

# Robusthetsanalys av byggnader med lång spännvidd



**Mikael Nyström**  
**Daniel Rönnebjerg**

---

Avdeleningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lund Universitet, 2009

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola

Box 118

221 00 LUND

Division of Structural Engineering

Lund Institute of Technology

Box 118

S-221 00 LUND

Sweden

# Robusthetsanalys av byggnader med lång spännvidd

**Robustness analysis of long span buildings**

Mikael Nyström

Daniel Rönnebjerg

2009

Rapport TVBK 5175

ISSN: 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-09/5175+72p

Examensarbete

Handledare: Daniel Honfi, Doktorand, Avdelningen för Konstruktionsteknik

Examinator: Sven Thelandersson, Professor, Avdelningen för Konstruktionsteknik

December 2009

Bilden på omslaget är hämtad från Report TVBK3053, E. Frühwald, E. Serrano, T. Toratti, A. Emilsson, S. Thelandersson

## Abstract

The report starts with a study of the available literature concerning the topics robustness and progressive collapse. Based on this study a mathematical approach, based on probabilistic modeling, proposed by P.H. Kirkegaard and J.D Sørensen [19] is used to evaluate the robustness for roof structures of two buildings. The two evaluated buildings are:

- An arena in Rättvik with a roof structure consisting of glulam arcs with a span of 75 metres.
- A soccer hall in Vara with a roof structure made of steel trusses with a span of 48,7 metres.

The method used is based on the use of two computer programs, Ramanalys [A] and COMREL[B]. By modeling each structure in Ramanalys [A] data can be obtained to perform a probabilistic evaluation in COMREL [B]. This evaluation then forms the basis of the robustness analysis for each roof structure.

The robustness evaluation shows that the probability of collapse is significant for both roof structures when certain critical parts of the structure are removed. It is complicated to make the roof structures more robust which are why two different systems for increasing the robustness are proposed. The proposed solutions are a wire-system and a system consisting of VKR-beams. The purposes of these systems are to prevent a collapsing roof beam from harming people and underlying structures.

## Sammanfattning

Rapporten inleds med en litteraturstudie i vilken kunskap och fakta om ämnena robusthet och progressiv kollaps inhämtas och redovisas. Med utgångspunkt från denna studie används sedan en matematisk metod, baserad på brottsannolikhetsberäkningar, föreslagen av P.H. Kirkegaard och J.D Sørensen [19] för att utvärdera robustheten hos två byggnaders takkonstruktion. De två byggnaderna som utvärderas är en bandyarena i Rättvik utförd i limträ med en spännvidd på 75m samt en fotbollshall i Vara utförd med stålfackverksbalkar med spännvidden på 48,7m.

Metoden som används baseras på användandet av två datorprogram, Ramanalys [A] samt COMREL [B]. Genom att modellera respektive takstol i Ramanalys [A] kan data erhållas för att göra brottsannolikhetsberäkningar i COMREL [B]. De erhållna sannolikheterna ligger sedan till grund för utvärderandet av respektive taktstols robusthet.

Utvärderingen av byggnadernas robusthet visar att sannolikheten för kollaps är betydande för båda takstolskonstruktionerna då vissa kritiska delkomponenter i taktstolarna tas bort. Det är svårt att göra takstolarna robustare i sig varvid två förslag ges på hur robustheten hos hela takkonstruktionen kan ökas genom kompletterande konstruktioner. De föreslagna lösningarna är ett vadersystem och ett system bestående av VKR-profiler. Dessa system har till uppgift att hindra en kollapsande takstol från att falla ner och skada människor och underliggande konstruktioner. Vadersystemet byggs endast med avsikten att minska konsekvenserna av en kollaps och har ingen ytterligare funktion i byggnaden, VKR-profilssystemet kan däremot även fungera som takåsar.



## **Förord**

Examensarbetet som redovisas i denna bok har genomförts vid Lunds Tekniska Högskola på avdelningen för Konstruktionsteknik under perioden september till december 2009. Idén till examensarbetet är utformad av Sven Thelandersson, Professor vid avdelningen för konstruktionsteknik vid LTH.

Vi vill tacka vår handledare Daniel Honfi och vår examinator Sven Thelandersson för den tid och det engagemang som de har lagt ned för att vägleda oss.

Vi vill även passa på och tacka Arne Emilsson på Limträteknik för tillgången till ritningar och det stöd vi fått under arbetes gång.

Lund, december 2009

Mikael Nyström  
Daniel Rönnebjerg



# Innehållsförteckning

<b>1</b>	<b>INLEDNING.....</b>	<b>1</b>
1.1	BAKGRUND.....	1
1.2	SYFTE.....	1
1.3	METOD.....	1
1.4	AVGRÄNSNINGAR.....	1
1.5	DISPOSITION.....	2
<b>2</b>	<b>BEGREPPEN ROBUSTHET OCH PROGRESSIV KOLLAPS.....</b>	<b>3</b>
2.1	BEGREPPET ROBUSTHET.....	3
2.2	BEGREPPET PROGRESSIV KOLLAPS.....	4
2.3	STRATEGIER FÖR ATT UPPNÅ ROBUSTHET.....	7
2.4	JÄMFÖRELSE MELLAN ALTERNATIVA LASTVÄGAR OCH ISOLERING GENOM SEKTIONSINDELNING.....	11
2.5	KONSEKVENSKLASSER.....	12
2.6	THE DANISH APPROACH.....	13
2.7	DEFINITION AV BYGGNAD MED LÅNG SPÄNNVIDD.....	14
<b>3</b>	<b>BESTÄMMA EN KONSTRUKTIONS ROBUSTHET.....</b>	<b>15</b>
3.1	BANDYARENA I RÄTTVIK.....	17
3.1.1	<i>Kritiska punkter i konstruktionen</i> .....	18
3.1.2	<i>Snölast</i> .....	19
3.1.3	<i>Indata till COMREL [B]</i> .....	22
3.1.4	<i>Beräkning av <math>\beta_{före}</math></i> .....	24
3.1.4.1	<i>Moment och normalkraft i bågen (1)</i> .....	25
3.1.4.2	<i>Tvärdragspänningar i bågen (2)</i> .....	29
3.1.4.3	<i>Dragbrott i dragstag (3)</i> .....	30
3.1.4.4	<i>Moment och normalkraft i underramen (4)</i> .....	31
3.1.4.5	<i>Dragbrott avstyvning (5)</i> .....	32
3.1.5	<i>Beräkning av <math>\beta_{efter}</math></i> .....	33
3.1.5.1	<i>Beräkning av <math>\beta_{efter}</math> för fallet egetyngd</i> .....	33
3.1.5.2	<i>Beräkning av <math>\beta_{efter}</math> för max snölast varje år</i> .....	33
3.1.5.3	<i>Beräkning av <math>\beta_{efter}</math> för mest trolig snölast</i> .....	35
3.1.6	<i>Presentation av <math>\beta</math> – värden</i> .....	38
3.1.7	<i>Utvärdering av erhållna värden</i> .....	40
3.2	FOTBOLLSHALL I VARA.....	41
3.2.1	<i>Beräkning av <math>\beta_{före}</math></i> .....	42
3.2.2	<i>Beräkning av <math>\beta_{efter}</math></i> .....	43
3.2.3	<i>Utvärdering av byggnadens robusthet</i> .....	45
<b>4</b>	<b>LÖSNINGAR FÖR ÖKAD ROBUSTHET.....</b>	<b>47</b>
4.1	BANDYARENA I RÄTTVIK.....	48
4.1.1	<i>Vajerlösning</i> .....	49
4.1.2	<i>Lösning med stålprofiler</i> .....	53
4.2	FOTBOLLSHALL I VARA.....	55
4.2.1	<i>Vajerlösning</i> .....	55
4.2.2	<i>Lösning med stålprofiler</i> .....	57
<b>5</b>	<b>SLUTSATS OCH DISKUSSION.....</b>	<b>59</b>



<b>6</b>	<b>REFERENSER.....</b>	<b>61</b>
6.1	LITTERATUR.....	61
6.2	PROGRAMVAROR.....	63
	<b>BILAGA A - SAMBAND MELLAN SNÖLAST OCH SNÖNS VARAKTIGHET .....</b>	<b>64</b>

## Beteckningar

	Parameter	Förklaring	Enhet
	COV	Variationskoefficient	%
	$\beta$	Säkerhetsindex	-
	b	Bredd	m
	h	Höjd	m
	l	Längd	m
	E	Elasticitetsmodul	GPa
	A	Area	m <sup>2</sup>
	W	Böjmotstånd	m <sup>3</sup>
	I	Yttröghetsmoment	m <sup>4</sup>
<b>Trä</b>	$f_m$	Böjhållfasthet parallellt fibrerna	MPa
	$f_c$	Tryckhållfasthet parallellt fibrerna	MPa
	$f_v$	Tvärkraftshållfasthet	MPa
	$f_t$	Draghållfasthet parallellt fibrerna	MPa
	$f_{t,90}$	Draghållfasthet vinkelrätt fibrerna	MPa
	$K_c$	Reduktionsfaktor med hänsyn till knäcklängd	-
	$K_h$	Omräkningsfaktor som beaktar volym/höjdeffekten	-
	$K_{inst}$	Reduktionsfaktor som beaktar risken för vippning	-
	$K_r$	Omräkningsfaktor som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet	-
	$K_{dis}$	Konstant som beaktar spänningsfördelning i tvärsnittet	-
	$K_{vol}$	Reduktionsfaktor med hänsyn till tvärdraghållfasthetens volymberoende	-
	$r_{mitt}$	Krökningsradie	m
<b>Stål</b>	$f_{buk}$	Karakteristisk skruvhållfasthet	MPa
<b>Laster</b>	$G_{trä}$	Egentyngd trä	kN/m <sup>3</sup>
	$G_{stål}$	Egentyngd stål	kN/m <sup>3</sup>
	$G_{tak}$	Egentyngd takkonstruktion	kN/m
	$G_{båge}$	Egentyngd träbåge	kN/m
	$G_{underram}$	Egentyngd underram	kN/m
	$G_{dragstag}$	Egentyngd dragstag	kN/m
	$q_{snö}$	Utbredd snölast	kN/m
	$X_r$	Modellosäkerhetsfaktor	-



# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

En byggnads robusthet kan kort förklaras som byggnadens motståndskraft mot oförutsedda händelser såsom olyckor eller mänskliga misstag. Om en del i byggnaden kollapsar skall detta inte leda till oproportionerligt stora skador hos resten av byggnaden, både ekonomiska och fysiska. Detta kan anses vara extra viktigt för byggnader med stor spännvidd.

Gemensamt för nästan alla typer av byggnader med stor spännvidd är att konsekvenserna av en kollaps blir omfattande, även om kollapsen i sig är lokalt begränsad. Om till exempel en takstol i denna typ av konstruktion kollapsar är risken för personskador mycket stor. De stora riskerna kommer sig av att den takarea som rasar in vid en eventuell kollaps är så pass omfattande, det kan ofta röra sig i storleksordningen  $1000\text{m}^2$ . Det är därför viktigt att finna lösningar vilka syftar till att öka en byggnads robusthet.

## 1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet är att ta fram metoder för att studera, utvärdera och förbättra robustheten hos byggnader som har en konstruktionslösning med lång spännvidd. Detta dels genom att tillämpa olika metoder och idéer presenterade och diskuterade i avhandlingar, artiklar och forum, och dels genom egna slutledningar, förslag och idéer. Tillämpningarna görs på två nyligen uppförda byggnader i Sverige, vilka därmed får fungera som exemplifierande objekt för studien.

## 1.3 Metod

Arbetet inleds med en litteraturstudie för att sammanställa tillgänglig fakta om ämnet robusthet. Med denna kunskap och fakta som grund tas sedan en metod fram för att utvärdera robustheten hos byggnader med lång spännvidd, såsom hallbyggnader. Den valda metoden bygger på användandet av två datorprogram, Ramanalys [A] och COMREL [B]. Genom att göra en lastmodell av den aktuella byggnadens takkonstruktion i Ramanalys [A] kan data erhållas för att göra en statistisk brottsannolikhetsberäkning i Comrel [B]. De erhållna sannolikheterna ligger sedan till grund för utvärderingen av konstruktionens robusthet. När de två byggnadernas robusthet har utvärderats ges förslag på konstruktiva förändringar vars syfte är att förbättra densamma.

## 1.4 Avgränsningar

Den statistiska robusthetsanalysen baserad på säkerhetsindex behandlar endast robustheten hos en separat takstol i en takkonstruktion, och inte hela systemet. Strukturens samverkan med övriga konstruktionsdelar och element i byggnadernas längdled, såsom kopplingar till takåsar och takplåt behandlas ej. Dock presenteras förslag på lösningar och metoder för att uppnå en god robusthet för hela byggnaden som sådan, där samverkan och ömsesidig påverkan mellan ingående element beaktas.

## **1.5 Disposition**

Rapporten är indelad i tre kapitel. Kapitel två behandlar begreppen robusthet och progressiv kollaps, samt olika metoder för att utvärdera och skapa robusta byggnader. I kapitel tre redovisas den föreslagna metoden för att utvärdera robustheten hos byggnader med lång spännvidd. Metoden redovisas med hjälp av två utvalda byggnadsobjekt, en bandyarena i Rättvik samt en fotbollshall i Vara. I kapitel fyra ges förslag på lösningar som syftar till att förbättra robustheten hos de tidigare utvärderade byggnaderna. Kapitel fem består av slutsats och diskussion.

## 2 Begreppen robusthet och progressiv kollaps

### 2.1 Begreppet robusthet

Det finns ännu ingen vedertagen definition av begreppet "robusthet", men ämnet behandlas i stor utsträckning genom olika symposier, artiklar och rapporter av erfarna forskare inom konstruktionsteknik. Nedan följer ett urval av olika sätt att beskriva robusthet.

*Robusthet kan beskrivas som ett byggnadssystemets förmåga att överleva oförutsedda och extrema situationer. [1]*

*Den skada som kan uppstå till följd av en oförutsedd extrem händelse ska vara begränsad till en acceptabel nivå. [2]*

*Man kan definiera robusthet som en byggnads okänslighet mot lokal kollaps. Detta begrepp ska vara kvantifierat i konstruktionsbeskrivningen. Definitionen innebär att robustheten är byggnadsspecifik och oberoende av orsak och sannolikhet för en viss lokal skada. [4]*

*Robusthet beror på en konstruktions användningsområde, funktion och omgivning och ska verifieras för alla faser i byggnadens livscykel, såsom uppförandefas och bruksfas. I en robust byggnad leder inte en lokal skada från en oförutsedd händelse till en större strukturell kollaps. Det är svårt att uppskatta en byggnads robusthet på grund av de många mänskliga fel som kan uppstå under en byggnads uppförande och drift. [3]*

Krav på robusthet enligt Eurocode (SS-EN 1990)

Ett bärverk skall dimensioneras och utföras på ett sådant sätt att det inte skadas av händelser såsom:

- Explosion
- Påkörning och
- Konsekvenser av mänskliga misstag

i en omfattning som inte står i rimlig proportion till den ursprungliga orsaken. [18]

## 2.2 Begreppet progressiv kollaps

Begreppet progressiv kollaps saknar, likt begreppet robusthet, en klar definition. Nedan följer ett antal olika förslag på en definition:

*Progressiv kollaps av en konstruktion kännetecknas av att en initiell skada leder till oproportionerligt stor kollaps av strukturen. [7]*

*Progressiv kollaps är definierad som spridningen av en lokal skada från ett element till ett annat, vilket kan leda till kollaps av hela konstruktionen. Alltså är den totala kollapsen oproportionerligt stor i relation till den ursprungliga skadan. [9]*

*Progressiv kollaps är en situation där en kollaps av ett primärt bärande element leder till kollaps av ett anslutande element, vilket i sin tur leder till ytterligare kollapser hos konstruktionen. Därav är den totala kollapsen oproportionell i relation till den ursprungliga skadan. [10]*

*Progressiv kollaps är en kedjereaktion av brott hos komponenter i en konstruktion vilken är oproportionell i relation till den initiella lokala skadan. [11]*

Vilken typ av progressiv kollaps som kan uppstå varierar med hur konstruktionen är utformad. Nedan beskrivs de olika typerna enligt Prof. Uwe Starossek.

### **Pancake-type**

Denna typ av kollaps uppstod till exempel då World Trade Center utsattes för terroristattacken 2001. När flygplanen flög in i byggnaderna skadades endast några våningsplan som direkt följde av kraschen och följande bränder. De skador som uppstod på dessa våningar var dock så omfattande att de till slut kollapsade. Detta ledde till att våningen under det skadade området utsattes för en impulsbelastning, då våningarna ovanför rasade ner, som vida översteg dess kapacitet och resultatet blev en total kollaps av byggnaderna. En *pancake-type* kollaps har följande egenskaper: [7]

- En inledande skada/kollaps på ett element som bär last i vertikalled.
- Skadan leder till att konstruktionen, som elementet bär upp, helt eller delvis separerar från övriga konstruktionen och faller.
- Lägesenergin hos konstruktionen övergår till rörelseenergi.
- Den fallande konstruktionen träffar den övriga strukturen och överför rörelseenergin till denna, varvid även den kollapsar på grund av kollisionslasten.
- Kollapsen fortplantar sig på samma sätt genom byggnaden.

Den faktor som gör att kollapsen sprids genom konstruktionen är den vertikala kollisionslasten som uppstår då ett element rasar på ett annat.[7]

### **Zipper-type**

Denna typ av kollaps kan uppkomma hos till exempel hängbroar om ett hängstag havererar och den ökade lasten på intilliggande stag blir så pass stor att även dessa går till brott. Ett exempel på detta är när hängbron Tacoma Narrows Bridge (USA) kollapsade till följd av vindintroducerade vibrationer. Haveriet började med att ett av hängstagen överlastades och kollapsade, de intilliggande stagen klarade inte den ökade lasten och kollapsen spred sig längs bron. (fig. 1)[7]



fig. 1 Tacoma Narrows Bridge [12]

En *Zipper-type* kollaps har följande egenskaper:

- Inledande brott hos ett eller ett fåtal konstruktionselement
- Lasten från dessa element omfördelas till den övriga konstruktionen
- Om det inledande brottet är plötsligt uppstår en impulslast vilken ger dynamiska effekter hos de element som ska ta upp den ökade lasten
- Dessa effekter kan leda till att liknande eller närliggande element kollapsar
- Vilket i sin tur leder till en progressiv kollaps hos stora delar av strukturen

Den faktor som gör att kollapsen sprids genom konstruktionen är den impulslast som uppstår då det inledande brottet sker. Denna impulslast har samma storlek, men motsatt riktning, som den last det felande elementet bar innan brottet. Till skillnad från Pancake-type kollaps uppstår det inga stötlaster vid den här typen av kollaps, utan lasterna kommer från plötslig lastomfördelning. [7]



### ***Domino-type***

Namnet på den här typen av kollaps antyder de likheter som finns med att en rad med dominobrickor faller på varandra. Ett exempel kan vara när kraftledningstorn välter, dels kan de välta på varandra och på så sätt kollapsa. Men de kan även dra ner varandra genom de krafter som uppstår i själva ledningen då ett torn välter.

