





*Department of Construction Sciences*  
Structural Mechanics

ISRN LUTVDG/TVSM--09/5162--SE (1-56)  
ISSN 0281-6679

# BÄRFÖRMÅGA HOS ALUMINIUMPROFILER FÖR GLASFASADER

Master's Dissertation by  
ANDERS HENRIKSSON

Supervisors:

Kent Persson, PhD,  
Div. of Structural Mechanics

Mattias Jansson, M.Sc.,  
SAPA Building Systems

Examiner:

Per Johan Gustafsson, Professor,  
Div. of Structural Mechanics

Copyright © 2009 by Structural Mechanics, LTH, Sweden.  
Printed by Wallin & Dalholm Digital AB, Lund, Sweden, August, 2009.  
Omslagsbild från SAPA Building Systems AB.

For information, address:  
Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.  
Homepage: <http://www.byggmek.lth.se>



## Förord

Denna rapport skrevs som ett examensarbete våren och sommaren 2009 vid Lunds Tekniska Högskola och på avdelningen för Byggnadsmekanik. Examensarbetet är utfört i samarbete med Sapa Building System AB.

Först och främst vill jag tacka min handledare TeknDr. Kent Persson för den hjälp jag fått under arbetets gång. Dörren har alltid stått öppen vilken har bidragit till många intressanta samtal och frågeställningar. Jag vill även tacka Sapa Building System AB och då framförallt min handledare där Mattias Jansson för det goda samarbete jag haft med dem. Jag vill också tacka alla på avdelningen för Byggnadsmekanik för all den hjälp de bistått med och alla intressanta fikastunder.

Jag skall även ta tillfället i akt att tacka alla de vänner som förgyllt den studietid vi haft tillsammans. Framförallt vill jag tacka Sara och min familj för det stöd ni givit mig under studietiden. Utan er hade denna studietid inte varit möjlig.

Lund, juni 2009

Anders Henriksson



## Abstract

The work presented in this thesis deals with investigation of methods to evaluate simultaneous moment and normal force capacity for symmetrical and unsymmetrical thin walled aluminium beams. The beams are supplied by Sapa Building System AB and is used in their glass facade system SFB 4150. The system is constructed in a way that makes it possible to make large glass facades. It is then of interest to investigate the load bearing capacity in terms of normal force and moment which can be substantial in these large facades. Methods that were used to investigate the capacity include building norms, Finite Element (FE) calculations with ABAQUS and make full scale testing of the beams. A comparison between building norms and Finite Element calculations were made that reveal that the building norms are fairly simplified and gives poor results. So to get a more accurate capacity only calculations by FE analysis are employed in the study. A more thoroughly review of the calculation method for the FE analyses is presented at the end of the report. The third method to investigate the capacity that is presented in this report is full scale testing of the beams. This was made for five types of beams and two load cases for each beam. Every test is then made for two-three beams per load case. The results are then compared with FE analysis in order to verify the analysis method. The comparison shows that the FE analysis results agreed well with the full scale tests. It is therefore recommended to use the FE analysis method to calculate the force capacity for thin walled aluminium beams loaded with simultaneous normal force and moment. With the aid of the FE analysis method, design charts were made. The purpose of the design charts was to reduce the future work effort of calculating the capacity loaded by simultaneous normal force and moment in the design phase of the glass facade.





# Sammanfattning

Detta examensarbete behandlar hur man kan gå tillväga för att bestämma bärförmågan hos symmetriska och osymmetriska tunnväggiga aluminiumbalkar som belastas med samtidigt moment och normalkraft. Balkarna tillhandahålls av Sapa Building System AB och används i deras glasfasadsystem SFB 4150. Systemet är uppbyggt på ett sådant sätt att det möjliggör stora glasfasader. Det är därav av intresse att bestämma bärförmågan hos dessa balkar i avseende på samtidigt normalkraft och momentbelastning, som kan bli avsevärt stora i dessa fasader. Metoderna som användes för att bestämma bärförmågan var byggnormer, Finita Element analyser i ABAQUS samt fullskalig provning av balkarna. En jämförelse görs mellan byggnormer och FE analyser där det visar sig att byggnormerna verkar vara väldigt förenklade och ger ett resultat som i vissa fall underskattar bärförmågan avsevärt. På grund av detta används endast FE analyser i resterande del av arbetet. En mer noggrann genomgång av beräkningsgången av FE analyserna görs i slutet av rapporten. Den tredje metoden som kan användas för att bestämma bärförmågan som presenteras i denna rapport är fullskalig provning av balkarna. Detta gjordes för fem balktyper och med två lastfall per balktyp, varje lastfall utfördes sedan i två till tre provningar. Resultatet från provningarna användes sedan för att verifiera beräkningsmetoden. Jämförelsen visar att FE analyserna ger en bra uppskattning av bärförmågan då resultaten överrensstämmer väl med provningen. Det är därav rekommenderat att använda FE analysmetoden för att bestämma bärförmågan hos tunnväggiga aluminiumbalkar som belastas med samtidig normalkraft och moment. Med hjälp av FE analysmetoden skapas sedan ett antal dimensioneringsdiagram. Meningen med dessa är att underlätta arbetet med att bestämma bärförmågan på dessa balkar med avseende på samtidig moment och normalkraftsbelastning i dimensioneringsstadiet av glasfasader.



# Innehåll

<b>1</b>	<b>Introduktion</b>	<b>9</b>
1.1	Bakgrund . . . . .	9
1.2	Målsättning . . . . .	9
1.3	Innehållsbeskrivning . . . . .	9
1.4	Avgränsningar . . . . .	10
<b>2</b>	<b>Fasadprofil</b>	<b>11</b>
2.1	Fasadsystem SFB 4150 . . . . .	11
2.2	Strängpressning . . . . .	11
2.3	Stomprofil . . . . .	12
2.4	Delningsprofil . . . . .	12
2.5	Aluminium . . . . .	13
<b>3</b>	<b>Teori</b>	<b>17</b>
3.1	Stabilitetsbrott . . . . .	17
3.2	Bestämning av bärförmåga vid kombinationslaster . . . . .	18
3.2.1	StBK-N5 . . . . .	18
3.2.2	BSK 99 . . . . .	19
3.2.3	FE- analys . . . . .	19
3.2.4	Jämförelse mellan dimensioneringsmetoder . . . . .	20
<b>4</b>	<b>Provning av bärförmåga hos fasadprofiler</b>	<b>23</b>
4.1	Inledning . . . . .	23
4.2	Uppställning . . . . .	23
4.3	Resultat . . . . .	27
4.3.1	Profiltyp A . . . . .	27
4.3.2	Profiltyp B . . . . .	28
4.3.3	Profiltyp C . . . . .	29
4.3.4	Profiltyp D . . . . .	29
4.3.5	Profiltyp E . . . . .	30
4.4	Diskussion . . . . .	31
4.4.1	Provning utan sidostabilisering . . . . .	31
4.4.2	Provning med sidostabilisering . . . . .	32

<b>5</b>	<b>Beräkning av bärförmåga hos fasadprofiler</b>	<b>35</b>
5.1	Inledning . . . . .	35
5.2	Gummilist i delningsprofiler . . . . .	35
5.2.1	Delningsprofil . . . . .	35
5.2.2	Provning av gummilist . . . . .	36
5.2.3	Utvärdering av gummilistens materialparametrar . . . . .	37
5.3	FE analyser av fasadprofiler . . . . .	39
5.3.1	FE modellering . . . . .	39
5.3.2	Materialmodell . . . . .	40
5.3.3	Randvillkor . . . . .	40
5.4	Resultat av beräkningar . . . . .	45
5.4.1	Beräkningsmässigt bestämd bärförmåga för stomprofiler vid provning . . . . .	45
5.4.2	Beräkningsmässigt bestämda dimensioneringsunderlag . . . . .	46
<b>6</b>	<b>Diskussion</b>	<b>49</b>
6.1	Att använda FE- analyser för beräkning av bärförmåga . . . . .	49
6.2	Förslag till framtida undersökningar . . . . .	50
<b>A</b>	<b>Dimensioneringsdiagram</b>	<b>55</b>

# Kapitel 1

## Introduktion

### 1.1 Bakgrund

Profilsystem SFB 4150 är ett fasadsystem som tillhandahålls av Sapa Building System AB (SBS). Fasadsystemet används framförallt för stora helglasade fasadytor. Fasadsystemet är uppbyggt på ett sådant sätt att det skall bära sin egentyngd och föra över vindlaster till stommen vid infästningspunkterna. Således kommer de vertikala stomprofilerna att belastas med samtidig normalkraft och moment. De normer som finns tillgängliga är ej tillräckliga för att bestämma bärförmågan för denna typ av lastfall och profiltyp. Framförallt gäller detta delningsprofiler som är konstruerade med gummilister som håller ihop två profilhalvor och med delvis samverkan mellan dessa.

