partialkoefficient för variabel last	$\gamma_{fq} = 1,3$	$\gamma_Q = 1,5$
Partialkoefficient för permanent last	$\gamma_{fg} = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$
Reduktionsfaktor för γ_{fg} respektive γ_G	-	$\xi = 0,89$
Partialkoefficient för säkerhetsklass	för klass 3 $\gamma_n = 1,2$	för klass 3 $\gamma_d = 1,0$
Lastreduktionsfaktor för variabel last som inte är huvudlast	ψ	ψ

Tabellvärdena är större enligt Eurocode vilket generellt ger att de dimensionerande lasterna och lasteffekterna blir större vid beräkning enligt Eurocode än enligt BKR. Vid beräkning enligt Eurocode tas dessutom hänsyn till säkerhetsklass vid dessa beräkningar, medan den enligt BKR tas i beaktning vid andra beräkningar.

Vid beräkning av just bågtak tas extra hänsyn till att snölasten kan vara ojämnt fördelad. Snölasten får ett mindre karakteristiskt värde för ojämn lastfördelning på bågtaket enligt Eurocode än enligt BKR. Detta jämnas ut lite med tanke på att Eurocode får större värden vid beräkning av lasteffekter, men lasteffekterna enligt BKR blir ändå större.

Hållfasthetsvärden

Grundhållfasthetsvärdena, f_k , för material är identiska för de båda normerna. Då dessa divideras med olika koefficienter, med olika värden beroende av beräkningsnorm, blir de dimensionerande hållfasthetsvärdena olika för BKR och Eurocode, se Tabell 6.4.

Partialkoefficient för säkerhetsklass används vid helt olika tillfällen för de olika normerna. För BKR tas den i beaktning vid beräkning av dimensionerande hållfasthetsvärden, och för Eurocode används den vid lastberäkningar.

Tabell 6.4 Jämförelse av hållfasthetsvärden.

	BKR	Eurocode
Partialkoefficient	för bärförmåga $\gamma_m = 1,25$	för osäkerhet i material $\gamma_M = 1,25$
Partialkoefficient för säkerhetsklass	för klass 3 $\gamma_n = 1,2$	för klass 3 $\gamma_d = 1,0$
Hållfasthetsvärde för tryck parallellt fibrerna (limträ)	15,60 MPa $f_{cd} = \frac{k_{mod} \times f_{ck}}{\gamma_m \times \gamma_n}$	20,16 MPa $f_{cd} = \frac{k_{mod} \times f_{ck}}{\gamma_M}$
Hållfasthetsvärde för böjning parallellt fibrerna (limträ)	14,30 MPa $f_{md} = \frac{k_{mod} \times f_{mk}}{\gamma_m \times \gamma_n}$	18,48 MPa $f_{md} = \frac{k_{mod} \times f_{mk}}{\gamma_M}$

Enligt Tabell 6.4 är de dimensionerande hållfasthetsvärdena mindre för BKR än för Eurocode, vilket betyder att BKR har högre säkerhet vid dimensionering av

hållfasthetsvärden. Vid beräkning av materials kapacitet tas inte bara hänsyn till dessa hållfasthetsvärden, utan även andra koefficienter och olika interaktionssamband. Detta innebär att beräkningar enligt BKR inte nödvändigtvis är säkrare än Eurocode.

Kapacitet

Kapaciteten beror av hållfasthetsvärden och skall vara större än lasteffekterna. För att kontrollera detta används olika samband. Detta kan göras på olika sätt både mellan normerna och inom vardera enskild norm. Liknande samband har använts för de båda normerna vid beräkning av limträstommen. I Eurocode används dock spänningar vid kontroll med hjälp av sambanden, istället för de rena krafterna som används enligt BKR. Vid beräkning av stålpelare har två olika kontroller använts, en för vardera norm. Enligt Eurocode har en snittkontroll använts som är något mer exakt än interaktionssambanden som använts för BKR. Metoden med interaktionssamband finns även inom Eurocode, men har i det här fallet valts bort för den mer noggranna metoden.