En *Domino-type* kollaps har följande egenskaper:

- Inleds med att ett element välter och faller.
- Lägesenergi omvandlas till rörelseenergi.
- Abrupt retardation av elementet då det överför sin rörelseenergi till ett annat avskilt element, som därmed utsätts för en horisontalkraft.
- Elementet som utsattes för horisontalkraften välter.
- Kollapsen fortskrider, i horisontalled, då ovanstående egenskaper upprepas.

Den faktor som gör att kollapsen fortskrider är den horisontalkraft som uppstår när ett element faller på ett, avskilt, annat element. [7]

### ***Section-type***

Denna typ av kollaps har stora likheter med *Zipper-type* kollaps, men beskriver endast kollapsen hos ett specifikt tvärsnitt. Ett exempel är när en dragen skårad stång går till brott. Allteftersom skåran i stången blir större, omfördelas spänningarna till resterande delar av tvärsnittet. Den ökade spänningen i vissa punkter kan leda till fortsatta lokala brott vilket slutligen resulterar i en total kollaps av hela tvärsnittet. [7]

### ***Instability-type***

Har följande egenskaper:

- Inleds med brott hos konstruktioner vars uppgift är att stabilisera ett tryckbelastat element.
- Instabilitet uppstår hos det belastade systemet.
- Plötsligt brott hos det instabila systemet på grund av yttre störningar.
- Brottet fortplantar sig i konstruktionen.

Ett exempel på denna typ av kollaps är när ett stabiliseringsstag till en tryckbelastad fackverksmast går av. Masten blir då instabil och det krävs ingen stor yttre påverkan för att masten skall knäcka och eventuellt dra med sig kopplade konstruktioner i fallet. [7]

### ***Mixed-type***

Som namnet antyder innehåller denna typ av kollaps fler än en av de ovanstående typerna. Ett exempel är fallet då Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, USA bombades. Då uppstod kollapser av både *Pancake-* och *Domino-type*. Ytterligare ett exempel kan vara då en eller flera kablar i en snedkabelbro går till brott. Detta kan leda till en kollaps av *Zipper-type* av kablarna, men eftersom kablarna också stabiliserar pylonerna kan dessa kollapsa enligt *Instability-type*. [7]

### **Klassificering av olika kollapstyper**

Några av de ovan nämnda typerna av kollaps delar en eller flera egenskaper varvid en klassindelning kan göras. Både *zipper-* och *section-type* kollaps karaktäriseras till största delen av en omfördelning av krafter, från de skadade elementen till den övriga konstruktionen. De kan därför sägas tillhöra samma klass, den så kallade *redistribution class*. [7]

Typerna *pancake-* och *domino-type* har en viktig gemensam nämnare i att lägesenergi förvandlas till rörelseenergi då ett element välter eller faller. Återintroduktionen av denna energi till systemet sker oftast hastigt då elementet träffar en annan konstruktion. Dessa två typer av kollaps kan därför sägas tillhöra den så kallade *impact class*. [7]

*Instability-* och *Mixed-type* kollaps bildar två egna klasser.

## **2.3 Strategier för att uppnå robusthet**

Som ett exempel för att visa olika möjliga sätt att uppnå en robustare byggnad används Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, USA. Denna byggnad utsattes 1995 för ett bombdåd som ledde till omfattande strukturella skador.

På byggnadens andra våning vilar varannan pelare på en kontinuerlig balk som fördelar lasten till pelarna på första våningen, fig. 2. [5]

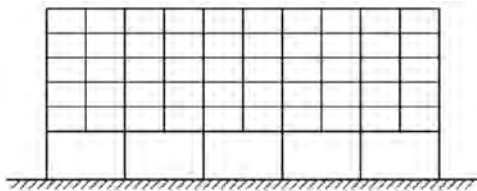


fig. 2 Byggnadens utseende[5]

När bomben detonerade ledde det till att en pelare på bottenplanet kollapsade. Byggnaden hade inte en tillräcklig överkapacitet för att omfördela den öka lasten till de närliggande pelarna. Detta medförde att även den kontinuerliga balken kollapsade vilket ledde till en progressiv kollaps av stora delar av byggnaden.

Om en skada på ett specifikt byggnadselement leder till en progressiv kollaps definieras detta element som ett kritiskt element. Genom att lokalisera dessa element i en byggnad och ge dessa en högre säkerhet mot oförutsedda skador så får hela strukturen ett ökat motstånd mot progressiv kollaps. I exemplet skulle detta kunna uppnås genom att förstärka pelarna på bottenvåningen och utforma dessa för att klara olyckslast, fig. 3. [5] Detta sätt att förbättra en strukturs robusthet kallas *second line of defence* [1].

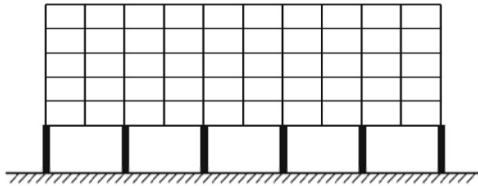


fig. 3 Lokal förstärkning[5]

En annan möjlig åtgärd för att skydda de kritiska elementen vore att använda en form av yttre skydd, frikopplat från strukturen i övrigt, t.ex. skydd mot fordon eller explosioner, fig. 4. Att skydda en byggnad med någon av dessa metoder kallas att ge strukturen en *hög säkerhet mot lokal kollaps*. Denna strategi är ekonomiskt fördelaktig i de fall där man har ett lågt antal kritiska element. [5]

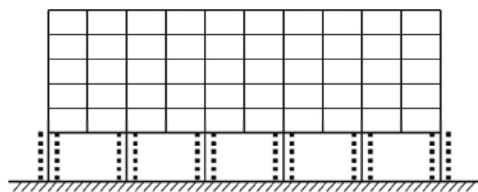


fig. 4 Skyddande barriärer[5]

En garanterad säkerhet kan aldrig uppnås, då en oförutsedd händelse alltid kan vara mer omfattande än vad som antogs vid dimensioneringen. Därför är ovanstående metoder inte lämpade för konstruktioner som är väldigt betydelsefulla eller kraftigt exponerade. I dessa fall skulle ovanstående metod leda till oproportionerligt stora insatser och kostnader. Då är det istället bättre att förbättra byggnadens robusthet genom att dimensionera för lokal skada. Denna strategi innebär att man begränsar kollapsens utbredning till ett acceptabelt förutbestämt område då en skada sker. En lokal skada kan i fallet med P.Murrah Federal Building vara att en av pelarna på bottenvåningen kollapsar, fig. 5. [5]

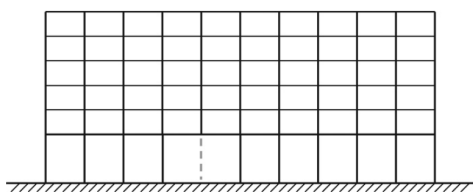


fig. 5 Dimensioneringsvillkor för fallet lokal skada[5]

Ytterligare ett sätt att göra strukturen mer robust är att använda sig av metoden med *alternativa lastvägar*. Vid en kollaps av ett kritiskt element tas lasten istället upp av andra bärande konstruktionsdelar. I det aktuella exemplet kan denna metod tillämpas på två sätt. Det ena är att låta alla pelare gå ner till grunden, samtidigt som den kontinuerliga balkens ursprungliga dimension bibehålls. Då en av pelarna kollapsar får balken ett effektivt spann av samma storlek som i den ursprungliga strukturen och därmed sker ingen progressiv kollaps. Balken erbjuder i detta fall en alternativ lastväg, för den last som tidigare bars av pelaren, fig. 6. [5]

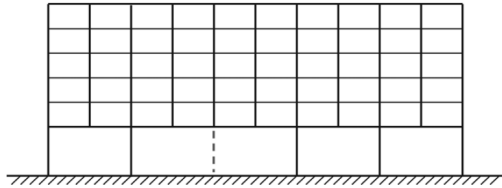


fig. 6 Samtliga pelare förbundna med grunden[5]

Ett annat sätt att använda metoden alternativa lastvägar är att förstärka den kontinuerliga balken så pass att den klarar av situationen som uppstår då en av pelarna på bottenvåningen slås ut, fig. 7. [5]

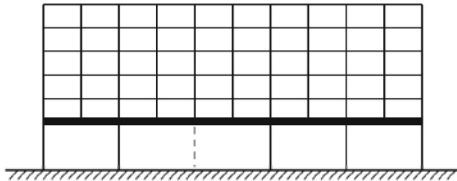


fig. 7 Förstärkt balksystem [5]

Vid omfattande kontinuerliga konstruktioner kan den bästa lösningen vara att dela upp strukturen och på så sätt isolera en kollaps till en av dessa delar. Denna metod kallas i litteraturen för *Isolation by compartmentalization*, och översatt på svenska, *isolering genom sektionsindelning*. Detta åstadkoms genom att använda speciellt utformade kopplingar mellan de olika indelningarna av strukturen. Syftet med dessa avgränsningar är att en eventuell progressiv kollaps hindras från att spridas vidare i strukturen genom en form av strukturell *diskontinuitet*. Detta kan lösas genom att ha fria eller svaga kopplingar mellan de olika sektionerna i strukturen, fig. 8 och fig. 9. [5]

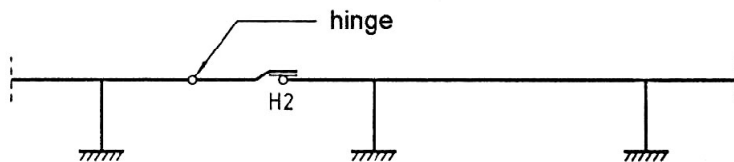


fig. 8 [5]

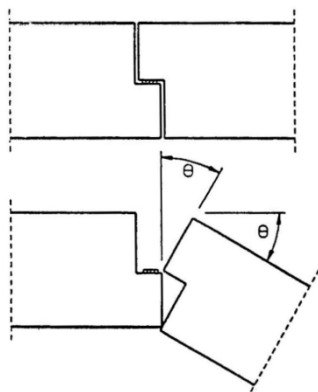


fig. 9 [5]

Ett annat möjligt alternativ är att göra vissa sektioner överdimensionerade för att på så sätt stoppa en fortgående progressiv kollaps. Denna metod medför dock en viss osäkerhet då det är svårt att uppskatta de höga lasterna analytiskt. [5]

## 2.4 Jämförelse mellan alternativa lastvägar och isolering genom sektionsindelning

Metoden med att fackindela en konstruktion för att undvika progressiv kollaps används mycket sällan och då främst när metoden med alternativa lastvägar ej är tillämpbar. Dock finns det många exempel där en sektionsindelning hade varit att föredra, då metoden med alternativa lastvägar istället bidragit till en progressiv kollaps av hela strukturen. Nedan följer två exempel där en sektionsindelning utförd genom diskontinuitet troligen skulle ha stoppat en total strukturell kollaps. [5]

I maj år 2004 [8] kollapsade en del av taket till terminalbyggnaden på flygplatsen Charles de Gaulle till följd av bristande design och dåligt utfört konstruktionsarbete. Att skadorna inte blev mer omfattande berodde på att kollapsen avbröts vid de knutpunkter som separerade den raserade delen från de båda intilliggande. Det är inte troligt att de intilliggande sektionerna, som även de led av brister i utförandet, skulle ha kunnat hålla emot de krafter som uppstod om strukturen varit sammanhängande, fig. 10. [5]

Ett liknande scenario utspelade sig då Pentagon utsattes för terrorattacken år 2001. Flygplanet kraschade då precis vid en avdelande knutpunkt och orsakade stor skada på båda sidor av denna. Den högra sidan fick så stora skador att den kollapsade och en starkare förbindelse skulle troligen ha medfört att även den vänstra sidan raserades, särskilt som den redan utsatts för en kraftig försvagning. Tack vare sektionsindelningen förblev den vänstra sidan stående samtidigt som kollapsen begränsades åt andra hållet av starka konstruktionselement vilka kunde hålla emot de stora lasterna från den fortgående kollapsen, fig. 11. [5]



fig. 10 Partiell kollaps av flygplatsterminalen på Charles de Gaulle, Paris 2004[5]

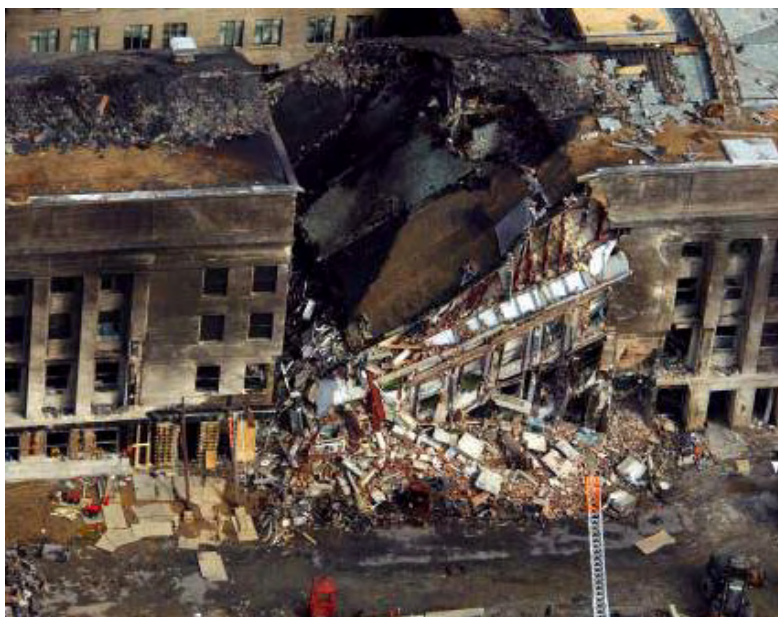


fig. 11 Partiell kollaps Pentagon, Washington [15]

Ovanstående resonemang visar att man bör beakta att metoden med alternativa lastvägar, och därmed en sammanhängande kontinuitet i strukturen, kan vara farlig om inte konstruktionen förses med en tillräcklig styrka för att klara av krafterna som överförs genom kontinuiteten. I de fall då det är omöjligt, eller orimligt kostsamt, att erbjuda alternativa lastvägar med tillräcklig lastkapacitet är metoden att isolera genom sektionsindelning att föredra. Sammanfattningsvis kan metoden med alternativa lastvägar sägas kräva en ökad kontinuitet och styrka. Metoden med sektionsindelning däremot kan uppfyllas genom en minskad kontinuitet eller ökad styrka. [5]

## 2.5 Konsekvensklasser

Eurocode presenterar ett sätt att klassificera byggnaden efter hur stora konsekvenser en eventuell kollaps medför. Detta för att veta hur man ska konstruera byggnaden för extrema oförutsedda händelser. (Eng. *Consequence Class, CC*) [16]

- CC1 Liten risk för förlust av människoliv, låg påverkan på samhälle och miljö. [16]
- CC2 Måttlig risk för förlust av människoliv, avsevärda ekonomiska, samhälleliga eller miljömässiga konsekvenser. [16]
- CC3 Stor risk för förlust av människoliv, omfattande ekonomiska, samhälleliga eller miljömässiga konsekvenser. [16]

Eurocode presenterar även två grundläggande strategier för hur man ska bygga för oförutsedda händelser. Den första strategin baseras på olika kända extrema företeelser såsom inre explosioner eller kollisioner. Lösningen kan vara att ge byggnaden tillräcklig robusthet alternativt att förebygga och motverka händelsen i sig eller att helt enkelt designa konstruktionen så att den inte berörs av händelsen. Den andra strategin går ut på att begränsa en lokal kollaps då den redan inträffat. Här kan lösningen vara en alternativ lastväg eller att göra nyckelelementen starka nog att klara en extra olyckslast. [16]

Genom att använda ovanstående klassificering och strategier ska en byggnad kunna ges tillräcklig robusthet för att minimera en begränsad skada utan en omfattande kollaps som följd. Till detta finns flera tidskrav under vilka en konstruktion måste klara av att stå emot en kollaps, efter en definierad oförutsedd händelse för att erbjuda tillräcklig tid för en evakuering. [16]

För CC3 krävs en systematisk riskbedömning som tar hänsyn till förutsägbara och oförutsägbara faror. [16]

## 2.6 The Danish approach

I den danska normen *Practice for Safety of Structures* samt i det danska nationella tillägget till *Eurocode 0* finns Robusthet med som ett generellt krav för alla byggnader. Detta för att reducera konstruktionens känslighet med avseende på oförutsedda laster och defekter som inte finns med i de ursprungliga normerna och konstruktionskraven. Robusthet ska enligt dessa separeras från olyckslast även om likheterna är stora vid dimensioneringsförfarandet. Strukturer ska helt enkelt vara robusta oavsett risken för eventuell olyckslast. [17]

Enligt den danska normen ska robusthet dokumenteras för alla konstruktioner där konsekvenserna vid en kollaps är omfattande, dvs. i CC3. I dokumentationen ska visas att minst ett av nedanstående kriterier är uppfyllt. [17]

- Visa att de delar av strukturen som är väsentliga för säkerheten endast har en låg känslighet med avseende på oförutsedda laster och defekter. [17]
- Visa ett lastfall i vilket man tar bort en begränsad del av strukturen för att bevisa att denna lokala kollaps inte eskalerar till en progressiv kollaps av konstruktionen. [17]
- Visa att de kritiska elementen har tillräcklig säkerhet, så att hela strukturen med ett eller flera kritiska element är lika pålitlig som en byggnad vilken har fått sin robusthet bevisad enligt punkten ovan. [17]



## 2.7 Definition av byggnad med lång spännvidd

Man skulle kunna definiera begreppet *lång spännvidd* som att konsekvensen av storleken på spannet gör att de tekniska hänsynstagandena placeras så högt på listan bland de arkitektoniska prioriteringarna att de kraftigt påverkar hur man behandlar byggnadens estetik. [13]

Byggnader såsom flyghangarer, utställningshallar och idrottsarenor där behovet av stora öppna ytor medför större krav än vad vanliga byggelement av trä och stål klarar av, byggs med konstruktionsteknik för lång spännvidd. Enligt [13] och [14] klassas en byggnad som har fria ytor som är större än trettio meter för en byggnad med *lång spännvidd*. [13]

Det tekniska problemet som den långa spännvidden medför är att bibehålla en rimlig balans mellan den last som ska bäras och egenvikten hos strukturen. Detta medför att strukturer med lång spännvidd har den mest effektiva konstruktionsutformningen. [14]

### 3 Bestämna en konstruktions robusthet

Att uppskatta en strukturs robusthet kan göras på flera olika sätt. P.H. Kirkegaard och J.D Sørensen [19] föreslår ett matematiskt tillvägagångssätt i vilket man genom statistiska tillförlitlighetsanalyser över olika elements benägenhet till kollaps utvärderar den sammansatta strukturens robusthet. Bedömningen görs i detta fall med hjälp av datorprogrammet COMREL [B] i vilket man anger ingångsparametrarna, såsom laster och materialegenskaper, som stokastiska variabler med tillhörande variationskoefficienter. Programmet presenterar sedan ett säkerhetsindex ( $\beta_{före}$ ) som beskriver konstruktionsdelens risk för kollaps. Detta index kan sedan jämföras med motsvarande index då någon del av strukturen utsätts för en lokal kollaps. Man reducerar då strukturen genom att plocka bort ett utvalt delelement och ser hur det påverkar tillförlitligheten ( $\beta_{efter}$ ) hos den tidigare utvalda konstruktionsdelen.[19]

Säkerhetsindexet kan sägas ange säkerhetsmarginalen uttryckt i hur många standardavvikelser bort från medelvärdet som brottområdet ligger. I svenska och europeiska normer har man uttryckt önskad säkerhetsnivå i form av riktvärden för  $\beta$ . Dessa värden är kopplade till sannolikheten för brott under ett enskilt år och alltså inte brottrisen under byggnadens hela livslängd, som ofta förutsätts vara 50år. Då man tar fram värden på önskad säkerhetsnivå så tar man hänsyn till de förväntade konsekvenserna av ett eventuellt brott. En viss konsekvens (på en tredelad skala) svarar mot ett säkerhetsindex, de beskrivna konsekvenserna är desamma som vid beskrivningen av de, i svenska normer, allmänt vedertagna säkerhetsklasserna. [26]

I Tab. 1 nedan visas sambandet mellan säkerhetsfaktorer, säkerhetsklasser och brottsannolikhet.