### 1.2 Målsättning

Detta examensarbete har som målsättning att genom olika metoder bestämma bärförmåga hos aluminiumbalkar med komplicerat tvärsnitt. Det är framförallt vid kombinationslaster med samtidig belastning av normalkraft och moment som skall undersökas. Kapaciteten bestäms för olika lastkombinationer och sexton dimensioneringsdiagram skapas. Dessa diagram skall sedan kunna användas i produktion för att snabbt och enkelt bestämma huruvida balken klarar de laster som är givna för aktuellt lastfall. Stor vikt kommer att läggas på att bestämma bärförmåga hos balkar med tunnväggiga tvärsnitt och med komplicerad form så som osymmetri, olika livavstyvningar, hålrum samt delvis samverkan mellan tvärsnittsdelar.

### 1.3 Innehållsbeskrivning

I kapitel 1 ges en kort presentation av vad som studeras i detta examensarbete. Detta följs i kapitel 2 av ett kortare teoriavsnitt där olika metoder för bestämning av bärförmåga presenteras och jämförs. I kapitel 3 beskrivs SBS fasadsystem SFB 4150 och dess ingående parametrar samt en kortare information av aluminiumets egenskaper

ges. I kapitel 4 redovisas provningarna som är utförda på ett urval av de stomprofiler som ingår i fasadsystem SFB 4150. Provningarna gjordes för att bestämma profilernas bärförmåga vid kombinationslaster. Profilerna belastades med en normalkraft samt moment i en riktning. I kapitel 5 beskrivs den metodik som togs fram fram för att beräkna bärförmågan av stomprofilers bärförmåga vid kombinationslaster genom FE analyser. Den beräknade bärförmågan jämförs och verifieras med de provningar som presenteras i kapitel 4. Metodiken används sedan för att skapa ett antal dimensioneringsdiagram. Kapitlet avslutas med att ge förslag på framtida undersökningar av intressanta frågeställningar som uppmärksammas under arbetets gång.

## 1.4 Avgränsningar

- Endast statiska laster kommer att beaktas
- Moment kommer endast att belasta stomprofilerna i den riktning som moment från vindlaster uppkommer
- Dimensioneringsdiagrammen kommer att begränsas till att baseras på fyra lastfall per profil
- Endast ett urval av de vanligaste profilerna kommer att behandlas
- Glasets eventuella stabiliserande verkan beaktas ej
- Ingen hänsyn till eventuella snedmonteringar och initialkrokigheter kommer att göras
- Inga deformationsvillkor beaktas

# Kapitel 2

## Fasadprofil

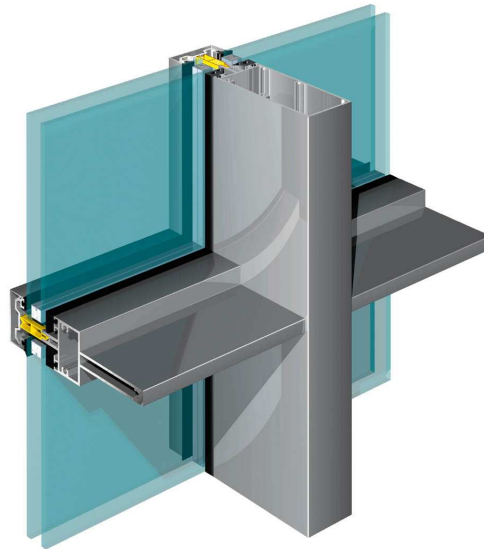
### 2.1 Fasadsystem SFB 4150

System SFB 4150 är ett glasfasadsystem som tillhandahålls av SBS. Systemet har till uppgift att möjliggöra stora glasytor i fasaden med låga u- värden och med goda estetiska förutsättningar, se figur 2.1. Fasadsystem SFB 4150 är uppbyggt på ett sådant sätt att möjligheten att kombinera glaspaket, stomprofil, dekorprofil är mycket stor. Då fasadsystemets alla delar kan kombineras med varandra ger detta en möjlighet att optimera en specifik fasad vad gäller funktion, u-värde samt estetik. Detta bidrar till att de krav som ställts av beställaren lättare uppnås med önskat resultat.

Fasaden byggs upp genom att först montera den aluminiumstruktur som glaspaketet skall monteras på, se figur 2.2. Stomprofilerna fästs i byggnadsstommen genom anslutningar vid utvalda positioner så som bjälklag och pelare. När stomprofilerna är monterade appliceras glaspaketet och de kläms fast med en glashållare, se figur 2.3. Sist monteras en dekorprofil som är den utvändigt synliga delen av aluminiumkonstruktionen, se figur 2.4. Glasfasaden kommer alltså att förutom sin egentynngd belastas av vindlaster som kommer att föras över till husets stomme vid fasadens anslutningar. Fasaden kan antingen gå över flera våningsplan sk. utanpåliggande vägg eller vara uppdelad vid varje våningsplan sk. utfackningsvägg.

### 2.2 Strängpressning

Strängpressning är den metod som används vid tillverkning av stomprofiler som tillhandahålls av SBS. Denna metod ger en stor frihet vad gäller utformning av tvärsnitt. Strängpressning sker genom att kontinuerligt pressa ett föruppvärmt göt (aluminiumämne) genom en matris. Genom det tryck och den värme som bildas formas götet till en profil i matrisen. Efter att profilen är pressad kapas, kyls och rätas den. Därefter följer en åldringsprocess för att ge profilen dess önskade hållfasthetsegenskaper. Åldringen görs genom en särskild värmebehandling. Profilen är nu klar för att få ett ytskikt genom tex. anodisering eller lackning och bli vidare



Figur 2.1: *Fasadsystem SFB 4150.*

bearbetad.

## 2.3 Stomprofil

En stomprofil är den profil som används både vertikalt och horisontellt som bärande del i glasfasader. Stomprofilen kan ha olika utseenden och former. De profilformer som ingår i Fasadsystem SFB 4150 är rektangulära, I- formade samt T- formade profiler, se figur 2.5. Förutom tvärsnittsform finns även ett stort urval av höjd på tvärsnittet, från 35-300mm.

## 2.4 Delningsprofil

Olika material har olika längdutvidgningskoefficienter [1]. Detta innebär att byggnaden och fasaden kommer att röra sig olika vid temperaturändringar. Denna skillnad måste på något sätt kunna tas upp av fasadkonstruktionen. En sådan rörelsedelning utförs genom att två separata profiler sk. delningsprofiler sätts samman till "en profil", se figur 2.6. Utseendemässigt ser en sådan delningsprofil i stort sett ut som en normal stomprofil. Eftersom profilen består av en hon- och han- del som är förbundna med gummilister har de en möjlighet att röra sig i förhållande till varandra och förhindra att spänningar uppstår vid en temperaturändring. Detta sker genom att de två delprofilerna kan röra sig i förhållande till varandra genom en glidning i gummilister. Förutom att kunna ta upp rörelser i fasaden underlättar de även monteringen av fasaden då de utgör naturliga fasaddelningar och kan monteras på byggarbetsplatsen. De medger även ställmån för eventuella toleransavvikelser.





Figur 2.2: *Montering av stomprofiler.*

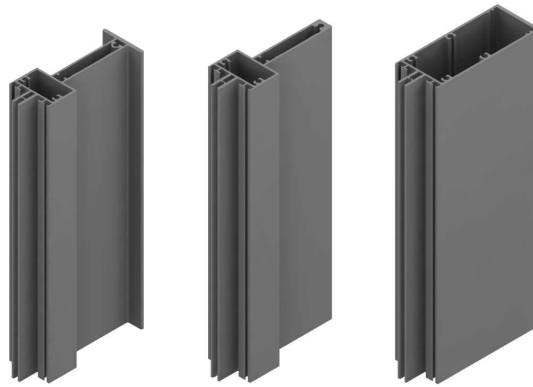


Figur 2.3: *Montering av glaspaket.*

## 2.5 Aluminium

Aluminium är ett av de vanligaste grundämnena som finns i jordskorpan och är en av de mest använda metallerna. Jordskorpan består till ca. 8% av aluminium och då i form av olika mineraler [1]. Vid framställning av aluminium används främst lerjorden bauxit eftersom den innehåller en hög halt av aluminium [2]. Förutom brytning av mineraler för framställning av höghållfast aluminium kan även återvunnen aluminium användas. Detta då aluminium ej tappar sina goda egenskaper vid återvinning och det krävs dessutom bara 5% av den energi som krävs vid framställning av ny aluminium [2]. De egenskaper som karaktäriseras av aluminium är:

- Låg vikt
- Hög hållfasthet

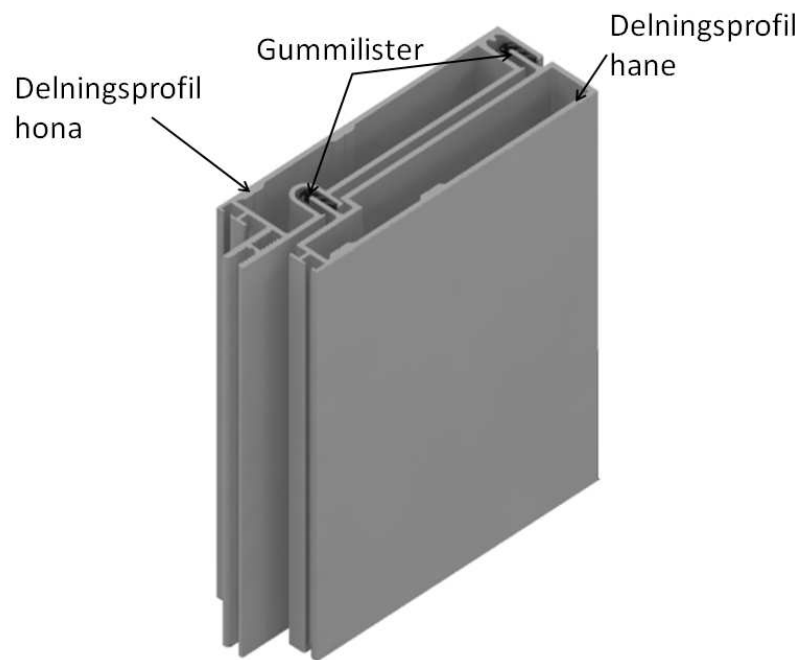
Figur 2.4: *Färdig fasad.*Figur 2.5: *Stomprofiler system SFB 4150.*

- Hög korrosionshårdighet

Förutom ovanstående är aluminium ett mycket bra konstruktionsmaterial utifrån bearbetningsmöjligheter. Metoder för bearbetning av aluminium är bl.a. fräsning, borrar, stansning, böckning och svetsning. Aluminium är även ett material som möjliggör lödning, nitning och limning [2].

Vid tillverkning av stomprofiler till Fasadsystem SFB 4150 används legering SS-EN-AW-6063 enligt SS-EN 755-2 med härdningstillstånd T6. Karakteristisk legeringsdata för denna legering med en tjocklek  $\leq 10\text{mm}$  presenteras nedan.

Elastisitetsmodul	$E = 70 \text{ GPa}$
Sträckgräns	$f_{02} = 170 \text{ MPa}$
Brottgräns	$f_b = 215 \text{ MPa}$
Tvärkontraktionstal	$\nu = 0.33$



Figur 2.6: *Delningsprofil system SFB 4150.*



# Kapitel 3

## Teori

Bärförmåga för en stomprofil kan bestämmas på flera olika sätt. Enklast kan den beskrivas som den maximala last en konstruktion kan ta innan kollaps. Att bärförmågan uppnås kan bero på tex. stabilitet, plasticitet eller stora deformationer. Här kommer ingen hänsyn tas till hur stora deformationerna är då kollaps inträffar.

### 3.1 Stabilitetsbrott

Instabilitetsfenomen kan enklast beskrivas som att en konstruktion inte har en entydig lösning vid en bestämd last. Med detta menas att delar av den bärande konstruktionen eller balktvärsnittet som utsätts för höga kompressiva spänningar tappar sin styvhet för andra laster. Detta fenomen kan sedan leda till kollaps av hela systemet. Att ett balktvärsnitt eller balkdel uppnår sin lastkapacitet kan tex. bero på knäckning, vippning eller buckling. Beräkningsmässigt beskrivs detta som ett egenvärdesproblem enligt ekvation 3.1 [6].

$$\left( K_0^{\text{NM}} + \lambda_i K_{\Delta}^{\text{NM}} \right) v_i^{\text{M}} = 0 \quad (3.1)$$

$K_0^{\text{NM}}$	Styvhetsmatris baserat på föregående laststeg med hänsyn till andra och eventuellt tredje ordningen effekter
$K_{\Delta}^{\text{NM}}$	Styvhetsmatris baserat på aktuellt laststeg med hänsyn till andra och eventuellt tredje ordningen effekter
$\lambda_i$	Egenvärden
$v_i^{\text{M}}$	Modformer

Vid ett visst  $\lambda_i$  och  $v_i^{\text{M}}$  blir tangentstyvheten lika med noll vilket bidrar till att ingen lastökning krävs för att öka deformationen. En lösning på egenvärdesproblemet är således funnen. Den kritiska lasten ges sedan av ekvation 3.2 [6].

$$P^{\text{N}} + \lambda_i Q^{\text{N}} = P_{\text{CRIT}} \quad (3.2)$$

$P^N$	Last enligt tidigare analyssteg
$\lambda_i$	Lösning av egenvärdesproblem enligt ekvation 3.1
$Q^N$	Pålagd kraft i egenvärdesanalyssteget
$P_{\text{CRIT}}$	Last där instabilitetsfenomenen uppstår

Storleken på  $Q^N$  är oviktig då lasten skalas mot egenvärdet  $\lambda_i$  [6]. Förutom egenvärden som beskriver den maximala lasten fås även modformer vid en egenvärdesanalys. Dessa modformer kan vara av stor nytta då de beskriver det sätt som en kollaps inträffar.

## 3.2 Bestämning av bärförmåga vid kombinationslaster

Detta avsnitt kommer att behandla tre olika sätt att bestämma dimensionerande laster för stomprofiler. Profilerna belastas med en axiell normalkraft och moment i den riktning där moment från vindlaster uppkommer. De dimensioneringsmetoder som kommer att studeras är de två normerna StBK-N5 Norm för tunnplåtskonstruktioner 79" [3] och BSK, Boverkets handbok för stålkonstruktioner 99" [4] samt dimensionering från analyser utförda med finita elementprogrammet ABAQUS.

### 3.2.1 StBK-N5

Stomprofiler har oftast en väldigt tunn godstjocklek jämfört med profilernas övriga dimensioner. Detta medför att en liknelse kan göras mellan strängpressade stomprofiler och bockade aluminiumprofiler. Det är heller inte ovanligt med avstyvningar i bockade profiler som även finns i de strängpressade stomprofilerna.

Normal dimensioneringsrutin för ett bockat aluminiumtvärsnitt är att använda StBK-N5 Norm för tunnplåtskonstruktioner 79 (StBK-N5). I den rutin som ges av StBK-N5 reduceras först de delar bort som löper risk att buckla., så att ett effektivt tvärsnitt återstår. Då moment och normalkraft belastar tvärsnittet olika, krävs att ett effektivt tvärsnitt för dels moment och dels normalkraft bestäms. Normalkraftskapaciteten reduceras även med hänsyn till risk för knäckning. För samtidigt moment- och normalkraftbelastat tvärsnitt enligt StBK-N5 gäller ekvation 3.3 vid enkel eller dubbelsymmetriska tvärsnitt. Så länge villkoret är uppfyllt är lasterna under balkens kapacitet.

$$\frac{N}{N_d} \left[ 1 + 0.5\alpha \left( 1 - \frac{N}{N_d} \right) \right] + \frac{M_x}{M_{x,d}} \leq 1.00 \quad (3.3)$$

$\alpha$	Faktor beroende på tvärsnittsform och risk för knäckning
$N$	Normalkraft av dimensioneringslast
$N_d$	Balkens normalkraftskapacitet
$M_x$	Böjmoment av dimensioneringslast i x-led
$M_{x,d}$	Balkens böjmomentkapacitet i x-led

### 3.2.2 BSK 99

Då aluminium och stål är liknande material borde de dimensioneringsmetoder som gäller för stål även gälla för aluminium. Till viss del beskrivs detta i Boverkets Konstruktionsregler (BKR) i avsnittet för aluminiumkonstruktioner. Dimensionering av stålkonstruktioner sker vanligtvis enligt BKR och då med hjälp av BSK 99. Den rutin som gäller för att bestämma dimensionerande laster enligt BSK 99 är följande; först bestäms tvärsnittsklass för tvärsnittets delar. Utifrån dem kan sedan tvärsnittets moment- och normalkraftskapacitet bestämmas. Därefter kontrolleras om någon reduktion för knäckning måste göras. Detta görs genom att införa en reduktionsfaktor  $\omega_c$  som beror på balkens längd, randvillkor och materialparametrar. Normalkrafts- och momentkapaciteten tillsammans med  $\omega_c$  och dimensionerande laster används sedan i ekvation 3.4 Denna ekvationen gäller för böjknäckning vilket är det strängaste villkoret för ett rörtvärsnitt. Med rörtvärsnitt menas ett slutet tvärsnitt som är cirkulärt eller rektangulärt. Så länge villkoret är uppfyllt klarar balken de laster den utsätts för.