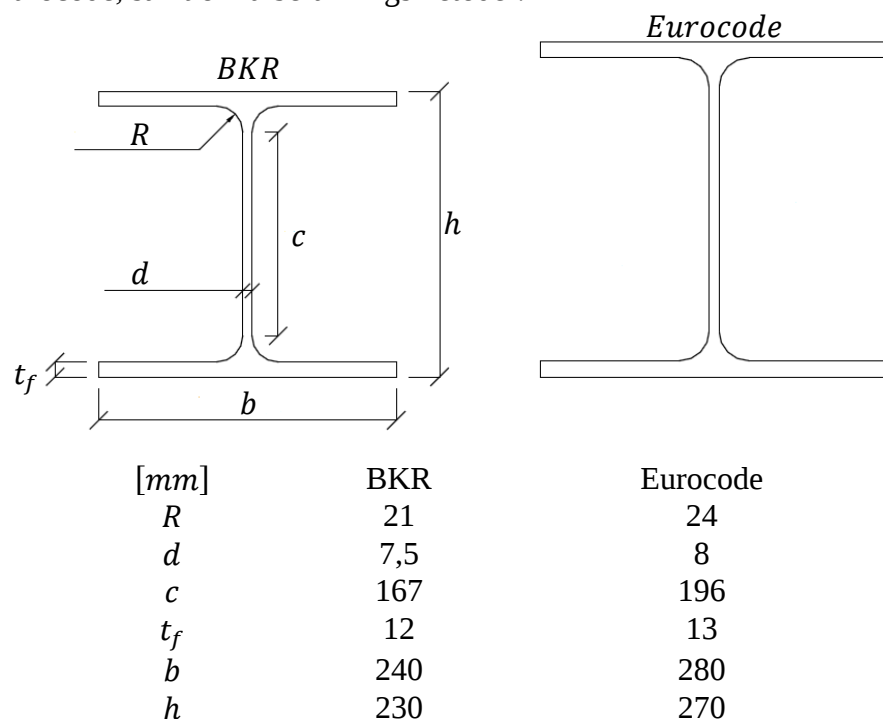
Dimensioner

På grund av normernas olikheter, som redovisats ovan, får byggnadsdelarna olika dimensioner, enligt Tabell 6.5.

Tabell 6.5 Jämförelse av dimensioner.

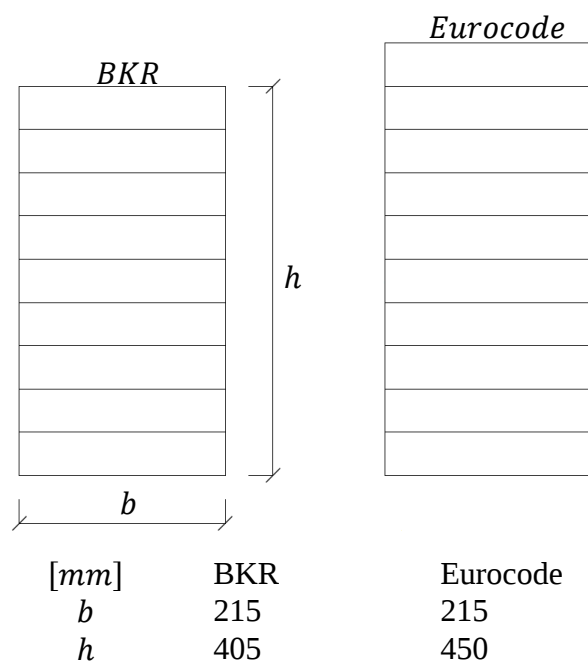
	BKR	Eurocode
Stålfackverk Egenvikt [<i>kg</i>]	7600	8710
Stålfackverk Egentyngd [<i>kN/m</i>]	1,944	2,227
Stålpelare Stålprofil	HEA 240	HEA 280
Träbåge <i>b × h</i> [<i>mm</i>]	215 × 1305	215 × 945
Träpelare <i>b × h</i> [<i>mm</i>]	215 × 405	215 × 450
Dragband <i>D</i> [<i>mm</i>]	2st × 64	2st × 64