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	Säkerhetsindex $\beta$	Formell brottsannolikhet	$\gamma_n$
1) Mindre allvarlig	Obetydlig risk för allvarliga personsador	3.71	$10^{-4}$	1.0
2) Allvarlig	Någon risk för allvarliga personsador	4.26	$10^{-5}$	1.1
3) Mycket allvarlig	Betydande risk för allvarliga personsador	4.75	$10^{-6}$	1.2

Tab. 1 Säkerhetsklasser och riktvärden för säkerhetsindex och formell brottsannolikhet [26]

I kommande underkapitel presenteras två olika arenor vilka kommer att utvärderas ur robusthetssynpunkt. Uppskattningen kommer att göras med den matematiska metoden beskriven ovan och behandlar i detta fall endast en isolerad takstol och dess förmåga att motstå en total kollaps vid förlust av ett enstaka delement.

Nedan beskrivs tre olika huvudfall för vad som kan hända då en takstol kollapsar:

- Den kollapsade takbalken hänger kvar i den oförstörda takkonstruktionen och ingen del av taket rasar in. Detta fall innebär minst risk för personskador och förlust av människoliv.
- Kollapsen blir lokal och takstolen drar med sig en begränsad del av takkonstruktionen. Arean som kollapsar begränsas till det inbördes avståndet mellan takstolarna. Detta fall medför en betydande skaderisk för eventuella människor i lokalen
- Takstolens kollaps leder till en progressiv kollaps av hela eller omfattande delar av byggnaden. En sådan kollaps medför därmed stor risk för människoliv.

I kapitel 4 presenteras lösningar för att undvika att de två senare olycksfallen inträffar.

### 3.1 Bandyarena i Rättvik

Arenan, vilken har yttermåttarna 75x120m (b-l), har ett stomsystem i limträ. Byggnadens takstolar, vilka bärs på limträpelare, består av en limträbåge med underram och dragstag. Limträbågen har spännvidden 75m och pilhöjden 10,08m. Centrumavståndet mellan pelarna är 7,06m. I fig. 12 visas den principiella uppbyggnaden av takstolen.

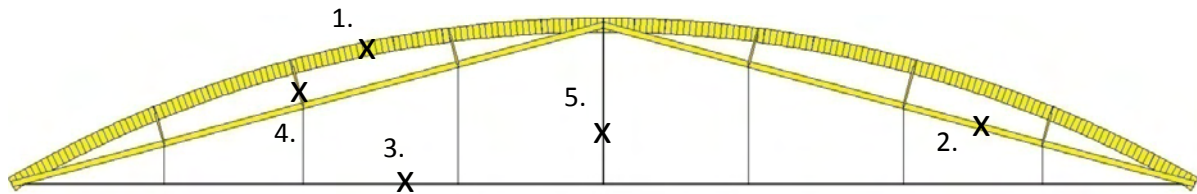


fig. 12 Principiell uppbyggnad av takstol

Ingående komponenter med dess dimensioner och material:

1. Limträbåge, 380x900 (bxh).
2. Underram i limträ, 380x360 (bxh).
3. 6st dragstag, M36, stål 8.8, Längd 75m.
4. Avstyvning i limträ, 380x115 (bxh).
5. 2st wires, stål, d=5mm.

Samtliga limträelement är gjorda i kvalitet L40. Byggnaden dimensioneras i säkerhetsklass 3 samt klimatklass 1. Pelarna är utformade som pendelpelare.

#### Laster:

Den karakteristiska snölasten i Rättvik är  $3,0\text{kN/m}^2$ .

Egentyngden hos takkonstruktionen är  $0,40\text{kN/m}^2$ .

Egentyngden hos installationer är  $0,10\text{kN/m}^2$ .

### 3.1.1 Kritiska punkter i konstruktionen

Först definieras ett antal nyckelelement i strukturen som kan anses som de mest relevanta för en tillförlitlighetsstudie. Brottmoderna har för det aktuella fallet tagits fram genom en ingenjörsmässig bedömning samt en analys av strukturens beteende vid en snölast enligt 3.1.2 i programmet Ramanalys [A], och presenteras här nedan. Vilka element som antas gå till brott visas i fig. 13.

#### Bågen:

1. Brott till följd av maximal tryckspänning i tvärsnittet (moment och normalkraft).
2. Brott till följd av tvärdragspänningar.

#### Dragstag:

3. Brott till följd av normalkraft

#### Underram:

4. Brott till följd av maximal spänning i tvärsnittet (moment och normalkraft)

#### Avstyvning:

5. Brott till följd av normalkraft

#### Reduktion av antalet dragstag

Här beräknas inte ett värde på  $\beta_{\text{före}}$  då detta anses vara ett olycksfall, utförandefel eller designfel.

6. Ett antal delement i dragstaget skadas och den totala tvärsnittsarean minskar till hälften hos dragstaget.

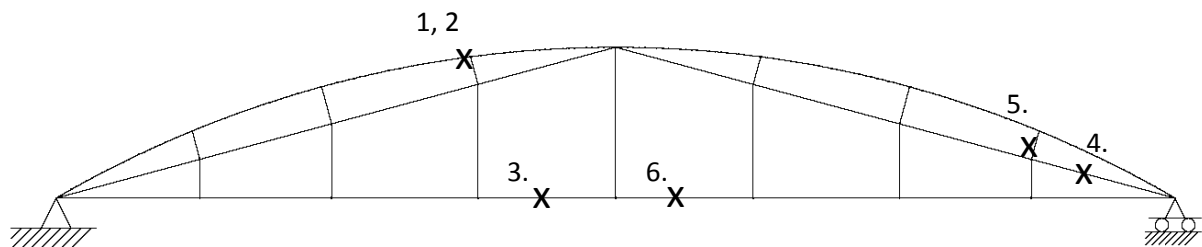


fig. 13 Brottmodernas placering i takkonstruktionen

### 3.1.2 Snölast

Snölastens årsmaximum antas vara gumbelfördelad med variationskoefficienten  $COV = 0,4$  [19]. Enligt den svenska normen är den karakteristiska snölasten i Rättvik  $3.0\text{kN/m}^2$ , vilket motsvarar 98% kvantilen. För att kunna göra en tillförlitlighetsbedömning av strukturens ingående element behövs ett medelvärde på årsmaximum av snölasten. Detta värde kommer därmed att representera den mest troliga maximala snölasten varje år. Medelvärdet tas fram nedan.

Följande funktion beskriver Gumbelfördelningen

$$F(x) = \exp[-\exp(-\alpha(x - u))] \quad (1)$$

Medelvärdet för fördelningen beskrivs som:

$$\mu_x = u + \frac{0,5772}{\alpha} \quad (2)$$

För att kunna beräkna medelvärdet ( $\mu_x$ ) görs följande beräkningar:

Först sätts funktionen  $F(x)$  lika med 0,98.

$$0,98 = \exp[-\exp(-\alpha(x_{0,98} - u))]$$

$$-\ln(0,98) = \exp(-\alpha(x_{0,98} - u))$$

$$\ln(-\ln(0,98)) = -\alpha(x_{0,98} - u)$$

$$-3,902 = -\alpha(x_{0,98} - u)$$

$$x_{0,98} = \frac{3,902}{\alpha} + u \quad (3)$$

$$\sigma_x = \frac{\pi}{\sqrt{6}\alpha} = 0,4\mu_x \rightarrow \alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6} * 0,4 * \mu_x}$$

Insättning i formeln (2) för medelvärdet ger:

$$\mu_x = u + \frac{0,5772 * \sqrt{6} * 0,4}{\pi} * \mu_x = u + 0,1800\mu_x$$

$$\mu_x = u + 0,1800\mu_x$$

$$u = 0,82\mu_x$$

$\alpha$  och  $u$  sätts in i ekv. (3):

$$x_{0,98} = \frac{3,902 * \sqrt{6} * 0,4}{\pi} * \mu_x + 0,82\mu_x = 2,037\mu_x$$

$$\frac{\mu_x}{x_{0,98}} = 0,491$$

$$x_{0,98} = Q_k$$

$$\mu_x = 0,491Q_k$$

Detta innebär att medelvärdet, det förväntade värdet, för snölasten blir:

$$Q_{\text{förväntat}} = 0,491 * \mu * Q_k \quad \begin{cases} \mu - \text{formfaktor} \\ Q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Snölasten antas vara osymmetriskt fördelad över takytan enligt fig. 14 [24].

Faktorn  $\mu_1$  beräknas enligt:

$$\mu_1 = 0,8 + \frac{2f}{b}$$

$$f = \text{pilhöjden} = 10,08 \text{ m}$$

$$b = \text{spännvidden} = 75 \text{ m}$$

$$\text{Detta ger } \mu_1 = 1,07$$

Snölasten på respektive sida av bågens mitt blir:

$$\text{Stor snölast, vänster sida} = 0,491 * \mu * Q_k = 0,491 * 1,07 * 3 = 1,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Liten snölast, höger sida} = 0,491 * \frac{1,07}{2} * 3 = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

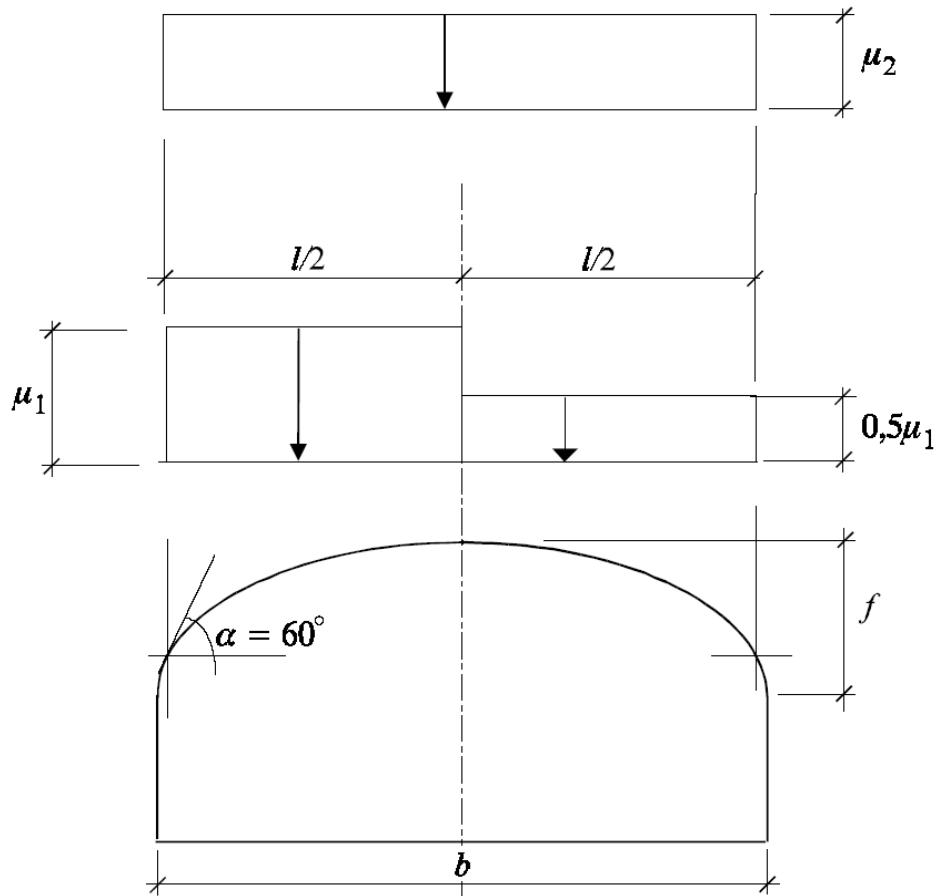


fig. 14 Osymetriskt snöfördelning på bågtak [24]



### 3.1.3 Indata till COMREL [B]

För att kunna göra en brottsannolikhetsberäkning krävs olika ingående parametrars fördelning, förväntade värden samt variationskoefficienter (COV). Exempel på parametrar som tillhör olika sannolikhetsfördelningar är hållfasthetsvärden, tvärsnittsmått, ingående laster, elasticitetsmodul samt modellosäkerhet. Förväntade värden för ingående parametrar tas fram nedan.

Förväntat värde för en lognormalfördelning tas fram på motsvarande vis som för Gumbelfördelningen tidigare. Nedan redovisas kortfattade beräkningsresultat:

Kapaciteter för limträ L40:

#### Böjhållfasthet

$$f_{mk} = 33MPa, \text{ förväntat värde } 1,29 * 33 = 42,57MPa \text{ då } COV = 0,15$$

#### Tryckhållfasthet

$$f_{ck} = 36MPa, \text{ förväntat värde } 1,23 * 36 = 44,11MPa \text{ då } COV = 0,12$$

$$(COV = 0,8 * 0,15) [19]$$

#### Tvärkraftshållfasthet

$$f_v = 4MPa, \text{ förväntat värde } 1,29 * 4 = 5,16MPa \text{ då } COV = 0,15$$

#### Draghållfasthet

$$f_t = 23MPa, \text{ förväntat värde } 1,36 * 23 = 31,32MPa \text{ då } COV = 0,18$$

$$(COV = 1,2 * 0,15) [20]$$

#### Tvärdraghållfasthet

Limträts tvärdraghållfasthet beror på materialets densitet som i detta fall uppskattas till  $\mu_p=490\text{kg/m}^3$ .

$$f_{t,90} = 0,0015 * 490 = 0,735MPa \quad [19,20]$$

Kapaciteter hos stål 8.8:

Stålets draghållfasthet följer en lognormalfördelning med  $COV = 0,07$

$$f_{buk} = 800MPa, \text{ förväntat värde } 1,124 * 800 = 899MPa$$

I Tab. 2 på nästa sida redovisas samtliga parametrars fördelning, förväntade värden samt variationskoefficienter.

	Variabel	Fördelning	Förväntat värde	Variationskoefficient (COV)	Källa
<b>Trä</b>	$f_m$	Lognormal	42,57 MPa	0,15	[20]
	$f_c$	Lognormal	44,11 MPa	0,12	[20]
	$f_v$	Lognormal	5,16 MPa	0,15	[20]
	$f_t$	Lognormal	31,32 MPa	0,18	[20]
	$f_{t,90}$	Weibull	0,735 MPa	0,25	[19,20]
	$K_c$	Normal	1*	0,01*	[19]
	$K_h$	Konstant	1*	-	[19]
	$K_{inst}$	Konstant	1*	-	[19]
	$K_r$	Konstant	1	-	[21]
	$K_{dis}$	Konstant	1,4	-	[21]
	$K_{vol}$	Konstant	1*	-	[21]
	b	Gauss	-	$\sigma=1\text{mm}$	[20]
	h	Gauss	-	$\sigma=1\text{mm}$	[20]
	E	Lognormal	10,4GPa	0,13	[20]
<b>Stål</b>	$f_{buk}$	Lognormal	899MPa	0,07	[20]
	A	Normal	1*	0,04	[20]
<b>Laster</b>	$G_{tak}$	Normal	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,1	[19,20]
	$G_{trä}$	Normal	490 kN/m <sup>3</sup>	0,1	[20]
	$G_{stål}$	Normal	77 kN/m <sup>3</sup>	0,01	[20]
	q	Gumbel (max)	1,47kN/m <sup>2</sup>	0,4	[19]
	$X_r$	Lognormal	1	0,05	[19]

\*Beror på tvärsnitt

Tab. 2 Tabell över ingående parametrars fördelning, storlek och variationskoefficient.

### 3.1.4 Beräkning av $\beta_{före}$

För att kunna behandla respektive konstruktionsdel i COMREL [B] används en metod med lastfaktorer. Dessa faktorer erhålls från Ramanalys [A] genom att studera hur stor snittkraft som uppstår i aktuellt element från respektive lasttyp som bågen utsätts för. För att t.ex. beskriva snölastens inverkan på dragstaget modelleras lasten som en utbredd last på respektive halva av bågen med värdet  $1kN/m$ . Denna last ger då upphov till en specifik normalkraft i dragstaget, och förutsatt att sambandet mellan dessa storheter är linjärt så kan denna faktor användas i COMREL [B] och där multipliceras med snölastens egentliga värde. Lastfaktorerna tas fram enligt första ordningens teori vilket medför att sambandet mellan last och snittkraft alltid kommer att vara linjärt. Andra ordningens teori beaktas vid beräkning av respektive konstruktionselements kapacitet.