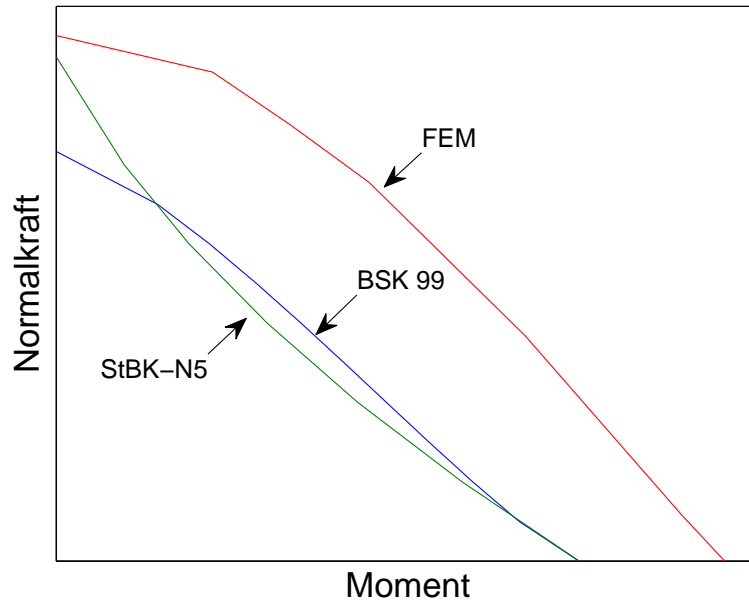
$$\left( \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^\psi + \left[ \left( \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1.00 \quad (3.4)$$

$$\psi = \eta_x \cdot \eta_y \cdot \omega_c \quad \text{dock} \geq 0.8$$

$\eta_x, \eta_y$	Formfaktorer beroende på tvärsnittsklass
$\omega_c$	Reduktion med hänsyn till knäckning
$N_{Sd}$	Normalkraft av dimensioneringslast
$M_{Sxd}$	Böjmoment av dimensioneringslast kring x-axeln
$M_{Syd}$	Böjmoment av dimensioneringslast kring y-axeln
$N_{Rd}$	$A_{gr} f_{yd}$ , tvärsnittets normalkraftskapacitet
$M_{Rxd}$	$\eta_x W_x f_{yd}$ , tvärsnittets momentkapacitet i x-led
$M_{Ryd}$	$\eta_y W_y f_{yd}$ , tvärsnittets momentkapacitet i y-led

### 3.2.3 FE- analys

Dimensionering enligt FE analyser bestämdes i det här arbetet genom att aktuell profil analyserades i två steg. I steg 1 applicerades ett moment på profilen. I steg 2 utfördes en deformationsstyrd analys för att bestämma profilens normalkraftskapacitet för det i steg 1 pålagda moment. Detta utfördes för ett antal moment. Ett dimensioneringsdiagram skapas sedan genom att anta att de dimensionerande lasterna varierar linjärt mellan analyserna. Metodiken som användes för bestämning av dimensionerande laster med FEM beskrivs närmare i kapitel 5.



Figur 3.1: *Skillnad mellan dimensioneringsmetoder.*

### 3.2.4 Jämförelse mellan dimensioneringsmetoder

För att studera skillnaden mellan dimensionering enligt StBK-N5, BSK och FE analys skapas ett dimensioneringsdiagram som visas i figur 3.1. FE analysen ger ett dimensioneringsdiagram som ligger nära det verkliga beteendet. Att FE analysen ses som den mest korrekta grundar sig i att inga större förenklingar med avseende på geometri (initialkrokigheten beaktas dock ej) eller laster har gjorts samt att teori enligt 3:e ordningen har använts. Beräkningar med sådan noggrannhet kan ej utföras med de metoder som beskrivs i normerna. Således kan dimensionering enligt FE analyser antas ha en större noggrannhet. Den enkelsymmetriska rektangulära stomprofilen valdes att studeras för att jämföra de olika beräkningsmetoderna. Förutom att det är den profil som mest liknar en standardbalk så behandlar även normerna endast tvärsnitt som är symmetriska kring minst en axel. Samtliga inparametrar som användes var valda enligt de karakteristiska värdena.

Vid en studie av diagrammet kan ses att resultaten skiljer sig markant. De båda normerna underskattar kapaciteten kraftigt. Anledningen till denna skillnad är främst att metoderna för bestämning av tvärsnittens moment och normalkraftskapacitet är förenklade. Vid dimensionering av moment och normalkraftskapacitet enligt BSK samt momentkapacitet enligt StBK-N5 antas tex. dimensionering enligt elasticitetsteori. Detta innebär att tvärsnittets kapacitet uppnås när den första punkten i tvärsnittet når flytspänningen. Egentligen är kapaciteten någonstans mellan att en punkt plasticeras och att tvärsnittet är helt genomplasticerat. Att båda normerna underskattar kapaciteten kan ses som mindre allvarligt då det ger en lösning på



säkra sidan. Normerna skall fungera på många olika tvärsnitt och lastkombinationer vilket oftast kräver vissa förenklingar. Men vid optimering av bärförmågan är detta inte önskvärt. Då en stor skillnad finns mellan dimensioneringsmetoderna, speciellt vid stora moment, kommer detta examensarbete uteslutande använda FE analyser. En ytterligare observation är att kurvorna har olika form. Detta fenomen grundar sig i att dimensioneringsmetoderna bygger på olika teorier. Framförallt är normerna anpassade efter specifika tvärsnittsformer och lastfall.



# Kapitel 4

## Provning av bärförmåga hos fasadprofiler

### 4.1 Inledning

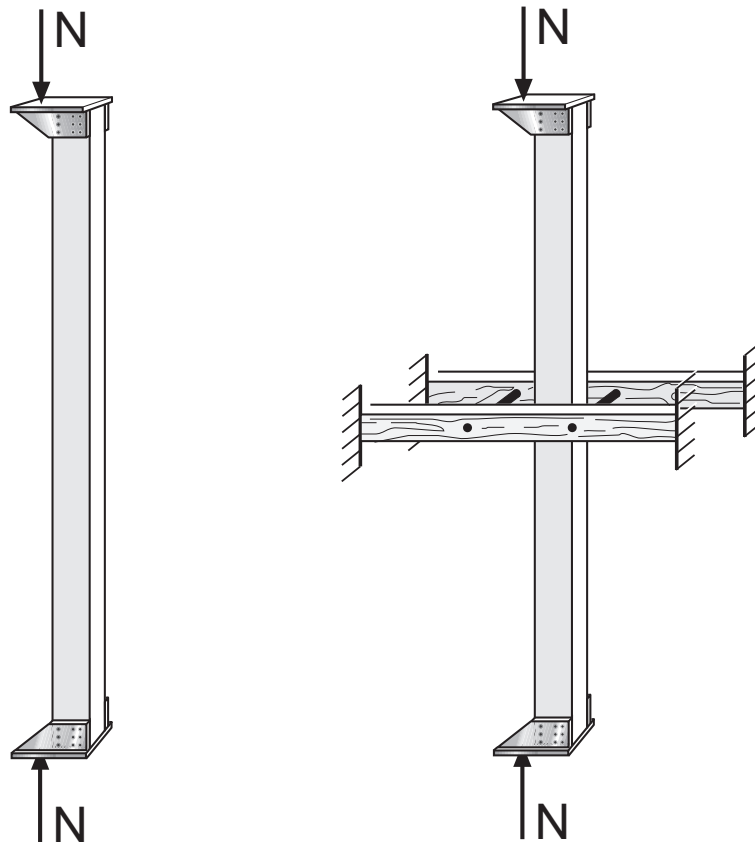
För att bestämma stomprofilernas bärförmåga gjordes provningar av ett urval av de stomprofiler som innefattas av system SFB 4150. Provningarna gjordes för att verifiera de beräkningar av bärförmågan som utfördes med FE analyser. Det är särskilt viktigt att verifiera resultaten för delningsprofilerna då dessa modeller är mest komplicerade och svårast att uppskatta tillförlitligheten. Profilerna som valdes att provas representerar samtliga profiltyper med en tonvikt på de mest använda profilerna. De profiler som valdes att provas benämns som profiltyp A- E och visas i tabell 4.1.