Tabell 6.5 visar att beräkningar enligt Eurocode ger större dimensioner för samtliga konstruktionsdelar med undantag av dragbanden som blir lika och limträbågen som blir större enligt BKR. Figur 6.2 visar stålpelarnas tvärsnittsdimensioner. Eurocode ger större dimensioner vilket bland annat beror på större laster och lasteffekter för Eurocode, samt olika beräkningsmetoder.



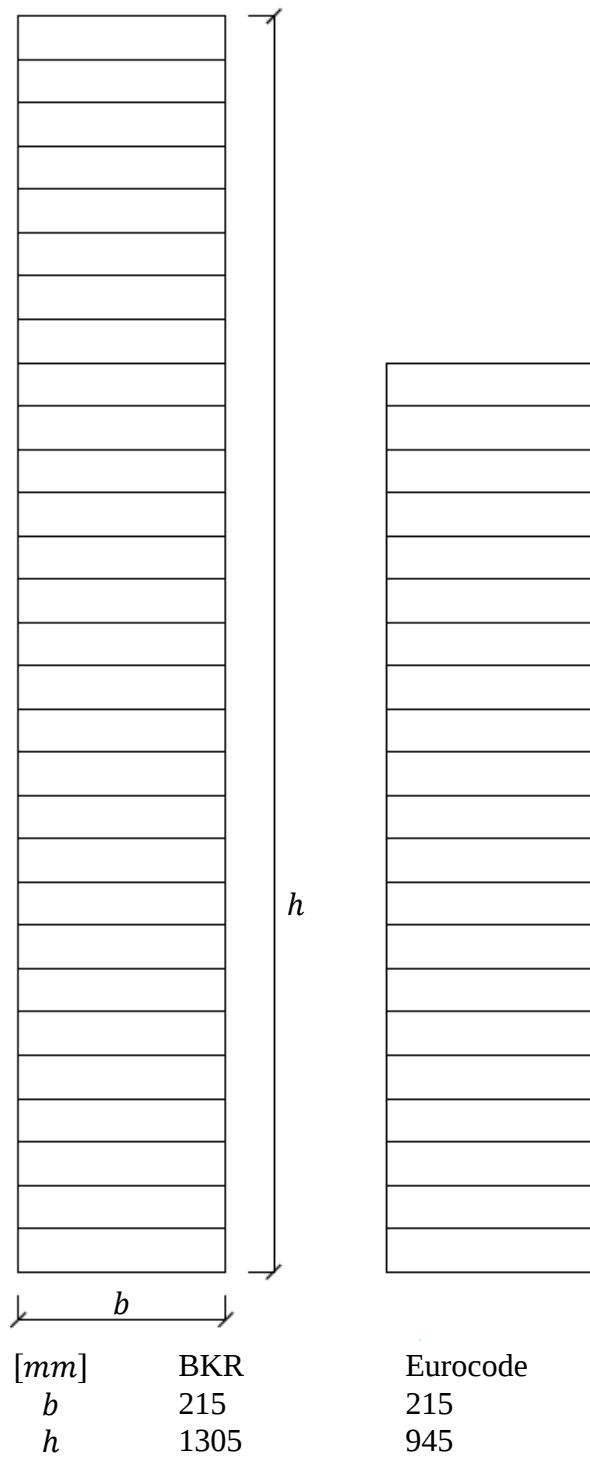
Figur 6.2 Tvärsnitt stålpelare, BKR och Eurocode.

Limträpelarna får större dimensioner för beräkningar enligt Eurocode, se Figur 6.3, dock skiljer de sig endast på höjden med 45 mm, det vill säga en lamelltjocklek.



Figur 6.3 Tvärsnitt limträpelare, BKR och Eurocode.