I kommande underkapitel redovisas hur laster och brottgränsekvationer tas fram för respektive delement. Lasterna tas fram för fallet osymmetrisk snölast enligt kapitel 3.1.2.

### 3.1.4.1 Moment och normalkraft i bågen (1)

Genom att mata in värdet på den osymmetriska snölasten, vilken tas fram i kap 3.1.2, samt ingående delars egentynghet i Ramanalys [A] är det möjligt att finna den mest spänningsutsatta delen av bågen. I detta fall är det en tryckspänning till följd av en kombination av moment och tryckande normalkraft. (Denna analys är något förenklad, egentligen bör en snittkontroll av varje snitt i bågen utföras för samtidigt moment och normalkraft. Förenklingen är gjord för att avgränsa arbetet.)

Bågen är förhindrad att vippa av en TRP-plåt, vilken även är styv nog att genom skivverkan föra ned horisontallaster till vindkryss i byggnadens sidor.

$$\kappa_{ins} = 1 \quad (\text{Ingen risk för vippning})$$

#### Inverkan på böjhållfastheten på grund av krökta lameller

$$k_r = \begin{cases} 1,0 & \text{för } \frac{r_m}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 * \frac{r_m}{t} & \text{för } \frac{r_m}{t} < 240 \end{cases}$$

Då krökningsradien för bågen är 74,8 meter och lamelltjockleken antas ha standardmåtten 45mm så blir  $k_r = 1$  [21]

Dimensionering för samtidigt moment och tryckande normalkraft görs enligt vedertagna svenska normer med hjälp av [22].

#### Hänsyn till icke-linjär spänningsfördelning i bågtvärsnittet

Den stora krökningsradien hos bågen gör att spänningstillskottet i bågens innerkant blir försumbart.

#### Moment

$$M_{Rd} = f_{md} * W * \kappa_{inst}$$

$$\kappa_{inst} = 1 \quad (\text{enligt tidigare})$$

$$W = \frac{b * h^2}{6}$$

#### Knäcklängd för bågen

Knäcklängden för denna båge är inte densamma som för en traditionell båge. Konstruktionen med underram och avstyvningar gör att knäcklängden förkortas avsevärt. Genom att öka lasten på bågen, i detta fall snölasten, tills den knäcker enligt andra ordningens teori och då studera deformationsfiguren så erhålls en bra uppskattning av knäcklängden, fig. 16. Modellen i Ramanalys är modifierad, fig. 15, för att klara beräkningar av andra ordningens teori då programmet ej kan hantera tryckta wire-element.

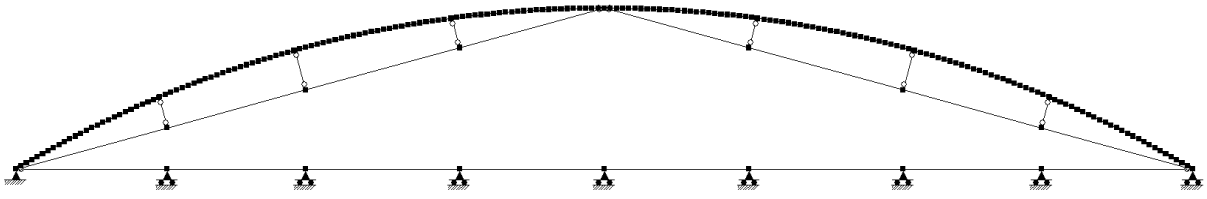


fig. 15 Modell för framtagandet av bågens knäcklängd. Dragstaget vilar på upplag istället för att hänga i vajrarna, detta eftersom Ramanalys [A] ej kan hantera tryckta wire-element.

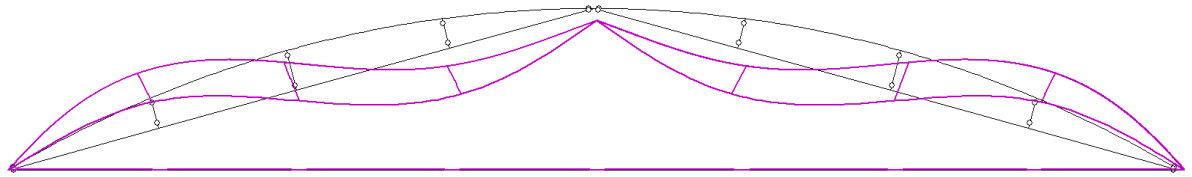


fig. 16 Deformationsfigur hos aktuell båge

Knäcklängden kan i ovanstående figur avläsas till att vara en fjärdedel av bågens totala längd.

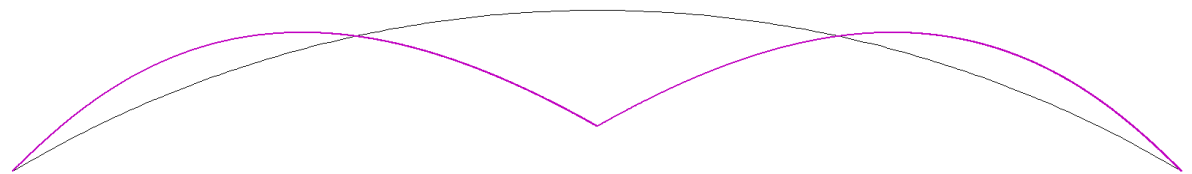


fig. 17 Deformationsfigur av en traditionell treledsbåge utan underram och avstyvningar

Ovanstående figurer är framtagna genom att belasta bågen med en symmetrisk snölast. En kontroll gjordes även av knäcklängden för det osymmetriska fallet vilket visade sig ge samma resultat. Deformationsfigurerna från fallet med symmetrisk last visar dock knäcklängden betydligt tydligare, vilket är anledningen till att endast dessa visas här. I fig. 17 visas även hur en traditionell treledsbåge deformeras.

## Normalkraft

$$N_{Rcd} = f_{cd} * A * \kappa_c$$

Reduktionsfaktorn  $\kappa_c$  bestäms som för tryckt stång. Slankhetstalet beräknas med utgångspunkt från en fiktiv knäcklängd  $l_c$ . Knäcklängden hos bågen är enligt tidigare båglängden dividerat med fyra.

$$l_c = \frac{l_{båge}}{4}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i}$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\kappa_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_r^2}}, \quad \lambda \gg 27 \text{ för bågen i detta fall (ca 75)}$$

$$k = 0,5(1 + \beta_1(\lambda_r - 0,5) + \lambda_r^2)$$

$$\lambda_r = \frac{\lambda}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{Rk}}}$$

$$\beta_1 = 0,1 \text{ för limträ}$$

## Reducering av hållfasthet på grund av klimatklass och lastvaraktighet

Snö med vanligt värde ger

$$\kappa_r = 0,60 [22]$$

### Lastfaktorer från Ramanalys för moment och normalkraft i bågen.

Lastfaktor för bågens egentyngd samt tak och installationer:

$$Moment = 5,07$$

$$Normalkraft = 68,10$$

Lastfaktor för stor snölast, vänstersida

$$Moment = 8,20$$

$$Normalkraft = 66,40$$

Lastfaktor för liten snölast, högersida

$$Moment = -3,15$$

$$Normalkraft = 1,73$$

Lastfaktor för underramens egentyngd:

$$Moment = 12,1$$

$$Normalkraft = 69,53$$

Lastfaktor för dragstagets egentyngd:

$$Moment = 8,03$$

$$Normalkraft = 65,75$$

Tvärsnitt utsatt för moment och tryckande normalkraft kontrolleras genom nedanstående samband

$$\frac{S_{mxd}}{M_{Rxd}} + \frac{S_{cd}}{N_{Rcd}} \leq 1$$

Lastfaktorerna samt ekvationen för bågens kapacitet vid samtidig tryckkraft och moment möjliggör att följande brottgränsfunktion  $g(\cdot)$  (Ultimate limit state function) kan formuleras i COMREL [B]

$$g = X_r - \left( \frac{5,17(G_{båge} + q_{snö} + G_{tak}) + 11,72 * G_{underram} + 7,69 * G_{dragstag}}{f_{md} * W * \kappa_{inst}} + \frac{68,15(G_{båge} + Q_{snö} + G_{tak}) + 69,53 * G_{underram} + 65,75 * G_{dragstag}}{f_{cd} * A * \kappa_c} \right)$$

$g < 0$  innebär brott

Samtliga laster är uttryckta i kN/m.

$X_r$  är modellosäkerheten enligt Tab. 2.

### 3.1.4.2 Tvärdragspänningar i bågen (2)

Då en båge momentbelastas uppstår tvärdragspänningar i tvärsnittet. Dessa spänningar kan beräknas enligt nedanstående samband [21]. Brottgränsekvationen tas fram på motsvarande vis som i föregående kapitel, och redovisas ej här.

$$\sigma_{90} = \frac{1,5M}{r_{mitt}bh} \quad [27]$$

$$\sigma_{90} \leq k_{vol}f_{t,90} \quad [21]$$

$$k_{vol} = k_{dis} \left( \frac{V_0}{V} \right)^{\frac{1}{m}} \quad [21]$$

Volymen V för bågen beräknas till  $26,87\text{m}^3$

$$\left. \begin{array}{l} V_0 = 0,01 \\ m = 5 \\ k_{dis} = 1,4 \end{array} \right\} \quad \text{Enligt [21]}$$



### 3.1.4.3 Dragbrott i dragstag (3)

Dragstagets normalkraftskapacitet uttrycks som [22]:

$$N_{Rtd} = f_{yd} * A$$

För normalkraft i dragstaget erhålls följande lastfaktorer:

$$\text{Last på båge} = 71,3$$

$$\text{Lastfaktor för stor snölast, vänstersida} = 35,67$$

$$\text{Lastfaktor för liten snölast, högersida} = 35,67$$

$$\text{Last på underram} = 72,2$$

$$\text{Last på dragstag} = 70,4$$

Lastfaktorerna samt ekvationen för dragstagets normalkraftskapacitet möjliggör att följande brottgränsfunktion  $g(\cdot)$  (Ultimate limitstate function) kan formuleras i COMREL [B]

$$g = X_r - \frac{71,3(G_{båge} + S_{medel} + G_{tak}) + 72,2 * G_{underram} + 70,4 * G_{dragstag}}{f_{yd} * A}$$

Samtliga laster är uttryckta i kN/m.

$X_r$  är modellosäkerheten.

### 3.1.4.4 Moment och normalkraft i underramen (4)

Dimensionering för samtidigt moment och tryckande normalkraft görs enligt vedertagna svenska normer [21, 22]. Lastfaktorer och brottgränsekvation tas fram på motsvarande sätt som i föregående kapitel, och redovisas ej här.

#### Moment

$$M_{Rd} = f_{md} * W * \kappa_{inst}$$

$$W = \frac{b * h^2}{6}$$

Bestämning av vippningskoefficient enligt [21]

$$\lambda_m = 0,07 \frac{\sqrt{l_e h}}{b} \left\{ \begin{array}{l} h = 0,36m \\ l = 9,98m \\ b = 0,38m \\ \frac{l_e}{l} = 0,9 \end{array} \right.$$

Ovanstående värden ger  $\lambda_m = 0,33$

$$\kappa_{crit} = 1 \text{ för } \lambda_m < 0,75$$

$$\kappa_{crit} = \kappa_{inst} = 1$$

#### Normalkraft

$$N_{Rcd} = f_{cd} * A * \kappa_c$$

Reduktionsfaktorn  $\kappa_c$  bestäms som för en tryckt stång. Slankhetstalet beräknas därvid med utgångspunkt från en fiktiv knäcklängd  $l_c$ .

Knäcklängden blir i detta fall lika med längden mellan två avstyvningar, det vill säga:

$$l_c = 19,12m$$

Bestämning av reduktionsfaktorn  $\kappa_c$  görs enligt tidigare, se 3.1.4.1.

#### Reducering av hållfasthet pga. klimatklass

Snö med vanligt värde ger

$$\kappa_r = 0,60$$

#### Dimensioneringsvillkor för samtidigt moment och normalkraft

$$\frac{S_{mxd}}{M_{Rxd}} + \frac{S_{cd}}{N_{Rcd}} \leq 1$$

### 3.1.4.5 Dragbrott avstyvning (5)

Dimensionering för dragande normalkraft görs enligt vedertagna svenska normer [21, 22].

Lastfaktorer och brottgränsekvation tas fram på motsvarande sätt som i tidigare kapitel, och redovisas ej här.

Avstyvningens normalkraftskapacitet uttrycks som [22]:

$$N_{Rtd} = f_{td} * A$$

### 3.1.5 Beräkning av $\beta_{\text{efter}}$

Värdet på  $\beta_{\text{efter}}$  definieras som brottsannolikheten för ett specifikt konstruktionselement förutsatt att en lokal skada har inträffat. Samma metod med lastfaktorer som användes för att ta fram  $\beta_{\text{före}}$  används även för att ta fram  $\beta_{\text{efter}}$ . De nya lastfaktorerna tas sålunda fram genom att den modellerade strukturen i Ramanalys [A] reduceras med olika utvalda delement. Lastfaktorer och brottgränsekvation tas fram på motsvarande vis som för  $\beta_{\text{efter}}$  och redovisas ej här.

#### 3.1.5.1 Beräkning av $\beta_{\text{efter}}$ för fallet egentygnd

Nedan presenteras de delement som utsätts för de största belastningarna för respektive scenario då konstruktionen endast belastas med sin egentygnd. För de fall då själva bågen alternativt dragstaget kollapsar sker en total kollaps av strukturen, och därför utelämnas dessa fall här. De kollapsade elementen är samma som presenterades under rubrik 3.1.1. Var det aktuella elementet återfinns redovisas i fig. 18 kopplat till siffrorna nedan.

##### Kollaps av underram

1. Mest utsatta snittet i bågen för både moment plus normalkraft samt för tvärdrag.
2. Den avstyvning som utsätts för störst normalkraft.

##### Kollaps avstyvning

3. Mest utsatta snittet i bågen för både moment plus normalkraft samt för tvärdrag.
4. Den del av underramen som utsätts för den största tryckande spänningen.

##### Reduktion av antalet dragstag

5. Mest utsatta snittet i bågen för både moment plus normalkraft samt för tvärdrag.
6. Den del av underramen som utsätts för den största tryckande spänningen.
7. Den avstyvning som utsätts för störst normalkraft.

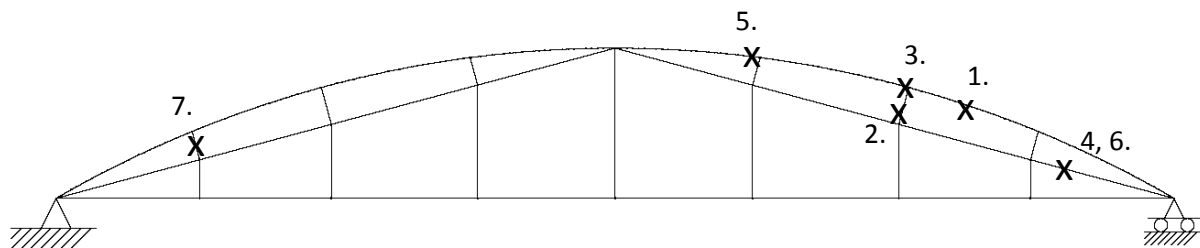


fig. 18 Brottmodernas placering i takkonstruktionen

### 3.1.5.2 Beräkning av $\beta_{\text{efter}}$ för max snölast varje år

Snölastens storlek och placering är samma som vid beräkandet av  $\beta_{\text{före}}$ . Nedan presenteras de aktuella delementen, fig. 19 enligt samma förfarande som i kapitel 3.1.5.1.

#### Kollaps underram

1. Mest utsatta snittet i bågen för både moment/normalkraft samt för tvärdrag.
2. Den avstyvning som utsätts för störst normalkraft.

#### Kollaps avstyvning

3. Mest utsatta snittet i bågen för både moment/normalkraft samt för tvärdrag.
4. Den del av underramen som utsätts för den största tryckande spänningen.

#### Reduktion av antalet dragstag, till tre stycken

5. Mest utsatta snittet i bågen för både moment/normalkraft samt för tvärdrag.
6. Den del av underramen som utsätts för den största tryckande spänningen.
7. Den avstyvning som utsätts för störst normalkraft.

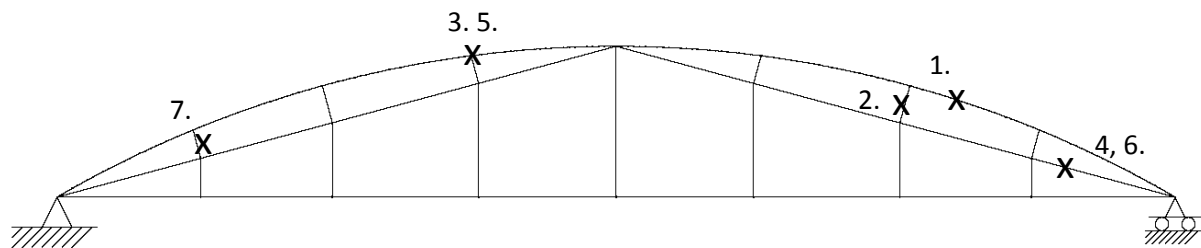


fig. 19 Brottmodernas placering i takkonstruktionen

### 3.1.5.3 Beräkning av $\beta_{\text{efter}}$ för mest trolig snölast

Genom att slumpmässigt välja ut en dag på året kan en mest trolig snölast erhållas. Denna last tas fram genom att först studera det samband som finns mellan maximal snölast för ett år ( $S_i$ ) och tiden som snö ligger på marken ( $T_i$ ). Dessa parametrar antas vara fullständigt korrelerade. [23]

$$T_i = k * S_i \quad k = \frac{\mu_T}{\mu_S} \quad [23]$$

$$\mu_T = 0,4 \text{ år} \quad (\text{medelvärde för tid med snö på marken i Rättvik}) \quad [23]$$

$$\mu_S = 1,47 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{tidigare framtaget medelvärde från Gumbelfördelning})$$

För ovanstående förhållanden och samband har antagandet gjorts att snöförhållandena i Rättvik och Umeå är likvärdiga.  $S_i$  begränsas uppåt till  $1/k$  på grund av att  $T_i$  som störst kan anta värdet 1år.

Sambandet mellan snöns maxvärde och varaktigheten kan beskrivas med nedanstående figur.