### 4.2 Uppställning

Utformningen av provuppställningen valdes för att efterlikna en så normal lastbild som möjligt för stomprofilerna. Normal utformning av glasfasader är att stomprofilerna är infästa i bjälklagen vid varje våningsplan dvs. balkens båda ändar. Balken kommer således vara infäst i dess båda ändar vid provning. Våningshöjd och profillängd på profilerna vid provning valdes till 3m som är en vanligt förekommande

Tabell 4.1: *Stomprofiler vid provning.*

Benämning	Typ (m)	3x1,5m	3x3m
Profiltyp A	Rektangulär stomprofil	3st	3st
Profiltyp B	Liten rektangulär delningsprofil	3st	3st
Profiltyp C	Stor rektangulär delningsprofil	2st	2st
Profiltyp D	I-formad stomprofil	3st	3st
Profiltyp E	T-formad stomprofil	3st	3st



Figur 4.1: Schematisk bild på provuppställning, 3x3m till vänster resp. 3x1,5m till höger

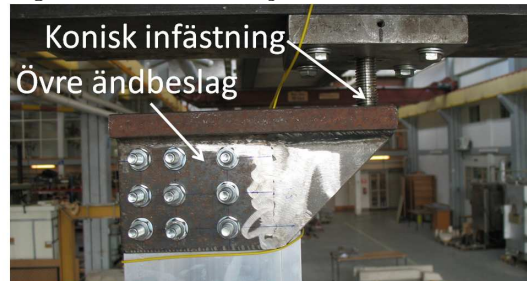
höjd. För att öka kapaciteten kan man dela glasfacken mitt på spännvidden och där montera en sidostabiliserande profil. Dessa sidostabiliserande profiler antas ha en stor påverkan på bärförmågan framförallt då brott antas vara kopplat till knäckning (motsvarande Eulerknäckning) av profilerna. Därav valdes att studera två olika infästningsmöjligheter vid provningen dels den fulla fria längden, 3m, men även inverkan av horisontellt sidostabilisera profilerna vid 1,5m. Infästningsmöjligheterna benämns som 3x3m samt 3x1,5m. Där 3x3m representerar en 3m profil som endast är infäst i dess ändar och 3x1,5m en 3m profil som har en stabilisering i sidled mitt på spannet. För schematisk bild på provuppställningen se figur 4.1 Profilerna belastas excentriskt med en axial kraft som är förskjuten med en viss hävarm för att få samtidigt belastande normalkraft och moment i en riktning. Hävarmen var för samtliga fall 220mm från stomprofilens insida det vill säga den sida som ej har någon infästning för glashållare. Den hävarm som skapar ett moment kommer således att variera mellan olika profiltyper då den beror på profilerna tyngdpunkt som varierar dem emellan. Normalkraften skall symbolisera glasfasadens egentyngd och momentet den vindbelastning som finns på fasaden. För att skapa excentriciteten monterades ändbeslag på profilerna där axialkraften kunde påföras med ett visst avstånd (hä-

varm) till tvärsnittets tyngdpunkt, se figur 4.2. Beslagen var fastbultade på profilerna med M10 stålbulvar av kvalitet 8.8. Genom bultarna och kontakten mellan beslag och profilända kunde stora laster påföras och eventuella spänningskoncentrationer förhindrades. De belastande krafterna fördes in med en spets och en kula i de försänkningar som kan ses i ändbeslagets övre del, se figur 4.2-4.4.

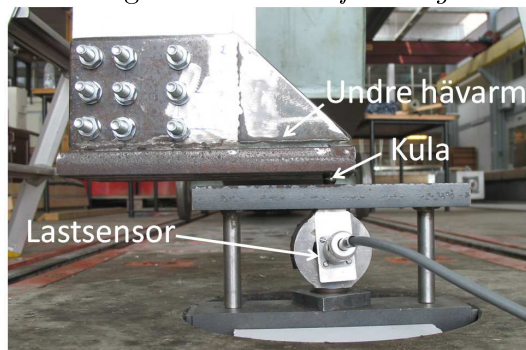
Kulan och spetsen ger en låg friktion vid överföringen av kraften och betraktades som friktionsfria. Att inte samma upplag för båda infästningarna valdes grundar sig i lastsensorns utförande vilket krävde en kula. Till den övre infästningen valdes en spets för att underlätta monteringen.



Figur 4.2: Ändbeslag med *excentricitet*.



Figur 4.3: Övre *infästning*.



Figur 4.4: Nedre *infästning med lastsensor*.

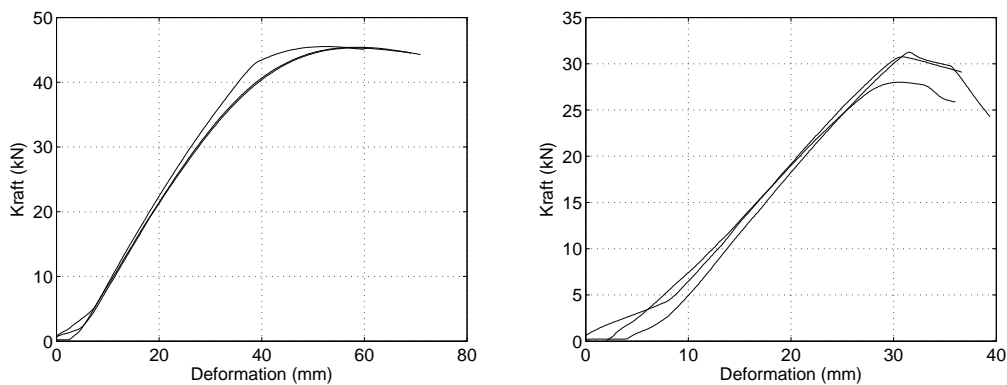


Figur 4.5: *Provuppställningar utan sidostabilisering till vänster (3x3m) och med sidostabilisering till höger (3x1,5m).*

Den lastsensor som användes vid provningen kontrollerades och kalibrerades före provning med hjälp av en annan provningsmaskin med korrekt kalibrerad lastsensor. Största felet som uppmättes var vid intervallet 0-50kN  $\pm 1\%$ . Sensorns kapacitet beräknades till minst 100kN. Under provningen samlades mätdata in en gång per sekund (1 Hz) med hjälp av en ansluten dator och mätprogrammet Implog 2000. De två uppställningarna vid provningen med och utan sidostabilisering visas i figur 4.5.

Den sidostabiliserade infästningen visas i figur 4.6 där profilen ges möjlighet att böja ut i dess styva riktning men ej i dess veka. Den sidostabiliserande konstruktionen var i trä och gjordes så att den var vek för vridning men inte för sidoutböjning. Vid infästningen fanns möjlighet att justera sidostabiliseringen i sidled efter montering av profilen. Vilket var möjligt då stöden var monterade på en gängstång och hölls fast med muttrar. Detta medförde att varje provning fick en god stabilisering i sidled utan att riskera att klämma profilen med följd att friktionskrafter uppstod.

Provningen utfördes med en styrd axiell deformation med en hastighet av 0.1mm/s. Då provningsmaskinens hastighet är känd kan ett kraft- förskjutnings diagram skapas utifrån resultaten av varje provning.

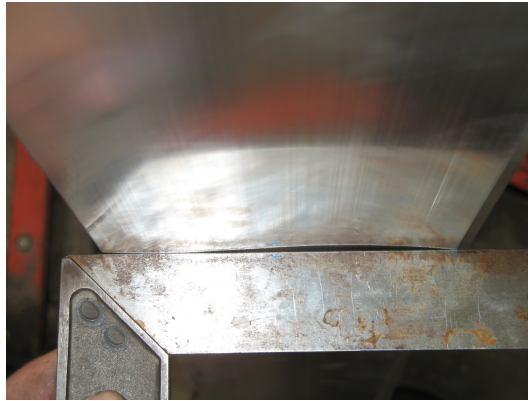
Figur 4.6: *Sidostabilisering.*Figur 4.7: *Resultat från provning av profiltyp A, till vänster med sidostabilisering och till höger utan sidostabilisering.*

## 4.3 Resultat

Samtliga resultat från mätningarna presenteras i tabell 4.2. Med bärförmåga menas den maximala last som profilen kan ta upp under provningen utan hänsyn till deformationer hos profilen. Denna definition kommer gälla för samtliga analyser av provningarna.

### 4.3.1 Profiltyp A

Vid provningar av profiltyp A utan sidostabilisering uppmättes bärförmågan till 28.01-31.24kN, se figur 4.7. Medelvärdet av normalkraften beräknades till 30kN och det samtidiga momentet till 4.29kNm. När bärförmågan uppnåddes för profiltyp A och 3x3m knäckte profilen i sidled och en liten lokal livbuckling kunde observeras, se figur 4.8, 4.9. Vid provning av profiltyp A med sidostabilisering ökade den uppmätta bärförmågan till 45.31-45.52kN, se figur 4.7. Medelvärdet blev 45.45kN och motsvarande för moment 6.49kNm. Vid provningen konstaterades att profilen knäck-



Figur 4.8: Livbuckling på profiltyp A.



Figur 4.9: Knäckning av profiltyp A utan sidostabilisering.

te i sidled och att en stor livbuckling uppträdde precis ovanför sidostabiliseringen, se figur 4.10.