Limträbågen är kraftigare och därmed stabilare för BKR än för Eurocode, se Figur 6.4. Detta beror framförallt på den större snölasten för bågtak enligt BKR.



Figur 6.4 Tvärsnitt limträbåge, BKR och Eurocode.

Ett annat tak än bågtag på limträstommen hade gett ett annat snövärde för Eurocode, och med största sannolikhet hade dimensionerna för hela trästommen blivit större för en annan taktyp. Snölasten för bågtag och därmed dimensionerna på limträbågen var det enda som blev mindre enligt Eurocode.

Rimlighet och eventuella avvikelser

Redan efter beräkning av snö- och vindlasten har vi fått fram olika värden för de båda normerna. Detta gör att resultaten för senare beräkningssteg är svåra att jämföra, då de har olika ingångsvärden. Det är alltså svårt att avgöra vilket beräkningssteg som ger störst skillnad i resultat mellan beräkningsnormerna.

Tanken var att arbetet skulle vara så heltäckande som möjligt, därför valdes två olika material för två olika stomsystem. Fackverken beräknades dock inte i detta arbete, utan hämtades från stålföretaget Maku Stål AB, och limträbågarna har liknande egenskaper som pelare. Detta gör att jämförelsen inte blivit så omfattande som planerat.

7 Slutsatser

Det som skiljer beräkningsnormerna åt är faktorer och koefficienter som på olika sätt tar hänsyn till säkerheten vid dimensionering. Detta gäller beräkning av dimensionerande laster samt vid beräkning av hållfasthet och kapacitet. Detta gör att vissa ekvationer och beräkningsgångar ser annorlunda ut beroende på beräkningsnorm. Generellt är Eurocode säkrare då dimensionerna blir större, med undantag för limträbågen som får mindre dimensioner enligt Eurocode.

Snölasten beräknas ungefär på samma sätt för båda normerna, fast med olika tabell- och diagramvärden. Snölasten blir generellt större enligt Eurocode med undantag av just beräkningar av bågtag.

Vindlasten beräknas på helt olika sätt för de båda normerna, men med hänsyn till samma saker. Vindlasten blir större enligt Eurocode för de båda beräknade konstruktionerna.

Beräkningar av **dimensionerande laster** enligt partialkoefficientmetoden genomförs på samma sätt enligt de båda beräkningsnormerna. Koefficienterna och faktorerna som multipliceras med de karakteristiska lasterna har dock olika beteckningar beroende på beräkningsnorm, och har större värden enligt Eurocode. Detta gör att de dimensionerande lasterna blir större enligt Eurocode. Vid beräkningar enligt Eurocode tas dessutom hänsyn till säkerhetsklass vid dessa beräkningar, medan den enligt BKR tas i beaktning vid beräkning av dimensionerande hållfasthetsvärden.

Beräkning av **lasteffekter** påverkas inte av någon beräkningsnorm. Ingen hänsyn tas till säkerhetsfaktorer och koefficienter vid just dessa beräkningar, utan helt och hållet vid beräkning av lastvärden, hållfasthetsvärden och kapacitet.

Det karakteristiska **hållfasthetsvärdet** för ett material är helt oberoende av beräkningsnorm. Beräkningarna av de dimensionerande hållfasthetsvärdena ser dock olika ut både beroende av beräkningsnorm och material. Enligt båda beräkningsnormerna skall det karakteristiska hållfasthetsvärdet divideras med en faktor som tar hänsyn till bärförmåga respektive osäkerhet i material. Vid beräkningar enligt BKR tas dessutom hänsyn till säkerhetsklass vid dessa beräkningar, medan den enligt Eurocode tas i beaktning vid beräkning av dimensionerande laster. Detta medför att de dimensionerande hållfasthetsvärdena blir större enligt Eurocode, vilket betyder att materialet utnyttjas mer, och säkerheten blir lägre enligt Eurocode än enligt BKR.