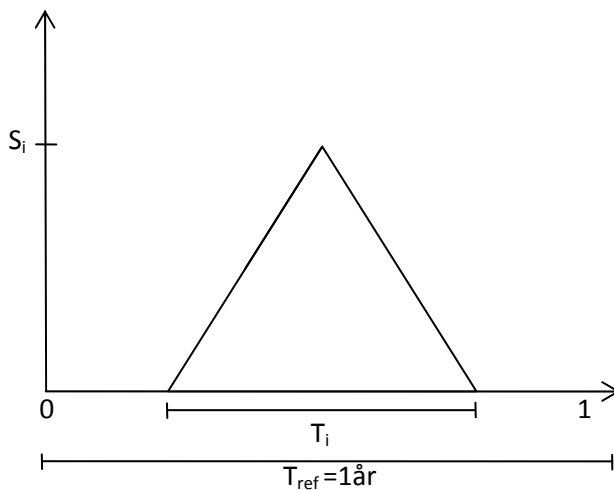


fig. 20 Samband mellan snölast och snöns varaktighet

Det intressanta är att ta fram snölasten vid en slumpmässigt vald tidpunkt under året. Denna simulering gjordes med hjälp av MATLAB [C] för så många år att lösningen slutligen konvergerade mot ett medelvärde, i detta fall gjordes simuleringen upp till  $10^5$  gånger.

Simuleringen utfördes genom att först ta fram ett värde på  $S_i$ , tillhörande en Gumbelfördelning, och sedan beräkna ett värde på  $T_i$  utifrån detta. Därefter slumpas en tidpunkt på året (ett värde mellan 0 och 1) varpå det tillhörande värdet på snölasten, enligt triangelfunktionen i fig. 20, tas ut.

Triangelfunktionen i sig beskrivs med tre separata funktioner beroende på var på tidsaxeln man befinner sig. Uträkningar och samband beskrivs utförligare i Bilaga A.

Medelvärde kan sägas beskriva den mest troliga snölasten under en slumpmässigt vald tidpunkt under året och har följande värde:

$$S_{medel} = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

Eftersom att medelvärdet för den tid som det ligger snö på marken är  $\mu_T = 0,4$  år innebär det att den erhållna mängden data består av ca 60 procent nollor, dvs. alla de fall då det är barmark under ett år. Hela denna datamängd är omöjlig att anpassa till en fördelningsfunktion. Istället görs sannolikhetsberäkningen i COMREL [B] för fallet *given snölast*. Den sannolikhet som erhålls räknas sedan om för att gälla en slumpmässigt vald tidpunkt på året.

För det fallet att snölast är givet kan värdena anses följa en Weibullfördelning. Med hjälp av MATLAB [C] tas sedan ett medelvärde och en standardavvikelse till funktionen fram.

Medelvärde och tillhörande standardavvikelse på snölasten givet att det är snö:

$$S_{\mu,snö} = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 0,64 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{standardavvikelse})$$

$$P(\text{snö}) = 0,4 \quad (\text{sannolikhet att det är snö})$$

Sannolikheten för brott en helt slumpvist vald dag under året fås sedan genom följande samband

$$P(\text{kollaps}) = 0,4 * P(\text{brott}|snö) + 0,6 * P(\text{brott}|ej snö)$$

### Beräkning av $\beta_{\text{efter}}$ för snölast vid godtyckligt vald tidpunkt på året

Nedan presenteras de aktuella delementen, fig. 21 enligt samma förfarande som i kapitel 3.1.5.1.

#### Kollaps av underram

1. Mest utsatta snittet i bågen för både moment plus normalkraft samt för tvärdrag.
2. Den avstyvning som utsätts för störst normalkraft.

#### Kollaps avstyvning

3. Mest utsatta snittet i bågen för både moment plus normalkraft samt för tvärdrag.
4. Den del av underramen som utsätts för den största tryckande spänningen.

#### Reduktion av antalet dragstag

5. Mest utsatta snittet i bågen för både moment plus normalkraft samt för tvärdrag.
6. Den del av underramen som utsätts för den största tryckande spänningen.
7. Den avstyvning som utsätts för störst normalkraft.

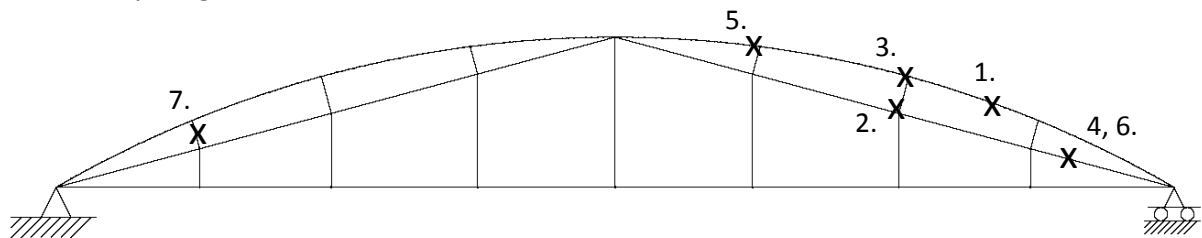


fig. 21 Brottmodernas placering i takkonstruktionen



### 3.1.6 Presentation av $\beta$ – värden

Nedan presenteras tre olika scenarier för kollapsande element. I figurerna redovisas värdet på  $\beta$  för respektive delement dvs. sannolikheten för kollaps hos elementet då en given del i strukturen har kollapsat. I fig. 22 visas till exempel brottsannolikheten för olika brottmoder då underramen har kollapsat. De fyra olika färgade staplarna i diagrammet representerar olika lastfall. Lastfallet "oskadad konstruktion" representerar  $\beta_{före}$  och finns med som ett konstant jämförelsevärde i varje diagram. Likt tidigare så redovisas inte fallet då bågen alternativt dragstaget kollapsar då detta leder till en total kollaps av hela strukturen.

Då underramen kollapsat enligt vad som står beskrivet i kapitel 3.1.1 "Kritiska punkter" så erhålls säkerhetsindex enligt fig. 22. Konstruktionen kommer således inte att kollapsa till följd av en skadad underram, förutsatt att strukturen inte utsätts för stora yttre laster. En slumpmässigt vald dag på året så kommer den alltså fortfarande att kunna uppfylla sin funktion.

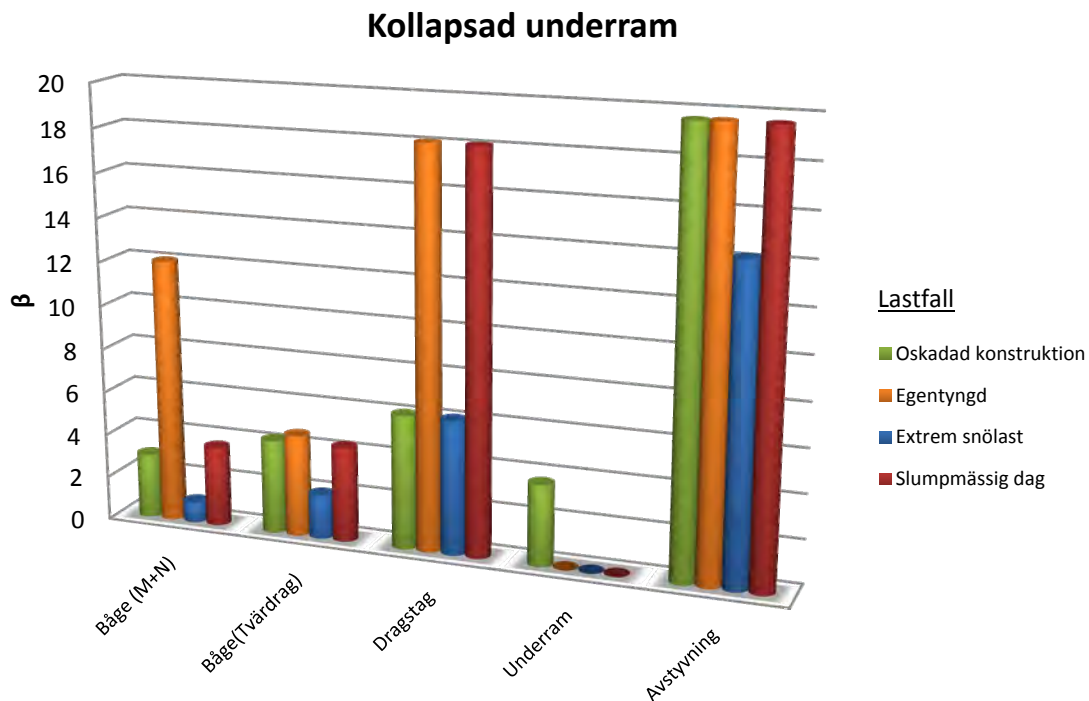


fig. 22 Diagram över säkerhetsindex för olika snitt givet kollapsad underram.

I fig. 23 redovisas hur ett brott i en avstyvning påverkar konstruktionen. Underramen är den enda delen som får en märkbar påkänning, även om värdena visar att det knappast föreligger någon risk för kollaps.

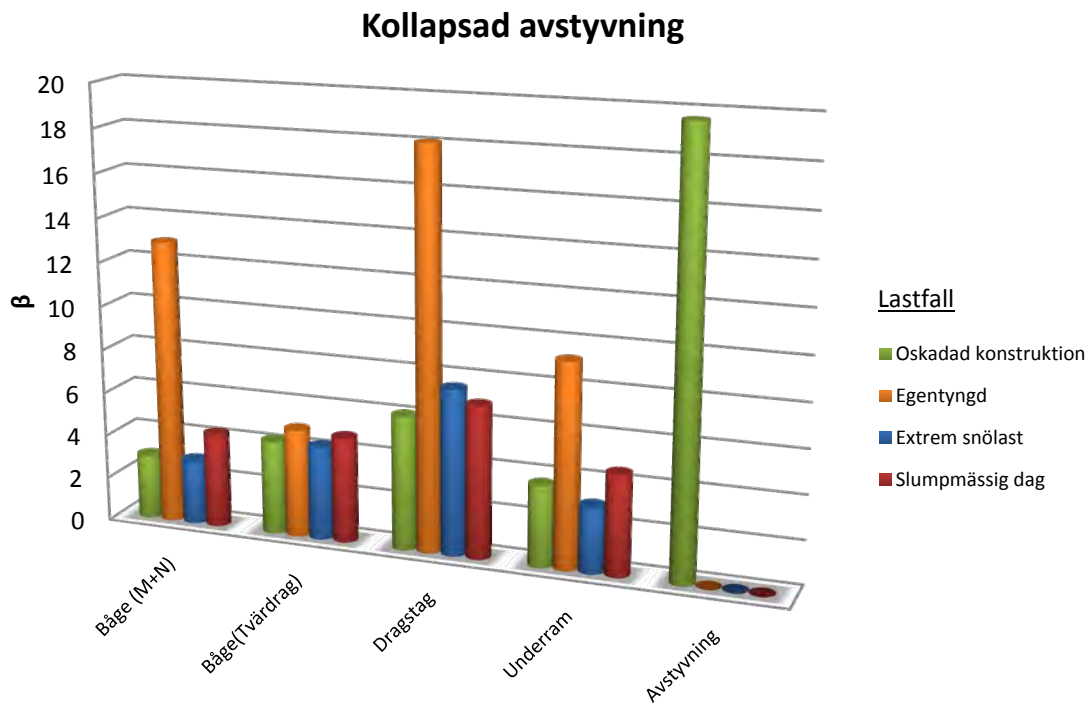


fig. 23 Diagram över säkerhetsindex för olika snitt givet kollapsad avstyvning.

Nedan presenteras olycksfallet då dragstagets area har reducerats, fig. 24. Här syns att denna reduktion inte påverkar konstruktionen i övrigt i någon betydande omfattning. Man kan därmed säga att systemet besitter en redundans vilket medför att ett visst skydd mot fel i konstruktionen finns inbyggt.

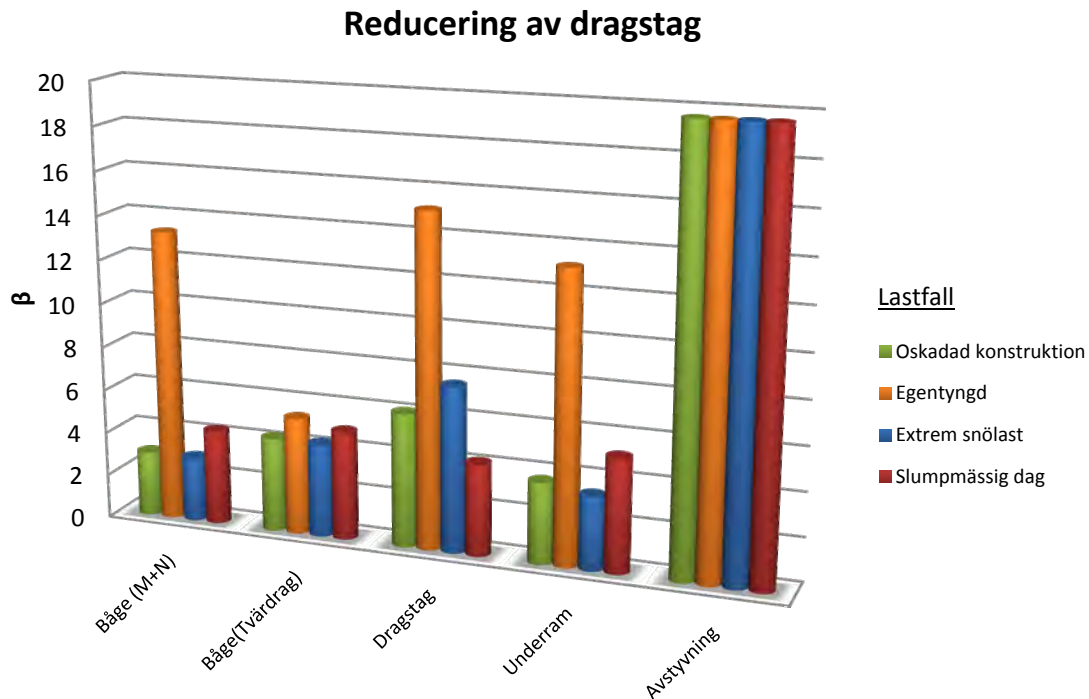


fig. 24 Diagram över säkerhetsindex för olika snitt då dragstagets area är reducerad till hälften

### 3.1.7 Utvärdering av erhållna värden

JCSS [20] föreslår värden på  $\beta$  som strukturen bör uppfylla beroende på risk för dödsfall och vilken kostnadsinsats som krävs för att rädda ett människoliv för en viss byggnad. JCSS [20] rekommenderar att  $\beta = 4,2$  alternativt  $\beta = 4,4$  för denna typ av byggnad. Enligt BKR [25] ska  $\beta = 4,8$  i säkerhetsklass 3.

För den utvärderade takstolen ovan så erhålls ett  $\beta = 2,96$  för bågen och  $\beta = 3,71$  för underramen, vilket kan tolkas som att sannolikheten för kollaps är för hög. Detta kan dock bero på den förenklade modellen av träkonstruktionen som t.ex. inte tar hänsyn till olinjärt beteende, hur snölasten modelleras och uppskattas samt modelleringen av strukturens knutpunkter och infästningar.

### 3.2 Fotbollshall i Vara

Fotbollshallen som är uppförd i Västergötland har en längd på ca 79m och en takkonstruktion med spännvidden 48,7m. Takstolarna består av sadelfackverk utförda i stål av typen SWL S16 Nr 130-110-100 från SWL Stålkonstruktioner AB. Takstolarna ligger med ett inbördes avstånd om 5,925m och överlagras av en takplåt.

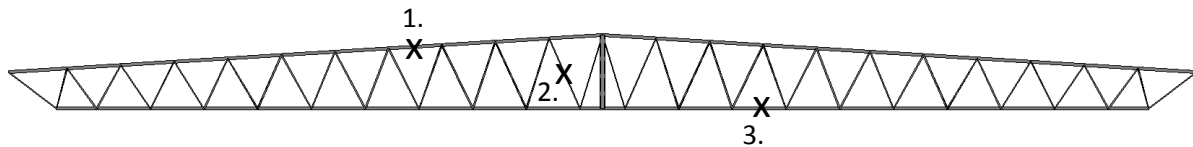
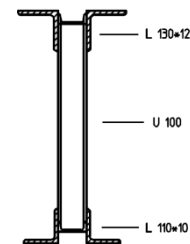


fig. 25 Stålfackverksbalk med spännvidden 48,7m

1. Överram, 2st vinkelstång L130x130x12
2. Diagonal, U-stång U100
3. Underram, 2st vinkelstång L110x110x10



Allt stål är av kvalitet S355 och dimensioneringen utförs i säkerhetsklass 3. Takstolen är upplagd på pendelpelare av stål.

fig. 26 Tvärsnitt hos fackverksbalken

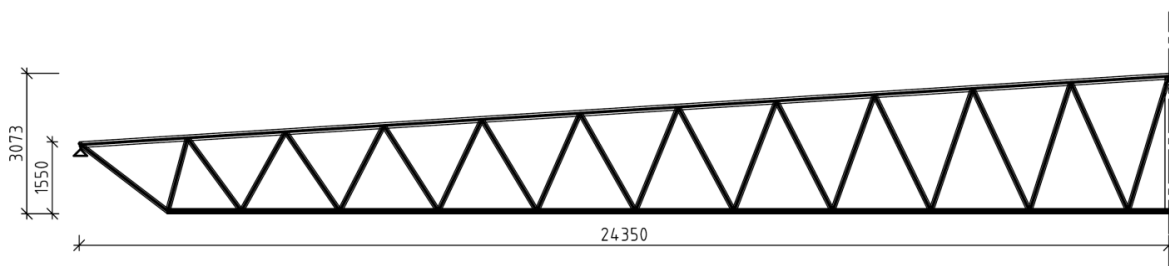


fig. 27 Halva fackverksbalken med måttsättning

#### Laster:

Konstruktionen är dimensionerad i snözon 1,50kN/m<sup>2</sup>.

Egentyngden hos takkonstruktionen är 0,25kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.1 Beräkning av $\beta_{före}$

Beräkningarna görs enligt metoden med lastfaktorer vilken beskrivs i 3.1.4.

$\beta_{före}$  beräknas för följande ingående komponenter i takstolen:

1. Änddiagonal (Tryckande normalkraft)
2. Överram (Moment + tryckande normalkraft)
3. Underram (Moment + tryckande normalkraft)
4. Mittdiagonal (Tryckande normalkraft)

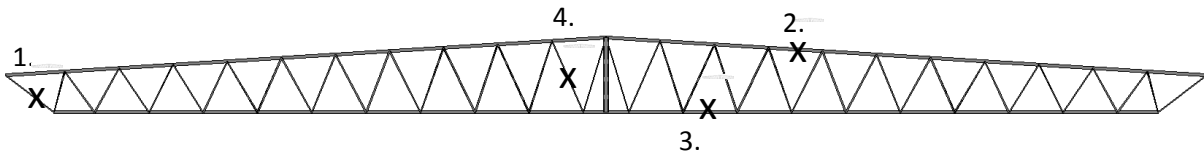


fig. 28 Brottmodernas placering i takkonstruktionen

Momentet som uppstår i diagonalerna är så pass litet att det kan försummas. En kontroll för att bestämma vilken tvärsnittsklass de olika stålprofilerna tillhör visar att inget av tvärsnitten behöver reduceras.