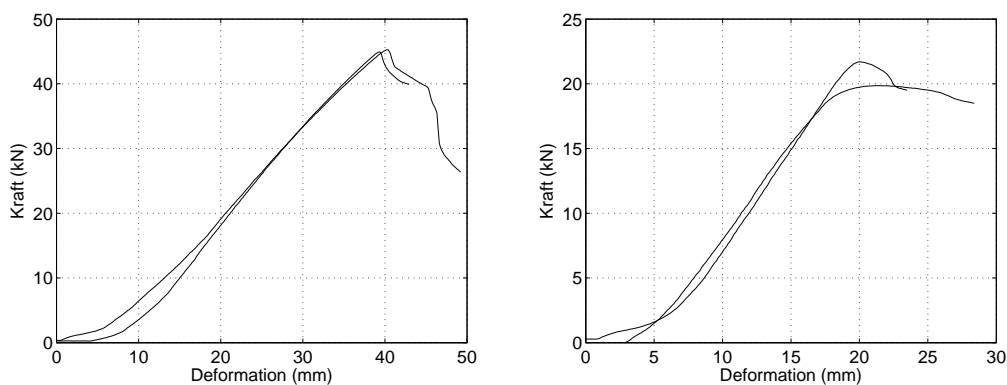
### 4.3.2 Profiltyp B

Vid provning av profiltyp B utan sidostabilisering uppmättes en bärförmåga på 12.57-16.2kN, se figur 4.11. Medelvärde beräknades till 14.61kN och medelvärdet för det samtidiga momentet till 2.41kNm. När bärförmågan uppnåddes knäckte profilen i sidled och de två delprofilerna i delningsprofilen klämdes ihop. Vid sidostabilisering mitt på spannet ökade bärförmågan till 27.25-27.94kN, se figur 4.11. Medelvärdet beräknades till 27.58kN och motsvarande för momentet 4.55kNm. När bärförmågan uppnåddes knäckte profilen i sidled vilket resulterade i att delprofilerna klämdes ihop ovanför sidostabiliseringen och isär under sidostabiliseringen, eller tvärtom.





Figur 4.10: Stor livbuckling vid provning av profiltyp A med sidostabilisering.



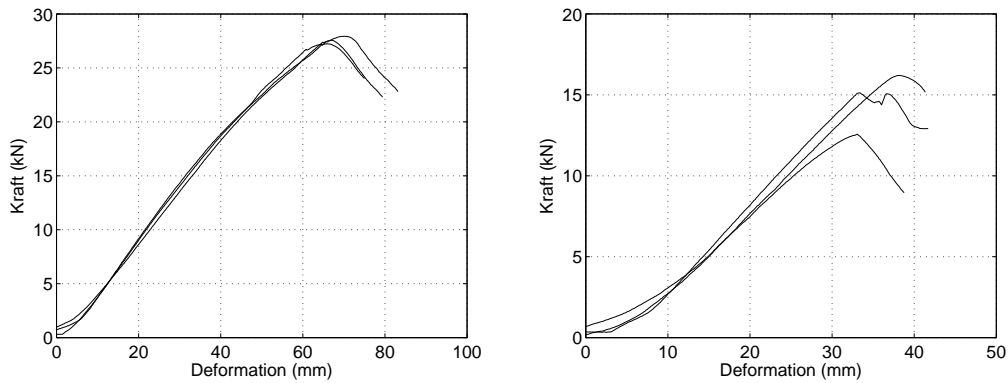
Figur 4.11: Resultat från provning av profiltyp B, till vänster med sidostabilisering och till höger utan sidostabilisering.

### 4.3.3 Profiltyp C

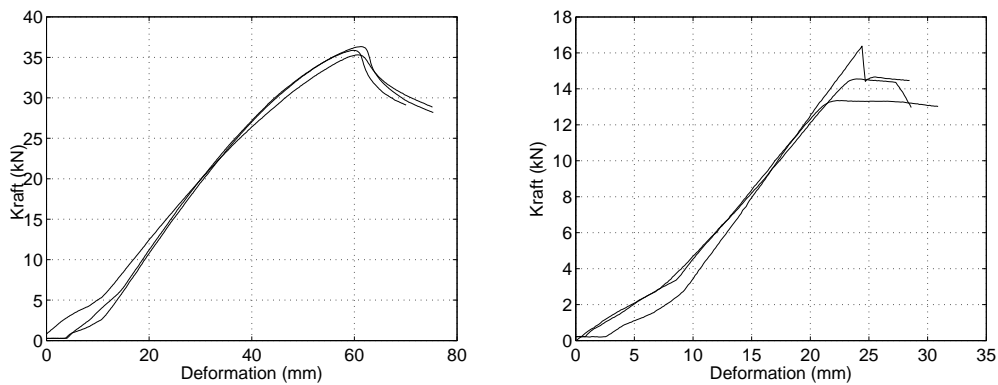
Vid provning av profiltyp C utan sidostabilisering uppmättes en bärförmåga på 21.71-19.85kN, se figur 4.12. Medelvärde beräknades till 20.78kN och medelvärdet på det samtida momentet till 3kNm. Denna delningsprofil uppförde sig liknande som den tidigare mindre delningsprofilen dvs. den knäckte i sidled och klämdes ihop. När en sidostabilisering applicerades ökade bärförmågan till 44.92-45.26kN, se figur 4.12, med ett medelvärde på 45.09kN och motsvarande motsvarar för momentet till 6.5kNm. Även vid detta lastfall kunde beteendet när bärförmågan uppnåddes liknas med den för den mindre delningsprofilen. Profilen knäckte i sidled och klämdes ihop över sidostabiliseringen och drogs isär under sidostabiliseringen eller tvärtom. En stor livbuckling kunde även konstateras precis ovanför sidostabiliseringen när bärförmågan uppnåddes.

### 4.3.4 Profiltyp D

Vid provning av profiltyp D utan sidostabilisering uppmättes en bärförmåga på 13.35-14.66kN, se figur 4.13. Medelvärde av normalkraften beräknades till 14.19kN och det samtida momentet till 2.19kNm. När bärförmågan uppnåddes knäckte pro-



Figur 4.12: Resultat från provning av profiltyp C, till vänster med sidostabilisering och till höger utan sidostabilisering.

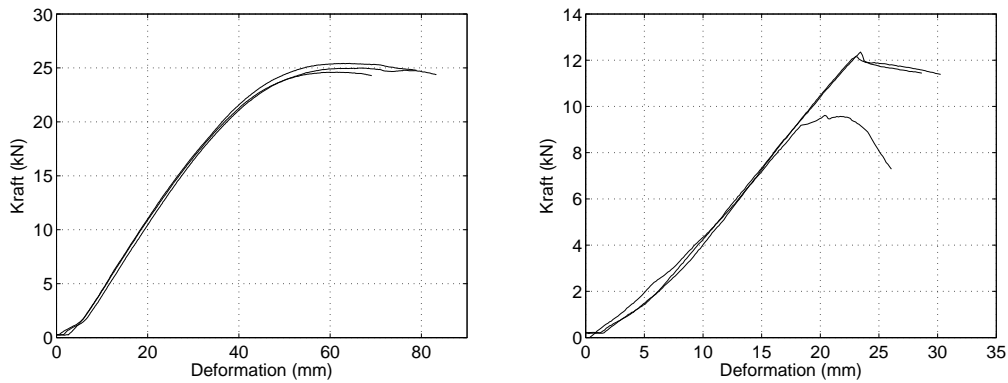


Figur 4.13: Resultat från provning av profiltyp D, till vänster med sidostabilisering och till höger utan sidostabilisering.

filen i sidled. Vid en av provningarna observerades att profilen missade knäcklasten och knäckte ut momentant. Detta är ett fenomen som kan uppstå vid instabilitetsbrott. Bärförmågan justerades dock till den last som följde efter den momentana rörelsen för att inte ge ett missvisande resultat. Vid provning av profiltyp D med sidostabilisering ökade bärförmågan till 35.31-36.33kN, se figur 4.13. Medelvärde av normalkrafter beräknades till 35.83kN och det samtidiga momentet till 5.52kNm. Profilen uppförde sig på ett liknande sätt när bärförmågan uppnåddes som för det lastfall som inte har någon sidostabilisering dvs. profilen knäckte ut i sidled.

### 4.3.5 Profiltyp E

Vid provning av profiltyp E utan sidostabilisering uppmättes en bärförmåga på 10.02-12.35kN, se figur 4.14. Medelvärde för normalkraften beräknades till 11.51kN och för det samtidiga momentet till 1.71kNm. När bärförmågan uppnåddes knäckte profilen i sidled och en livvippning kunde konstateras. Vid provning av profiltyp E



Figur 4.14: Resultat från provning av profiltyp E, till vänster med sidostabilisering och till höger utan sidostabilisering.



Figur 4.15: Livvippning på profiltyp E.

och sidostabilisering ökade bärförmågan till 24.6-25.42kN, se figur 4.14. Medelvärde för normalkraften beräknades till 25kN och ett samtidigt moment på 3.73kNm. När bärförmågan uppnåddes knäckte profilen på ett liknande sätt som utan sidostabilisering dvs. en knäckning i sidled och en livvippning kunde konstateras, se figur 4.15. Livvippningen var dock större än för lastfallet utan sidostabilisering.