Kapaciteten för en konstruktionsdel beräknas för de båda normerna utifrån de dimensionerande hållfasthetsvärdena. Att kapaciteten är större än lasteffekterna testas genom stabilitetskontroller med olika samband. Vid beräkning av kapacitet finns dock skillnader mellan och inom normerna i form av olika sätt att beakta defekter, imperfektioner, bristfälligheter, osäkerheter och andra faktorer som kan påverka säkerheten vid dimensionering. Det är svårt att jämföra om kapaciteten blir större enligt Eurocode än enligt BKR, då olika kontroller valts samt att olika ingångsvärden har använts, men det totala resultatet är att Eurocode kräver större dimensioner vilket betyder större säkerhet, troligtvis även med hänsyn till kapacitet.

Slutligen kan konstateras att samtliga laster och dimensioner blir större enligt Eurocode, med undantag av snölasten på bågtaget samt limträbågarna, vilket betyder att Eurocode har större säkerhet. Skillnaderna är dock inte så markanta.

8 Referenser

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson P., (2006) *Bärande konstruktioner – Del 1*. Göteborg: Chalmers tekniska högskola.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson P., (2011) *Bärande konstruktioner – Del 2*. Göteborg: Chalmers tekniska högskola.

Boverket (1994) *Boverkets handbok om stålkonstruktioner*. Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona, Sverige

Boverket (1995) *Boverkets konstruktionsregler, BKR 94*. Upplaga 2. Boverket, Karlskrona, Sverige

Boverket (1997): *Boverkets handbok om snö- och vindlast BSV 97*. Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona, Sverige

Boverket (2002) *Boverkets byggregler, BBR*. Upplaga 4. Boverket, Karlskrona, Sverige

Boverket (2003) *Regelsamling för konstruktion - Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*. Boverket, Karlskrona, Sverige

Boverket (2005) *Brandskydd i boverkets byggregler. BBR 11*. Stockholm: Brandskyddsföreningens service AB

Boverket (2010) *Regelsamling för konstruktion, BKR 2010*. Boverket, Karlskrona, Sverige

European Committee for standardization (2002) *Eurocode 1 – Laster på bärverk*. CEN, Bryssel, Belgien

European Committee for standardization (2008) *Eurocode 4 – Dimensionering av träkonstruktioner*. CEN, Bryssel, Belgien

Isaksson, T., Mårtensson, A., Thelandersson, S. (2010) *Byggkonstruktion*. Upplaga 2. Lund: Studentlitteratur AB

Johannesson, P., Vretblad B. (2006) *Byggformler och tabeller*. Upplaga 10. Stockholm: Liber AB

Lars-Olof Nilsson (2006) *Fuktpåverkan på material, kritiska fuktnivåer*. Stockholm: Formas

Allmänt om limträ <http://www.svensktlimtra.se/page.asp?id=17&pid=7> (2011-05-16)

Bärande plåt, med tätskikt.

<http://www.isover.se/konstruktioner/1%C3%A5glutande+tak/1-c3-201+b%C3%A4rande+pl%C3%A5t,+med+t%C3%A4tskikt> (2011-04-05)

Curlingbanan-mått och linjer. Nedladdningsbart.

<http://www.malmocurlingklubb.se/Downloads.htm> (2011-02-20)

Fackverksdimensionering. <http://www.maku.se/> (2011-04-05)

Konstruktion <http://www.strangbetong.se/?get=content&action=view&id=127-172>
(2011-02-23)

Limträhandbok <http://www.svensktlimtra.se/sv/limHTML/> (2011-04-13)

Plannja 111 (2009) http://www.plannja.com/templates/Page2C_982.aspx (2011-04-05)

Ljud och akustik <http://www.gyptone.se/akustik/akustikbegrepp/> (2011-05-16)

Pelare och brand
http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?mId=3&kId=64&subKId=0&mgrp=&dlId=49 (2011-05-16)

Göran Dahl, Intervjuad av författaren den 2 mars 2011.

Jörgen Svensson, Intervjuad av författaren under Maj 2011.