Beräkningarna för  $\beta_{före}$  samt  $\beta_{efter}$  görs endast för ett lastfall bestående av egentyingden hos takstolen och takkonstruktionen, detta för att avgränsa arbetet.

#### Data för COMREL-beräkningar

	Variabel	Fördelning	Förväntat Värde	Variationskoefficient (COV)	Källa
Stål	$f_{yk}$	Lognormal	399MPa	0,07	[20]
	A	Normal	1*	0,04	[20]
	E	Lognormal	221GPa	0,03	[20]
Laster	$G_{tak}$	Normal	0,25kN/m <sup>2</sup>	0,1	[20]
	$G_{stål}$	Normal	77kN/m <sup>3</sup>	0,01	[20]
	$X_r$	Lognormal	1	0,05	[19]

Medelvärdet av en lognormalfördelning tas fram på liknande vis som vid en Gumbelfördelning enligt kapitel 3.1.2.

Stålets hållfasthet följer en lognormalfördelning med  $COV = 0,07$

$$f_{yk} = 355MPa, \text{ förväntat värde } 1,124 * 355 = 399MPa$$

Stålets E-modul följer en lognormalfördelning med  $COV = 0,03$

$$E_k = 210MPa, \text{ förväntat värde } 1,051 * 210 = 221GPa$$

### 3.2.2 Beräkning av $\beta_{\text{efter}}$

Beräkningen av  $\beta_{\text{efter}}$  görs på samma sätt som i kapitel 3.1.5. Nedan presenteras de fyra olika scenarierna för kollapsande delement i fackverksbalken. I figurerna redovisas värdet på  $\beta$  för respektive delement dvs. sannolikheten för kollaps hos elementet då en given del i strukturen har kollapsat. Som referensvärde visas även betavärdet för de aktuella elementen då strukturen är oskadad, även här belastas konstruktionen av endast egentyngd. I fig. 29 visas brottsannolikheten för olika brottmoder då änddiagonalen har kollapsat. Det framgår av diagrammet att överramen kollapsar då denna diagonal tas bort ur strukturen. Detta syns även tydligt då fallet analyseras i Ramanalys och konstruktionen blir hängande i överramen varvid det framgår att själva funktionen hos konstruktionen är satt ur spel, fig. 30.

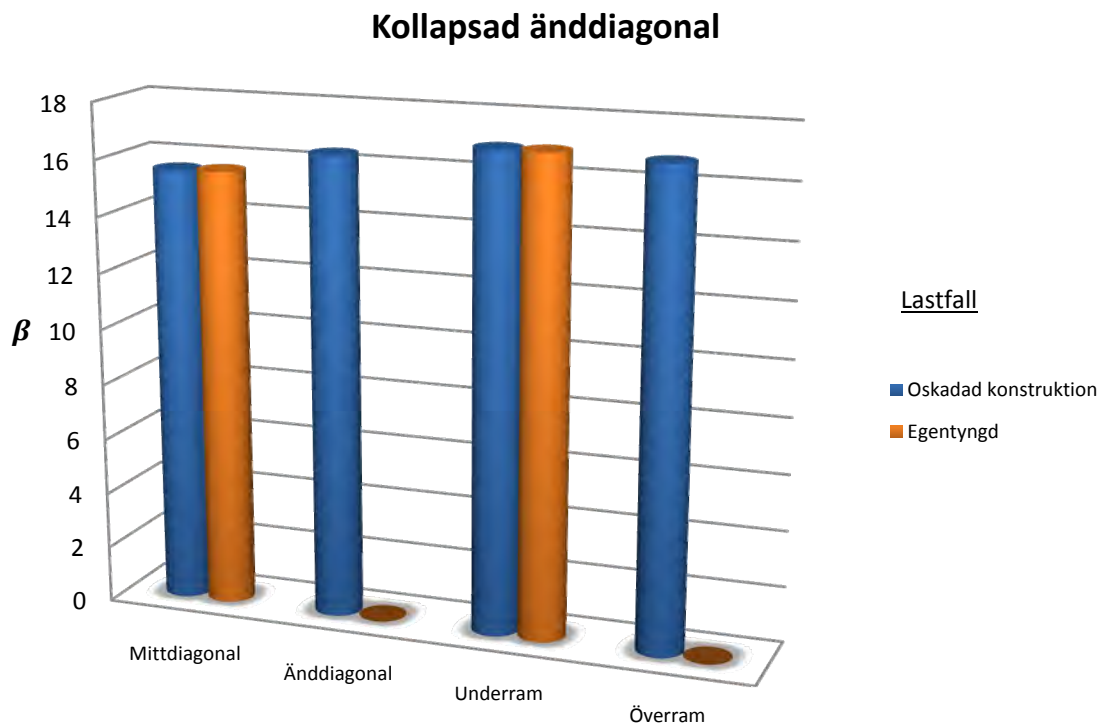


fig. 29 Diagram över säkerhetsindex för olika snitt givet kollapsad änddiagonal

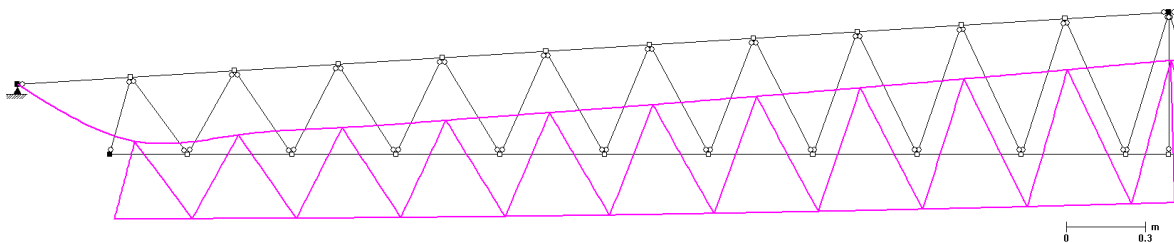


fig. 30 Deformationsfigur då änddiagonalen kollapsar

Då överramen kollapsar försvinner hela funktionen hos konstruktionen med en total kollaps som följd, därför visas inget diagram för denna kollaps.

I fig. 31 så syns att en kollapsad underram leder till en total kollaps av strukturen. Att inte betavärdet för mittdiagonalen redovisas beror på att det elementet i det här fallet blir draget istället för tryckt och en jämförelse går därför inte att göra.

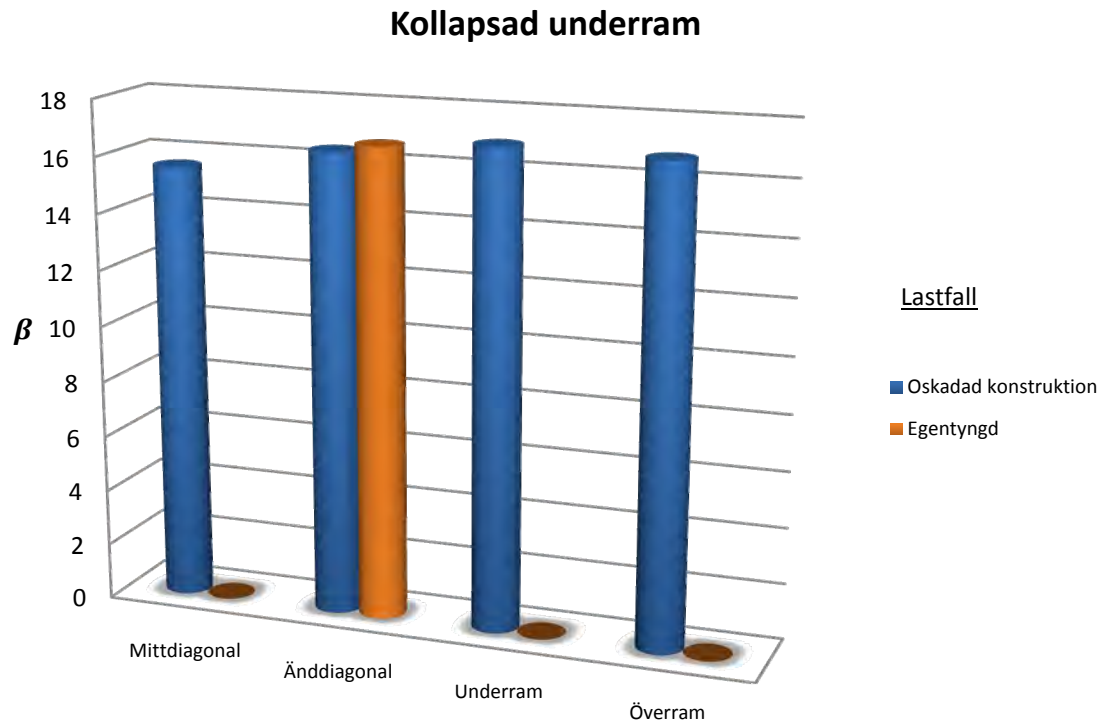


fig. 31 Diagram över säkerhetsindex för olika snitt givet kollapsad underam. Då mittdiagonalen blir dragen i detta fall kan ej en jämförelse med  $\beta$  för den oskadade konstruktionen göras då denna var tryckt.

Då mittdiagonalen kollapsar kommer konstruktionen fortfarande att fungera även om betavärdet försämras avsevärt. Som synes i fig. 32 så är det underramen som påverkas i störst utsträckning, detta på grund av att momentet ökar kraftigt.

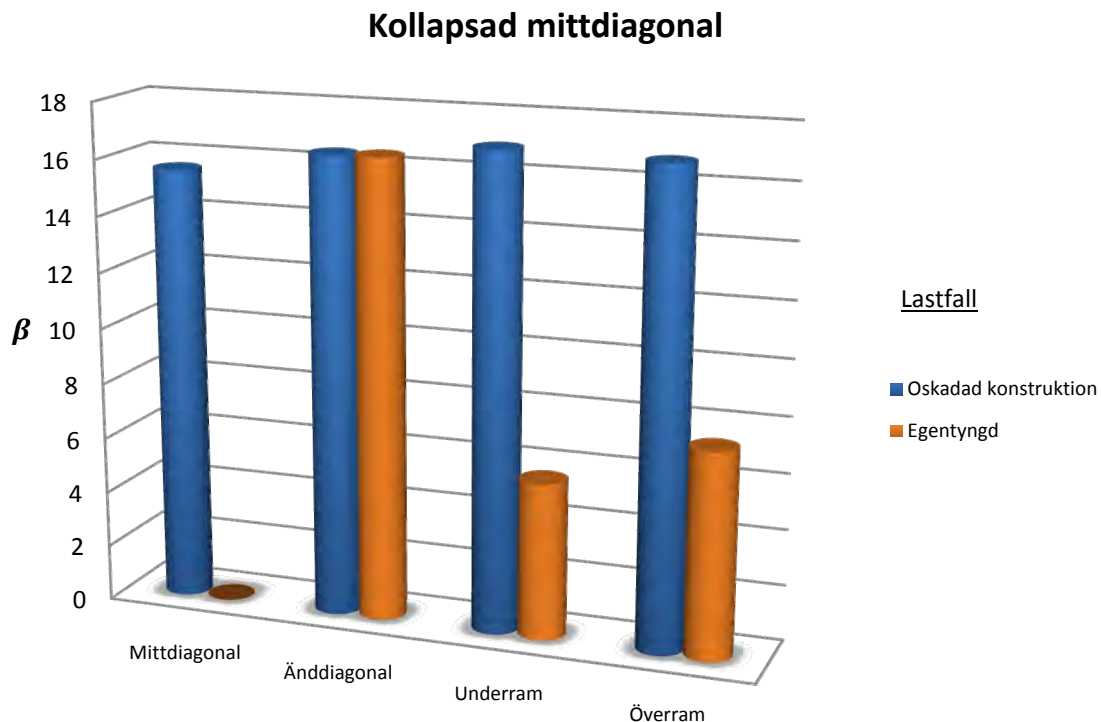


fig. 32 Diagram över säkerhetsindex för olika snitt givet kollapsad mittdiagonal

### 3.2.3 Utvärdering av byggnadens robusthet

Genom att utvärdera takstolen enligt metoden ovan kan slutsatsen dras att den inte är robust då vissa kritiska element skadas. En skada på överramen, underramen eller någon av änddiagonalerna leder till en total kollaps av hela takstolen, dock kan konstruktionen klara att en av mittdiagonalerna skadas. De höga  $\beta_{före}$  värdena som erhålls för strukturen då den är belastad med sin egentyngd, vilket skulle antyda en hög robusthet, är alltså något missvisande för denna typ av fackverkstakstol.

En brist i den föreslagna metoden att utvärdera konstruktionens robusthet är att analysen endast sker för en separat takstol. För att analysen skall bli fullständig krävs det att hänsyn tas till systemet som helhet, till exempel måste det beaktas att takstolarna kan vara sammankopplade via takåsar och takplåt.





## 4 Lösningar för ökad robusthet

I detta kapitel presenteras olika lösningar som syftar till att förbättra robustheten hos de tidigare utvärderade byggnaderna. Lösningarna skall förhindra att delar av taket rasar in då en takstol kollapsar och därigenom minimera risken för förlust av människoliv i lokalen. Detta görs enligt principen för alternativa lastvägar som beskrevs i kapitel 2.3. Metoden att sektionindela byggnaden och på så sätt tillåta kollaps av en begränsad sektion anses i detta fall inte vara ett alternativ. Även en isolerad kollaps av endast en takstol innebär att ca 1000m<sup>2</sup> tak rasar in vilket skulle medföra katastrofala följder för en fullsatt arenalokal.

Principerna kommer att vara samma för de två olika byggnaderna. Dock kommer detaljutformning och dimensionering att skilja i stor omfattning. Här presenteras endast princip och metod baserat på överslagsmässiga beräkningar vilka måste förfinas och anpassas för varje enskilt fall. Lösningarna kommer dock att vara tillämpbara på många konstruktioner av liknande typ som de som behandlats här.

## **4.1 Bandyarena i Rättvik**

Nedan presenteras två skilda metoder för att förhindra att delar av takkonstruktionen rasar in då en av takstolarna kollapsar. Först presenteras en lösning med vajrar som fångar upp bågen då den kollapsar. Vajrarna träs över och under bågarna i byggnadens längdled och förankras sedan i gaveln.

Den andra metoden bygger på längsgående, kontinuerliga stålprofiler vilka kan monteras antingen på bågens ovan- eller undersida. Profilerna kommer i detta fall att placeras på bågens undersida för att inte interferera med konstruktionens funktion och utformning i övrigt. I ett annat fall kan en montering på ovansidan vara att föredra då man då samtidigt kan dra fördel av profilernas funktion som takåsar som en naturlig del av takkonstruktionen. I båda fallen skall stålprofilerna ha en tillräcklig böjstyvhet för att, genom moment, kunna bära upp en kollapsad båge.

Båda dessa metoder förutsätter att den ovanpåliggande takplåten klarar att deformeras utan att brott sker i någon av skarvarna eller infästningarna vilket kan uppnås med hjälp av kraftig omlottläggning och speciellt utförda kopplingar.

### 4.1.1 Vajerlösning

Denna lösning bygger på att vajrar träs över och under takbalkarna i hela byggnadens längd, fig. 33. Metoden att trä vajrarna över och under ger en fördelaktig vinkel då den kollapsade takstolen bärs underifrån.

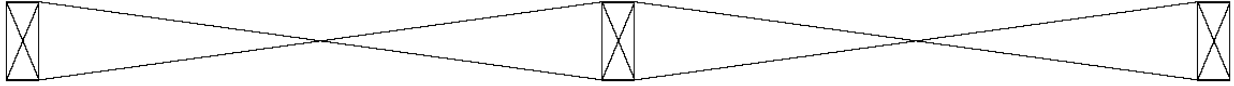


fig. 33 Principskiss över vajerdragning mellan takstolar.

Detaljlösningarna för infästning av vajern i bågen görs på ett sådant sätt att vajern vid monteringsstillfället endast behöver läggas an mot takstolen. Vajern läggs på en fabriksmonterad plåt och hålls sedan på plats med ytterligare en plåt som monteras på arbetsplatsen, fig. 34. Spåren i plåtarna är större än vajern och ger en relativt friktionsfri infästning.

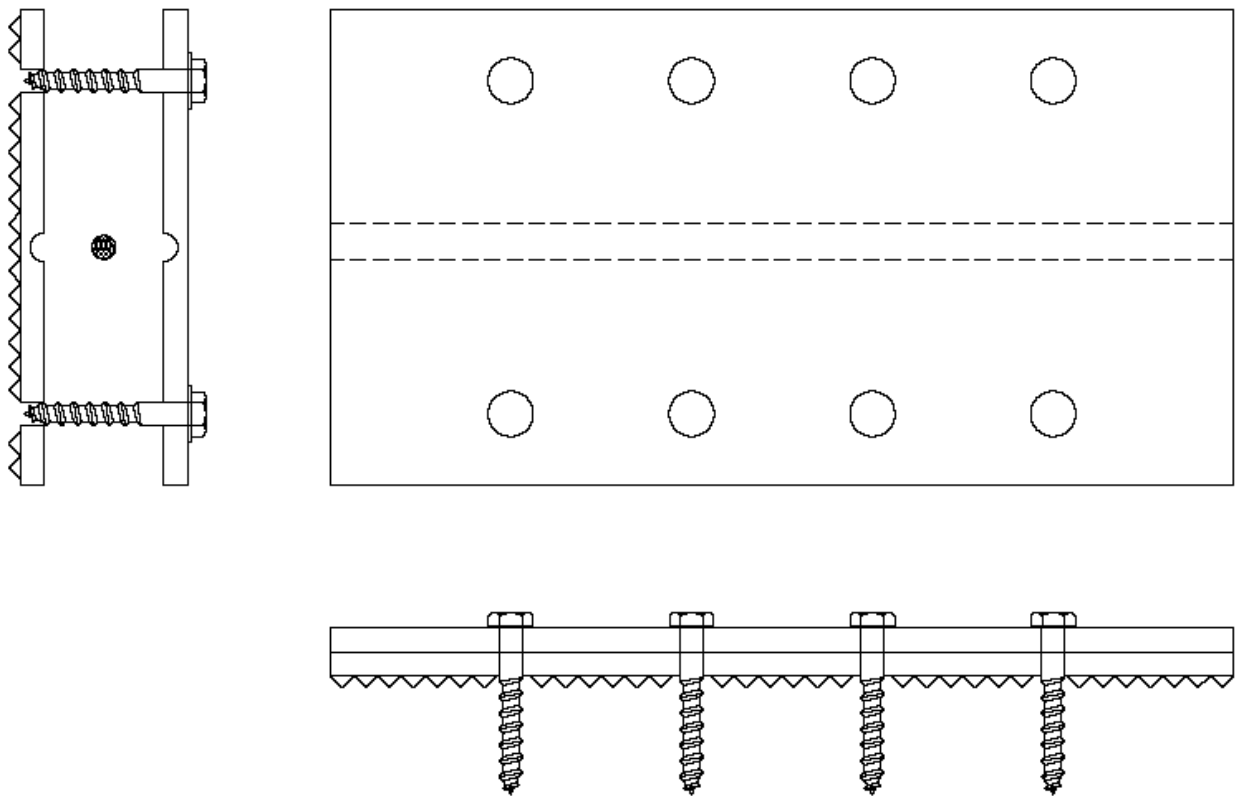


fig. 34 Detaljlösning för infästning av vajer i båge. Undre halvan fabriksmonteras och den övre monteras på arbetsplatsen då vajern läggs på plats.