## 4.4 Diskussion

### 4.4.1 Provning utan sidostabilisering

Vid provning utan sidostabilisering kunde det konstateras att samtliga balkar till en början böjde ut i den styva riktningen. Då bärförmågan uppnåddes förändrades utböjningen så att även en utböjningen (knäckning) i den veka riktningen observerades. Denna utböjning liknade ett av Eulers knäckfall för knäckning då knäcklängden är samma som profillängden. Trots att utseendet liknade ett av Eulers knäckfall



Figur 4.16: *Stora plastiska deformationer.*

är det inte ren knäckning då Eulers knäckfall endast tar upp normalkraftbelastade pelare och provningen även innefattade ett moment. Plastiska deformationer kunde observeras i endast mindre omfattning då endast små kvarstående deformationer kunde observeras då lasten avlägsnats. Detta tillsammans med en utböjning i sidled innebär att bärförmågan bestäms utifrån någon form av instabilitetsfenomen och att tvärsnittets kapacitet ej är uppnått. Dock förekom plastiska deformationer i de profiler som fått en kraftig utböjning då provningarna fortsatt efter att största bärförmågan uppnåtts. Exakt vilket instabilitetsfenomen som var bidragande till att bärförmågan uppnåddes varierade från lastfall till lastfall. Förutom knäckning i balkens veka riktning kunde även livbuckling konstateras för profiltyp A, samt livvippning för profiltyp E.

Samtliga delningsprofiler deformerades så att de pressades samman när bärförmågan uppnåddes. Detta medför att en viss samverkan mellan profilhalvorna genom gummilisterna alltid kommer att finnas och när väl profilerna klämts ihop kommer samverkan att öka.

#### 4.4.2 Provning med sidostabilisering

Provning med sidostabilisering mitt i spannet varierade anledningen till att bärförmågan uppnåddes för de olika profiltyperna. Förutom profiltyp D som knäckte i den veka riktningen utan tecken på andra instabilitetsfenomen berodde bärförmågan hos resterande balkar på olika orsaker.

Plastiska deformationer och i vissa fall mycket stora plastiska deformationer kunde konstateras vid provning med sidostabilisering, se figur 4.8. Att plastiska deformationer uppkommit tyder på att tvärsnittets kapacitet är uppnått. Även stor lokal livbuckling konstaterades för profiltyperna A, B och C där resultatet blev att balken knäckte och veks där buckling inträffat.

Delningsprofiler som provades med denna infästningstyp uppvisade ett beteende där halva profillängden klämdes ihop medan den andra drogs isär. Detta medför att vid stora deformationer kommer gummilisten inte längre att vara aktiv på vissa delar av balken. Men dessa stora deformationer uppstår endast efter att profilens bärförmågan är uppnådd, vilket inte tillåts för en verklig konstruktion.

Tabell 4.2: *Maximala laster vid provning.*

Profiltyp	Längd (m)	Provning	Normalkraft (kN)	Moment (kNm)
A	3x1,5	1	45,52	6,51
		2	45,31	6,48
		3	45,31	6,49
A	3x3	1	28,01	4,01
		2	30,75	4,40
		3	31,24	4,47
B	3x1,5	1	27,25	4,50
		2	27,56	4,55
		3	27,94	4,61
B	3x3	1	15,07	2,49
		2	12,57	2,07
		3	16,20	2,67
C	3x1,5	1	44,92	6,47
		2	45,26	6,52
C	3x3	1	19,85	2,86
		2	21,71	3,13
D	3x1,5	1	36,33	5,59
		2	35,85	5,52
		3	35,31	5,44
D	3x3	1	13,35	2,06
		2	14,55	2,24
		3	14,66	2,26
E	3x1,5	1	24,60	3,67
		2	25,42	3,79
		3	24,96	3,72
E	3x3	1	10,02	1,49
		2	12,15	1,81
		3	12,35	1,84



# Kapitel 5

## Beräkning av bärförmåga hos fasadprofiler

### 5.1 Inledning

Beräkningar gjordes med FE analyser dels för att verifiera beräkningsmetodiken genom att jämföra med provningarna och dels för att skapa dimensioneringsunderlag för stomprofilerna. Modeller motsvarande de provningar som utförts skapades i FE-programmet ABAQUS. Resultaten från beräkningarna verifierades med provningarna. Samma metodik användes senare för att skapa dimensioneringsdiagram genom att utföra ett antal analyser för olika laster. Med dessa dimensioneringsdiagram kan sedan bärförmågan bestämmas utifrån en belastande normalkraft och moment i den riktning vindlasten belastar stomprofilerna.

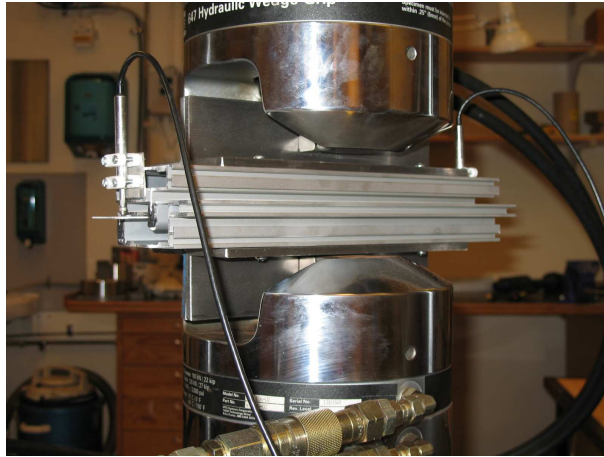
### 5.2 Gummilist i delningsprofiler

#### 5.2.1 Delningsprofil

Vid provning av delningsprofilerna uppvisades instabilitetsfenomen som är kopplat till tvärsnittets utformning och dess samverkan, genom de gummilister som förbinder profilhalvorna. Eftersom gummilisterna har betydelse för bärförmågan krävs det att de studeras noggrannare.



Figur 5.1: *Tvärsnitt av en delningsprofil.*



Figur 5.2: *Provuppställning för isärdragning av delningsprofil.*

### 5.2.2 Provning av gummilist

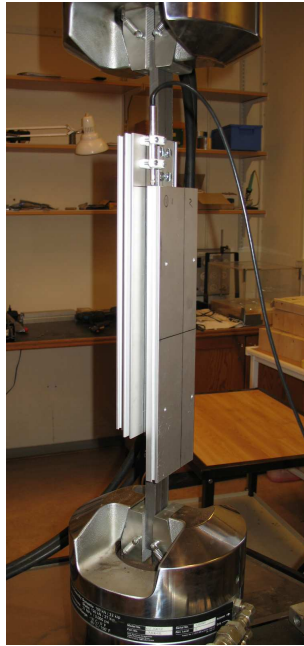
Provuppställningen visas i figur 5.2 och 5.3. Provningsmaskinen utfördes med en provningsmaskin av typen MTS 810 (Material Test System). Provningsmaskinen var deformationsstyrd för att kunna studera beteendet även efter maximal last och deformationen hade en hastighet av 2mm/min. Deformationen vid provningen mättes med LVDT-givare monterade på provbitarna för att få god noggrannhet och att endast deformationen i gummilisterna uppmättes. Provbitarna som var 30cm långa fästes i provningsmaskinen genom att skruva fast vardera profilhalva på två vinkeljärn som sedan monterades i provningsmaskinen. Vinkeljärnen var relativt kraftiga jämfört med profilen. Detta för att inte profilens och infästningarnas styvhet skulle inverka på resultatet utan endast gummilistens beteende karaktäriserades.

Den initiala styvheten valdes att användas i beräkningarna eftersom instabilitetsbrott är kopplat till just den initiala styvheten. För att bekräfta att rätt materialparametrar framtagits gjordes FE analyser av uppställningen och jämfördes med provningarna.

Vid båda provningarna kunde det konstateras att gummimaterialet innan glidning inträffade uppträdde olinjärt elastiskt, vilket är ett vanligt beteende hos gummimaterial. Vid utdragning av delningsprofil kunde det i resultaten även observeras när gummilistens läppar inte längre var aktiva vilket resulterade i ett trappformat kraft-förskjutnings diagram, se figur 5.4.

En observation som gjordes vid provningen var att både styvheten och maximal last vid provningen ökade stort om inte monteringen i provningsmaskinen utfördes korrekt. Endast en liten snedmontering i storleksordningen 1mm kunde göra att styvheter och maximala laster blev två till tre gånger högre. Utifrån denna observation togs avvikande resultat bort från mätningarna. Detta kan även ske vid montering av fasader men det är de lägsta värdena som är av intresse vid skapandet av dimensioneringsdiagram.