Linorna förankras slutligen i byggnadens gavelbalk enligt fig. 35 och fig. 36. Den dragande normalkraften från vajrarna tas upp genom kryss bestående av dragna vajerelement och tryckta VKR-profiler mellan de yttersta två takbågarna, fig. 35 och fig. 37. Denna fackverklösning i takkonstruktionen för ner krafterna till vindkryssen i byggnadens långsidor.

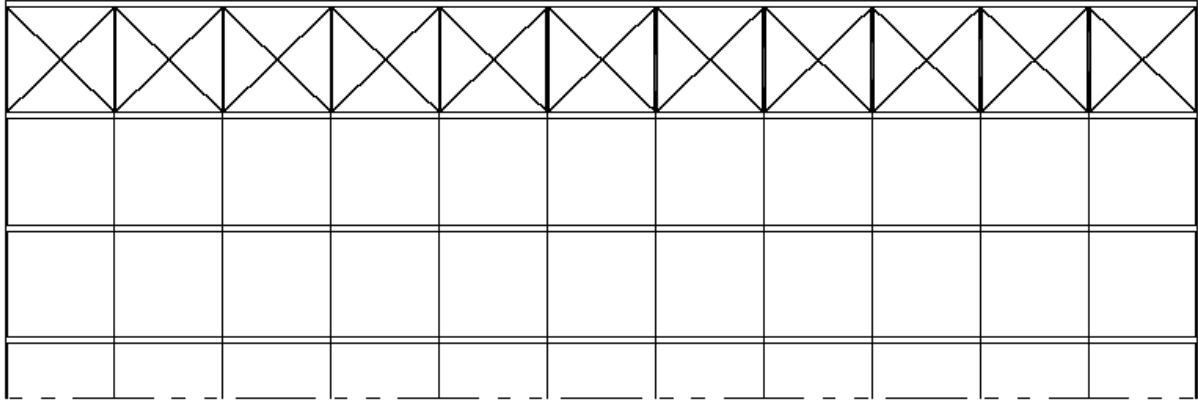


fig. 35 Del av takplan som visar fackverklösningen i takkonstruktionen bestående av tryckta VKR-profiler och dragna vajrar.

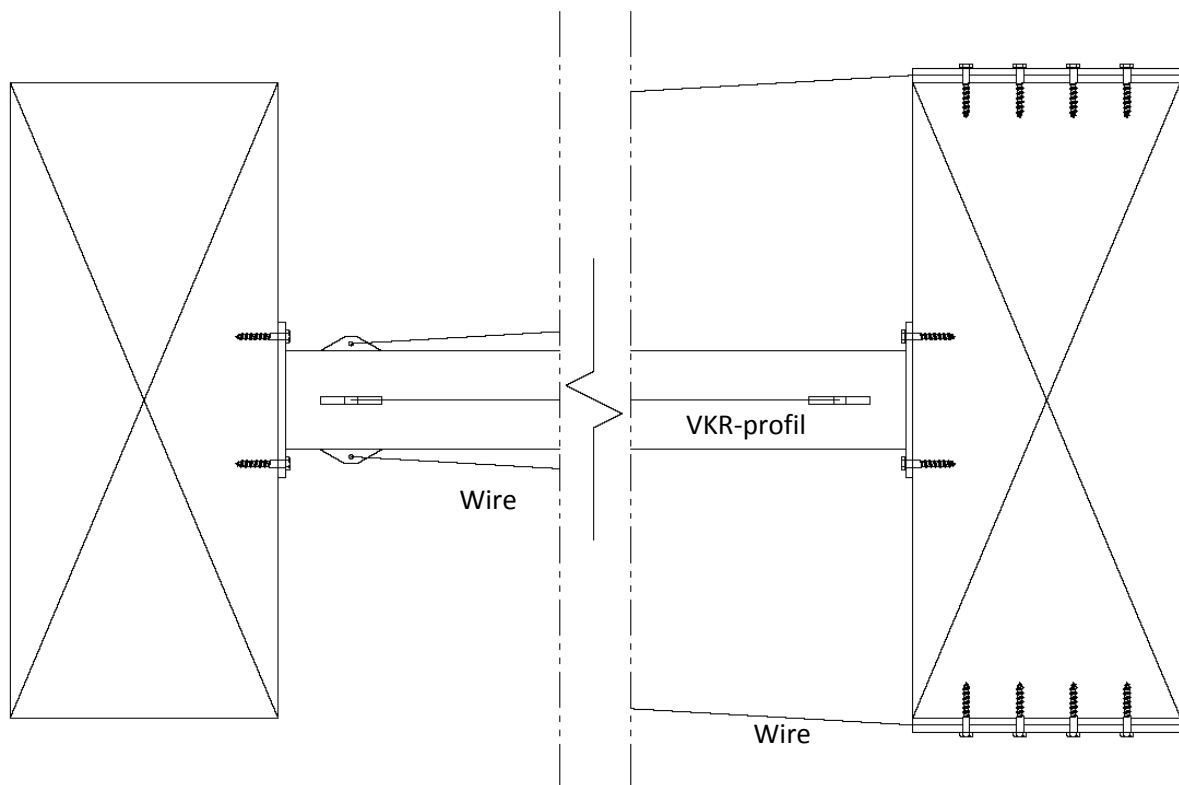


fig. 36 Vajerdragning sett från sidan. Till vänster visas hur linorna förankras i VKR-profilen i anslutning till den sista bågen. Till höger syns hur vajrarna dras på bågens under- och överkant. Bilden har snittats i mitten och utelämnar en sektion om cirka sex meter.

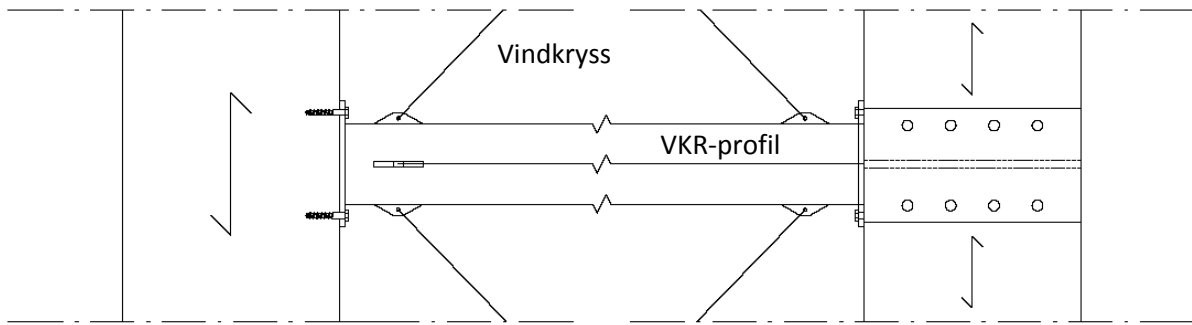


fig. 37 Samma som fig. 36 sett ovanifrån. Här visas även vajerinfästningarna i krysskonstruktionen som ska föra ner krafterna till krysstagen i byggnadens långsidor. Bilden har snittats i mitten och utelämnar en sektion om cirka sex meter.

Totalt används 20st vajrar varav endast hälften kommer att vara aktiva vid en olyckssituation. Vajrarna spänns upp med vantskruv eller liknande då de monterats. Denna uppspanning görs för att minimera dynamiska effekter vid en kollaps. När vajrarna bär bågens tyngd så sker en töjning i stålet vilket medför att bågen kommer att hänga ned kraftigt. Denna nedböjning är gynnsam för systemet som sådant då kraften i vajrarna minskar med ökad nedböjning eftersom den lyftande vinkeln blir mer gynnsam. Nedan följer en beräkning som bygger på antaganden men som ändå anses ge ett rimligt mått på de krafter som ingående komponenter utsätts för.

I fig. 38 syns måtten hos systemet som det ser ut i oskadat tillstånd. När sedan en kollaps sker så kommer vajrarna att töjas. Ett rimligt värde på tillåten töjning av vajrarna sätts här till 1%, för att inte få för kraftig nedböjning för takplåten (gränstöjningen hos stål av denna typ är ofta över 4%). Då vajrarna löper friktionsfritt längs hela byggnadens längd så sätts den totala längden hos respektive vajer lika med denna, nämligen ca 120m.

$$\Delta l = \varepsilon * L = 0,01 * 120 = 1,2m$$

Förlängning av en vajer

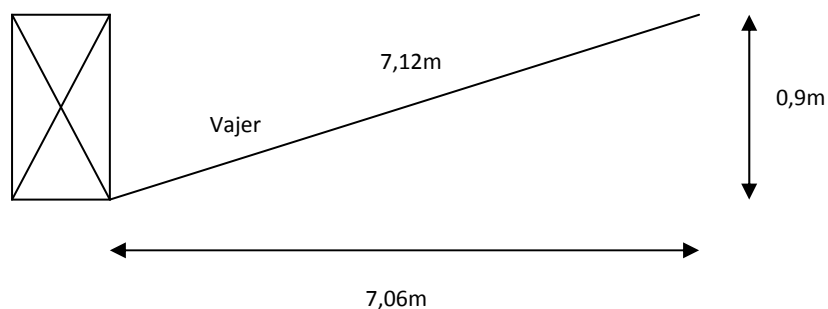


fig. 38 Vajerlösning i ej kollapsat tillstånd

Detta innebär att vajern i fig. 38 blir 0,6m längre. Med bibehållet c/c mellan takstolarna innebär denna förlängning att bågen kommer att hänga ned över två meter enligt nedan.

$$\sqrt{(7,12 + 0,6)^2 - 7,06^2} = x + 0,9m$$

$$x = 2,2m$$

Takstolens egentyngd är ca 230kN och den vikt från taket som tas upp av en takstol är ca 240kN. Ovanstående nedböjning skulle innebära att vajerns bärande vinkel skulle bli 24°. Då takstolen kommer att bäras av 10st vajrar åt gången blir kraften (P) i varje vajer följande:

$$\sin 24^\circ = \frac{230 + 240}{2 * 10P} \rightarrow P = 58kN$$

En rimlig tillåten förlängning av vajrarna måste bestämmas för det enskilda fallet, dock är det viktigt att man kan tillåta en tillräcklig töjning för att inte få för stora laster i byggnadens gavel. De två intilliggande bågarna som skall ta upp den vertikala komponenten av kraften i vajern bör även dimensioneras för dessa punktlaster. I det här fallet klarar de intilliggande bågarna belastningen, enligt en överslagsmässig kontroll i Ramanalys [A]. Det är även viktigt att kontrollera att takplåten klarar att deformeras så pass kraftigt som det förutsätts i detta fall. Det kan göras genom att man på förhand lägger plåtarna kraftigt omlott och utför skarvningar och kopplingar på så sätt stora deformationer kan tillåtas utan att brott uppstår. Dyliga kontroller har inte gjorts i det här fallet då detta endast är en principiell och enkel redovisning av metoden som sådan.

#### 4.1.2 Lösning med stålprofiler

I bågarnas underkant hängs 15st längsgående kontinuerliga VKR-profiler, enligt fig. 39. Deras syfte är att genom sin momentkapacitet bära en kollapsad båge. Lasten tas sedan upp av de två intilliggande bågarna som fungerar som stöd för stålprofilerna. Stålbalkarna är kontinuerliga i hela byggnadens längd vilket ställer höga krav på momentstyva skarvar.

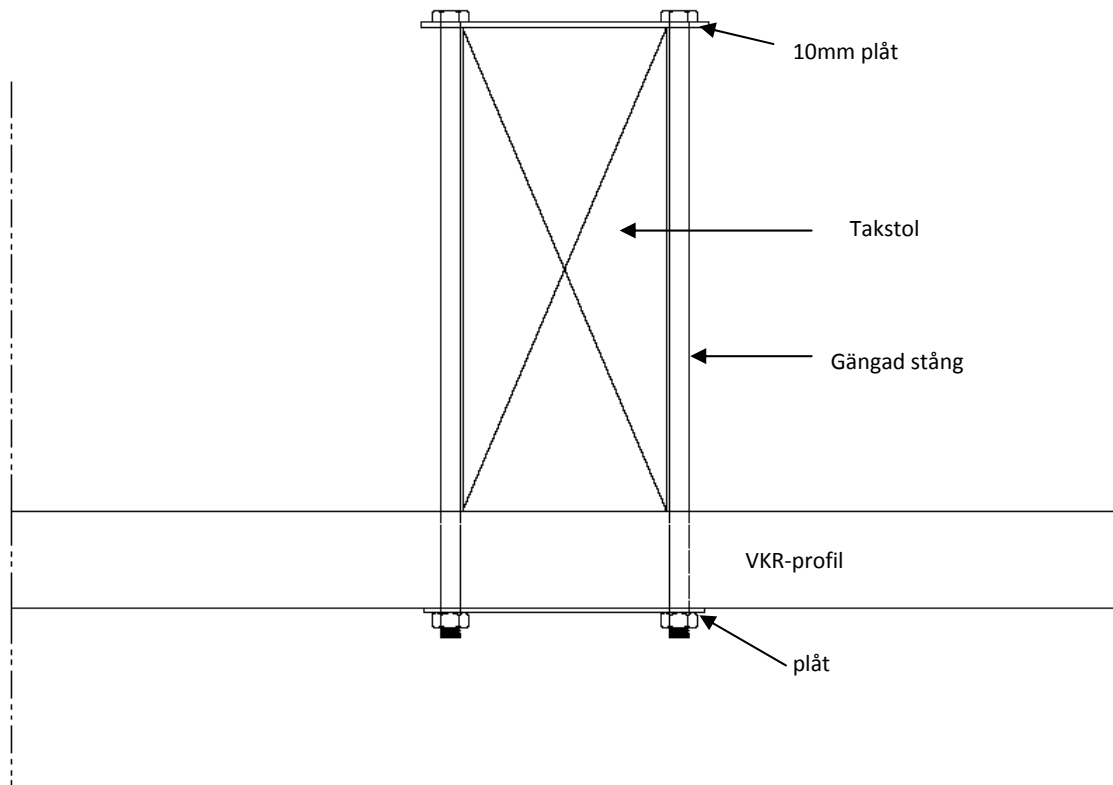
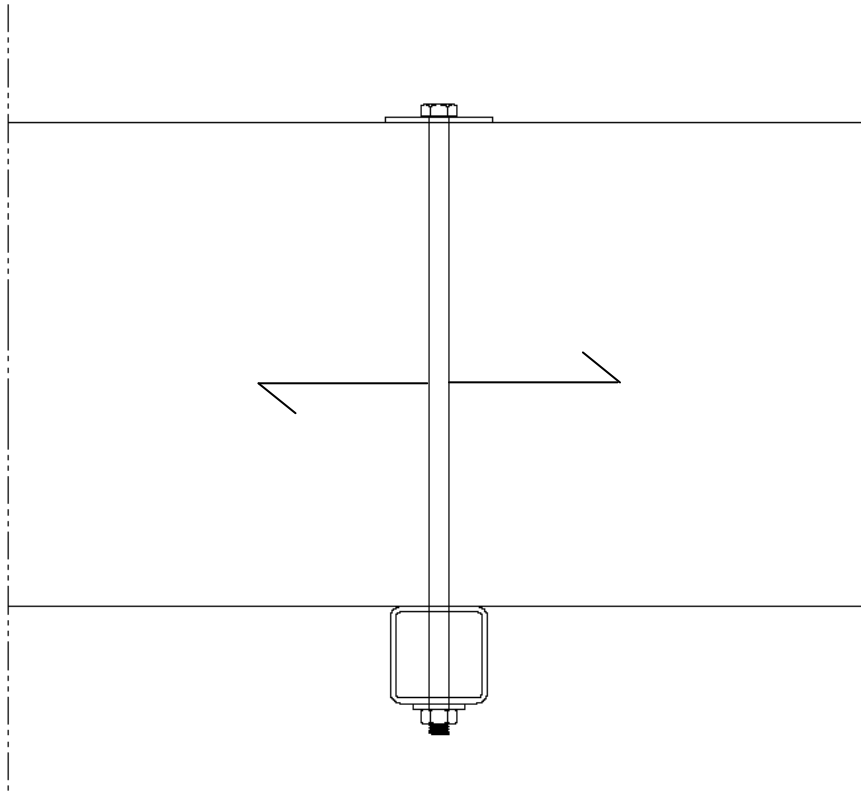


fig. 39 VKR-profil infäst med två gängade stänger. Ovanpå bågen placeras en 10mm plåt med två hål genom vilka stängerna dras. Dessa går sedan ned genom VKR-profilen och fästs med mutter på dess underkant där även en extra plåt läggs för att minska risken för genomstansning.





*fig. 40* Samma som *fig. 39* sett ur en annan vinkel.

En enkel överslagsberäkning med hjälp av programmet Ramanalys [A] gjordes för att ta fram ett lämpligt ståltvårsnitt. Profilerna förutsattes ta lasten från den kollapsade bågen inklusive den yttre takkonstruktionen. Denna förenklade beräkning gav att följande tvärsnitt skulle vara tillräckligt för att bära dessa laster.

VKR 180x180x12,5

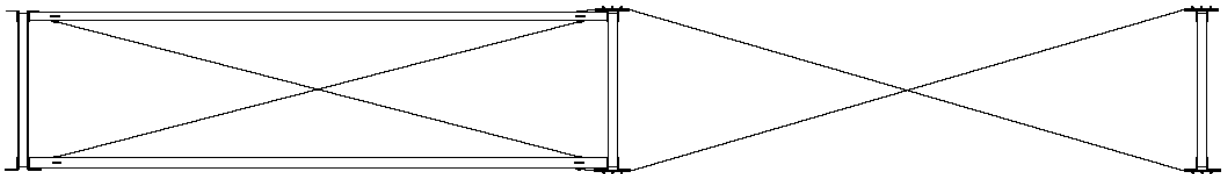
## 4.2 Fotbollshall i Vara

De två nämnda metoderna i kapitel 4.1, vajer- och stålbalsslösning, kan anpassas för att fungera även med fackverkskonstruktionen i fotbollshallen. Principerna kommer fortfarande att vara desamma även om laster och detaljer skiljer.

### 4.2.1 Vajerlösning

Fackverkbalkarnas stora höjd medför att en gynnsam vinkel för vajrarna erhålls relativt enkelt. Samma princip som för bågen, att tillåta en töjning hos vajrarna, gör dessutom att lasterna kan reduceras avsevärt. Beroende på hur mycket balken kan tillåtas att hänga ned så går det även att bära takplåt, inklusive ytterplåt och isolering. Det som begränsar vad som kan anses som acceptabel "nedhängning" vid kollaps är dels den verksamhet, installationer och utformning av lokalen i övrigt, samt att plåten inte ska slitas sönder eller lossna från sitt upplag.

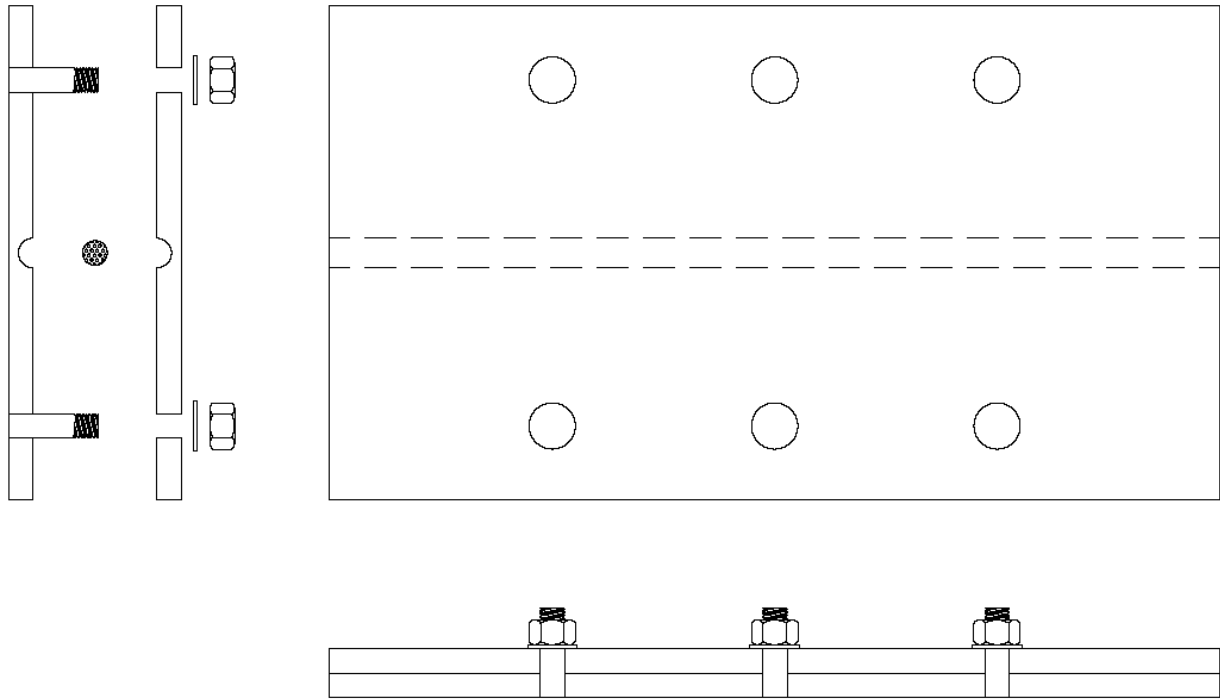
Fackverkens varierande tvärsnittshöjd innebär att vinkeln är som störst i mitten av byggnaden vilket är extra gynnsamt för denna lösning då stora horisontella krafter, just i gavelbalkens mittnytt, givetvis är de mest kritiska.



*fig. 41 Vajerlösning i gaveln. Fackverksbalken till vänster sitter i byggnadens gavel. Denna är kopplad till nästa balk via VKR-profiler och vajrar som ligger diagonalt sett ovanifrån på samma sätt som i fig. 35. Skillnaden är dock att dessa balkar är sammankopplade i både över och underkant.*

I fig. 41 syns hur vajrarna kopplas till gavelbalken. För att förhindra eventuell vridning av systemet, som kan uppstå eftersom endast en av de inkommande vajrarna från höger är belastad, så finns det diagonala vajrar mellan fackverksbalkarna till vänster i figuren.

Här redovisas inga beräkningar eftersom dessa skulle bli väldigt överslagsmässiga då tillåtna nedböjningar och dylikt är så pass beroende av systemets övriga detaljutformningar och lösningar. Istället hänvisas till motsvarande vajerlösning för limträkonstruktionen i kapitel 4.1.1 där principen redovisas något mera ingående.



*fig. 42 Detaljlösning för infästning av vajer i fackverksbalk. Undre halvan svetsas fast och den övre delen monteras på arbetsplatsen på gängtapparna efter att vajern lagts på plats.*

#### 4.2.2 Lösning med stålprofiler

För att öka robustheten hos fotbollshallen i Vara kan tio stycken kontinuerliga VKR-profiler monterats under överramen enligt fig. 43 och fig. 44. Dessa profiler skall dimensioneras för att kunna bära egentygnden hos en takstol över en spännvidd motsvarande två ursprungliga fack. Det är också möjligt att fästa profilerna på ovansidan av överramen för att kunna utnyttja dem som takåsar, fig. 44.

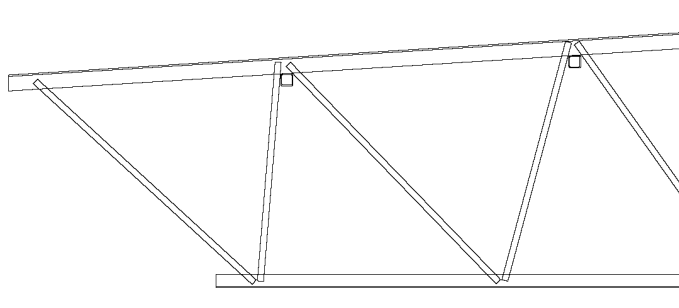


fig. 43 Placering av VKR-profil under överram. Profilerna kan med fördel placeras mellan infästningarna för diagonalerna för att på så vis få bättre lastfördelning i takstolen.

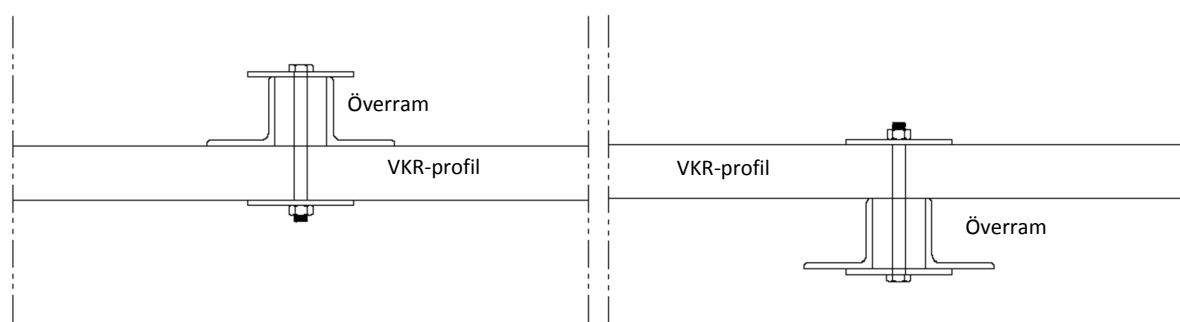


fig. 44 Två alternativa infästningar av VKR-profilerna i takstolens överram. I figuren till vänster har profilerna endast till uppgift att bära en kollapsad takstol vid en olycka, i figuren till höger fungerar de även som takåsar

En överslagsberäkning i programmet Ramanalys [A] gjordes för att finna en lämplig tvärsnittsdimension på VKR-profilerna. Modellen bestod av en stålbalk med längden  $2 * 5,925m = 11,85m$  vilken belastades med en centriskt placerad punktlast motsvarande vikten av en tiondels takstol, samt vikten från ovanliggande takkonstruktion. Följande dimension erhöles:

VKR 100x100x10

Detta är endast ett riktvärde som visar att metoden fungerar som sådan, med rimliga dimensioner på ingående komponenter.



## 5 Slutsats och diskussion

Att utreda en byggnads robusthet är ett komplicerat förfarande som inte finns definierat i några normer. Det finns dock många olika artiklar som behandlar ämnet och som ger förslag på hur en byggnad kan göras mer robust.

I denna rapport har en robusthetsanalys gjorts av takkonstruktionen i två olika idrottshallar. Analysen är baserad på en metod presenterad av P.H. Kirkegaard och J.D Sørensen[19] med en sannolikhetsmodellering av limträ och ståls hållfasthetsegenskaper enligt JCSS [20].

De säkerhetsindex som erhöles från robusthetsanalysen tyder på att risken för kollaps är aningen för hög i fallet för den oskadade limträbågen. Detta kan dock till viss del bero på den förenklade modellen av träkonstruktionen som t.ex. inte tar hänsyn till olinjärt beteende, samt hur snölasten modelleras och uppskattas och modelleringen av strukturens knutpunkter och infästningar.

Då ett delelement tas bort ur strukturen uppstår en total kollaps för två fall, dels då det sker brott i bågen och dels då dragstaget kollapsar. Dessa båda fall är på förhand givna för en konstruktion av den här typen. Det är uppenbart att en bågkonstruktion som denna inte kan uppfylla en bärande funktion och vara stabil då det sker ett brott i själva bågen. Metoden beskriver dock bra vad som sker då underramen eller en avstyvning kollapsar. Då är strukturen fortfarande stabil och relevanta värden på säkerhetsfaktorer kan beräknas. I rapporten har dock ingen hänsyn till hur infästningarna är utförda tagits. Detta är givetvis en brist i analysen eftersom att förbandens utförande och inverkan ofta är avgörande i träkonstruktioner. Det är framförallt tydligt i fallet med avstyvningarna, som endast belastas med en dragande normalkraft, där är det snarare rimligt att anta att ett brott sker i anslutning till ett förband och inte till följd av ett traditionellt dragbrott i träet.

Säkerheten hos stålfackverkshallen i Vara visade sig vara hög i ett oskadat tillstånd. Dock är sannolikheten för totalkollaps stor då något av de kritiska delelementen skadas. Även dessa fall är på förhand uppenbara, liksom för bågkonstruktionen, för det tränade ögat. En mer relevant analys fås då strukturen reduceras med en diagonal placerad mer centralt i konstruktionen, varvid konstruktionen fortfarande är stabil.

Det är svårt att utforma de analyserade takstolarna så att de erhåller en högre robusthet. Ett alternativ är dock att skydda de kritiska elementen mot eventuella olyckor, antingen genom att se till att de inte kan utsättas för en kollisionlast/sabotage eller genom att helt enkelt överdimensionera elementen i fråga. Enklare är dock att förse den sammansatta takkonstruktionen med en lösning som ökar robustheten hos hela systemet i byggnaden.

De lösningar som föreslås för att öka byggnadernas robusthet, vajrar alternativt VKR-profiler, går att anpassa så att de fungerar i fler typer av takkonstruktioner än de som analyserats. Systemens begränsning ligger i att de endast tillåter att en takstol kollapsar, det skulle bli orimligt stora dimensioner på de ingående komponenterna om de skall dimensioneras för att klara av att bära vikten av två eller fler takstolar. Ett annat minus är att de föreslagna systemen kan, om det förekommer systematiska fel i takkonstruktionen, öka risken för en progressiv kollaps, eftersom samtliga element i takkonstruktionen kopplas samman.

Den ökade risken för en stor progressiv kollaps bör vägas mot faran för människoliv då en taksektion rasar in, och en noggrann utvärdering av riskerna med att montera ett av systemen bör göras för varje enskilt projekt.

## 6 Referenser

### 6.1 Litteratur

- [1] F. Knoll, T. Vogel, Structural Engineering Document 11: Design for Robustness, IABSE, 2009.
- [2] M. Holicky, M. Sykora, COST Action TU0601 Robustness of Structures, oktober 2007.
- [3] J. Dalsgaard Sørensen, COST Action TU0601 Robustness of Structures, oktober 2007.
- [4] U. Starossek, M. Haberland, Approaches to measures of structural robustness, IABMAS, Seoul, Korea, 2008
- [5] U. Starossek, M. Wolff, Design of collapse-resistant structures, JCSS and IABSE Workshop on Robustness of structures, 2005
- [6] U. Starossek, Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures, 2006
- [7] U. Starossek, Typology of progressive collapse, 2007
- [8] ArchitectureWeek,  
[http://www.architectureweek.com/2005/0427/news\\_1-1.html](http://www.architectureweek.com/2005/0427/news_1-1.html) 2009-09-14
- [9] American Society of Civil Engineers (ASCE), ASCE 7-05. Minimum design loads for buildings and other structures, 2005
- [10] General Services Administration (GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, 2003.
- [11] Department of Defence (USA), UFC 4-010-01, Unified facilities criteria (UFC), Department of Defence minimum antiterrorism standards for buildings, 2005
- [12] <http://fy.chalmers.se/~f1xjk/FysikaliskaPrinciper/FOREL.lp1/F8/Tacoma.jpg> 2009-09-14
- [13] Indianetzone Construction,  
[http://construction.indianetzone.com/1/long\\_span\\_construction.htm](http://construction.indianetzone.com/1/long_span_construction.htm)  
2009-09-14
- [14] Encyclopædia Britannica, <http://www.britannica.com/EBchecked/topic/83859/building-construction/59319/Long-span-buildings#ref=ref313265>  
2009-09-14
- [15] [http://verdade.no.sapo.pt/destruction/pentagon\\_911\\_terror.jpg](http://verdade.no.sapo.pt/destruction/pentagon_911_terror.jpg)  
2009-09-14
- [16] D Diamantidis, Design approach, feb 2009



- [17] J. Dalsgaard Sørensen, COST Action TU0601 Robustness of Structures – Danish Approach, Zurich februari 2008.
- [18] Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, SS-EN 1990 Utgåva 1, december 2004.
- [19] P.H. Kirkegaard & J.D. Sørensen, Robustness Evaluation of Timber Structures, *Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems (ISBN 978-0-415-47557-0)*, Japan 2009.
- [20] JCSS, Probabilistic Model Code, ISBN 978-3-909386-79-6
- [21] Olle Carling, Limträhandboken, Olle Carling Ingenjörbyrå AB för Svenskt Limträ AB, 2008, ISBN 91-631-1453-4
- [22] Tord Isaksson, Annika Mårtensson, Byggkonstruktion Tabell- och formelsamling, Avdelningen för konstruktionsteknik Lunds Tekniska Högskola, 2007
- [23] Sven Thelandersson, Hans Jörgen Larsen, Lars Östlund, Tord Isaksson, Staffan Svensson, Säkerhetsnivåer för trä och träprodukter i konstruktioner, Rapport TVBK-3039, Lund 1999
- [24] Snö- och vindlast, BSV 97, ISBN: 91-7147-394-7, 1998
- [25] Boverkets konstruktionsregler (BKR), Boverket, ISBN: 91-7147-740-3, Vällingby, april 2003
- [26] Tord Isaksson, Annika Mårtensson, Sven Thelandersson, Byggkonstruktion, Studentlitteratur, Lund, ISBN: 91-44-04707-X, 2005
- [27] H.J. Larsen & H. Riberholt, SBI-Anvisning 193, Utgåva 4, Statens Byggeforskningsinstitut, 1999

## **6.2 Programvaror**

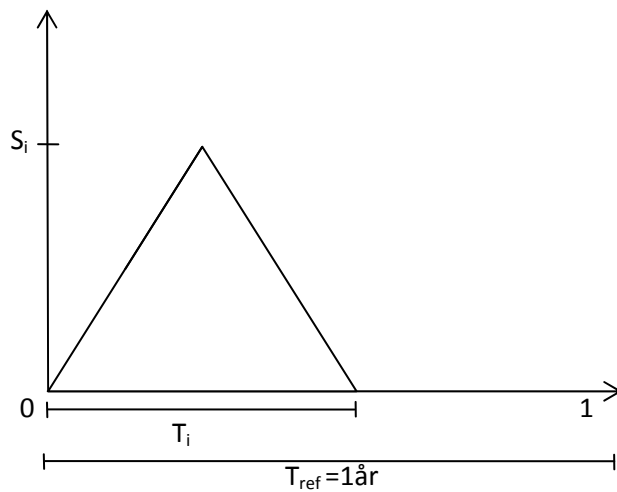
[A] Structural Design Software in Europe AB, Ramanalys , Version 5.3.004.

[B] Strurel Reliability Software, COMREL-TI/TV 8.1 Symbolic

[C] MATLAB, R2006a, The MathWorks

## Bilaga A - Samband mellan snölast och snöns varaktighet

Triangelfunktionen beskrivs med tre separata funktioner med utgångspunkt i origo.



Först slumpas en parameter  $X$  fram mellan 0 och 1 som beskriver en godtycklig tidpunkt på året.

Om den slumpade tidpunkten ( $X$ ) är mellan noll och  $0,5t_i$  beskrivs sambandet enligt följande:

$$k = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_i}{0,5t_i}$$

$$S_{snö} = k * x$$

Om den slumpade tidpunkten ( $X$ ) är mellan  $0,5t_i$  och  $t_i$  beskrivs sambandet enligt följande:

$$k = \frac{\Delta y}{\Delta x} = -\frac{S_i}{0,5t_i}$$

$$x = x - 0,5 * t_i \quad (X \text{ måste utgå från noll för att nedanstående samband ska stämma})$$

$$S_{snö} = k * x + S_i$$

Om den slumpade tidpunkten är mellan  $t_i$  och  $T_{ref} = 1$  år gäller följande:

$$S_{snö} = 0$$