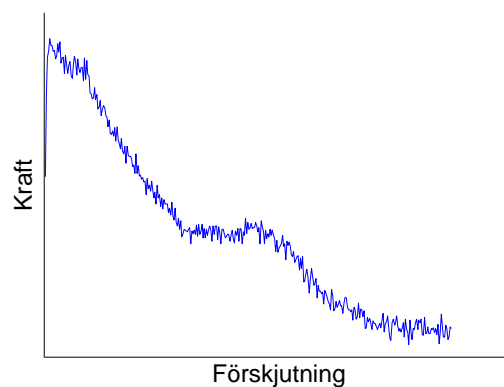


Figur 5.3: *Provuppställning för skjuvning av delningsprofil.*

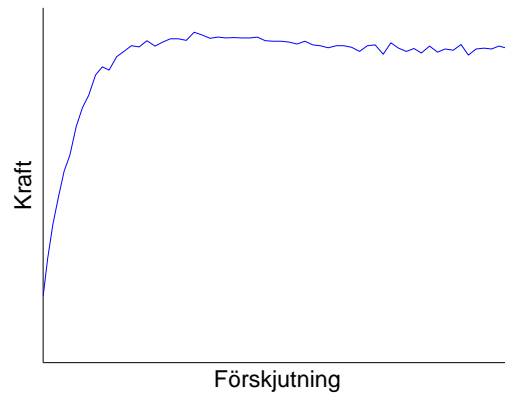
### 5.2.3 Utvärdering av gummilistens materialparametrar

Resultaten från provning av gummilistens beteende vid utdragning och skjuvning av delningsprofilen visas i figur 5.5 och 5.6. Vid provningarna observerades likartade beteende för belastning i longitudinell som vinkelrät riktning. Efter en först ökande kraft för ökande deformation uppnåddes en konstant last då glidning inträffade se figur 5.5 och 5.6.

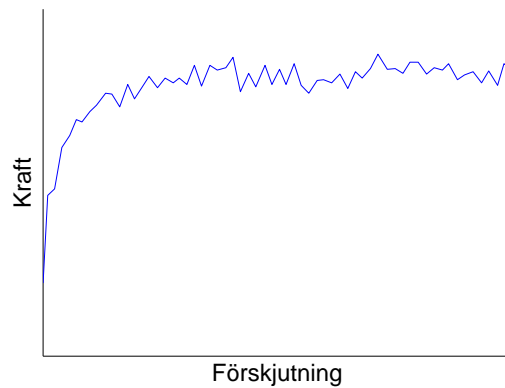
För att modellera gummilisten med ett fiktivt homogent material med ekvivalent E-modul och plastisk modell för att efterlikna glidning användes följande metodik. Om ett linjärt elastiskt isotropt material antas ges gummilistens elasticitetsmodul



Figur 5.4: *Gummilistens beteende vid utdragning.*



Figur 5.5: Gummilistens beteende vid utdragning initialt.



Figur 5.6: Gummilistens beteende vid skjuvning initialt.

av

$$E = G \cdot 2(1 + \nu) \quad (5.1)$$

Där  $\nu$  är gummimaterialets skjuvmodul vilket antas till nära 0.5. Gummilistens skjuvmodul bestäms utifrån

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (5.2)$$

Där skjuvtöjningen vid aktuell skjuvspänning är

$$\gamma = \arctan\left(\frac{\delta}{t}\right) \quad (5.3)$$

Där  $\delta$  är den aktuella deformationen och  $t$  är gummilistens tjocklek som finns på gummilisten. Medelskjuvspänningen hos gummilisten bestäms enligt

$$\tau = \frac{N}{A} \quad (5.4)$$

Där  $N$  är kraftskillnaden före och efter laststeget och  $A$  är den area skjuvspänningen på gummilisten verkar. Elasticitetsmodul för gummilisterna bestäms således utifrån ovanstående resonemang till

$$E = \frac{\frac{N}{A}}{\arctan\left(\frac{\delta}{t}\right)} \cdot 2(1 + \nu) \quad (5.5)$$

Den flytspänning som skall representera glidning mellan profil och gummilist ges av ekvation 5.6, von Mises hypotes [5], där alla inparametrar förutom aktuell skjuvspänning försummas. Fiktiv flytspänning bestäms således av ekvation 5.7.

$$\sigma_{\text{eff}}^2 = \frac{1}{2} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2] + 3(\tau_{12}^2 + \tau_{13}^2 + \tau_{23}^2) \quad (5.6)$$

$$\sigma_{\text{flyt}} = \sqrt{3\tau^2} \quad (5.7)$$

Där  $\tau$  är den skjuvspänning som uppstår i gummilisten vid glidning som bestämdes i provningen av gummilisten enligt föregående avsnitt.

## 5.3 FE analyser av fasadprofiler

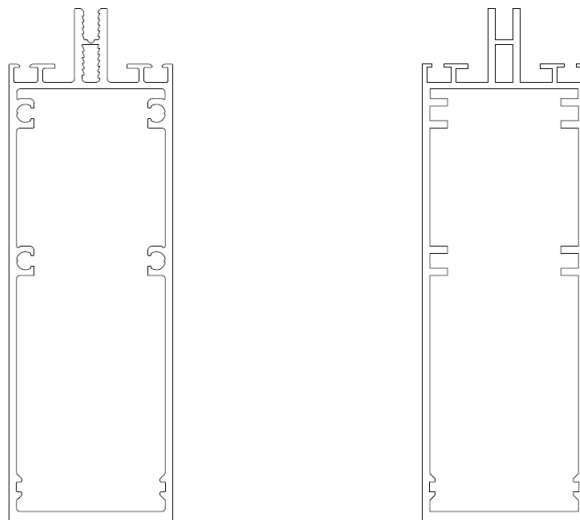
För att beräkna bärförmågan hos stomprofilerna med FE analyser valdes en metodik genom att utvärdera olika analysmetoder. Analysmetoderna verifierades genom att jämföra beräkningsresultaten med provningsresultat.

### 5.3.1 FE modellering

Modellerna av geometrin för profilernas tvärsnitt efterliknade i så stor utsträckning som möjligt profilens verkliga geometri. De förenklingar som gjordes var att profilens radier och gängning vid infästning av glashållare inte modellerades samt att skruvfickor förenklades, se figur 5.7. Anledningen till att tvärsnittets delar har förenklats alternativt inte medtagits beror på att de ökar komplexiteten i elementgeometrin utan att nämnvärt öka noggrannheten i beräkningarna.

Vid modellering av delningsprofilerna antas full koppling mellan gummilister och profiler. Den glidning som kan ske mellan profilhalvorna modelleras genom en plastisk materialmodell för gummimaterialet.

Vid FE analyserna modellerades samtliga stomprofiler med 8 nodiga hexagonala 3 dimensionella element. Risken som finns med att använda denna typ är att modellen kan bli för styv vid böjning av profilväggen, då endast ett lager av element användes i profilväggarna. Detta kan motverka livbuckling som är av stor vikt i analyser som behandlar tunnväggiga tvärsnitt. Därför gjordes även en analys med 20-nodiga hexagonala element med reducerad integration som ger ett mjukare beteende vid böjning. Anledningen att inte uteslutande använda den bättre elementtypen är



Figur 5.7: Tvärsnittsförenklingar, verkligt tvärsnitt till vänster och förenklat tvärsnitt till höger.

att analyserna blir ytterst tidskrävande. Jämförelsen mellan 8 respektive 20 nodiga hexagonala element visade att inga större skillnader i resultatet fanns mellan elementtyperna, och därav valdes de 8-nodiga elementen för analyserna.

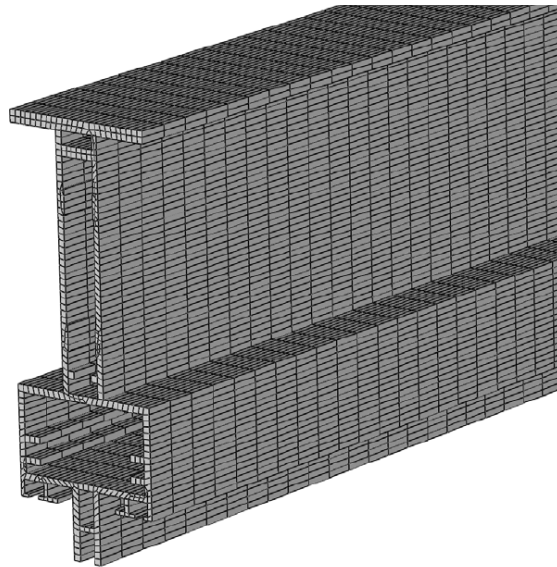
Vid skapandet av elementindelning valdes en sidlängd på elementen till ca. 2mm i profilens periferi och till 10mm i profilens längdriktning. Noggrannare elementgeometri provades utan att någon större skillnad i resultatet kunde konstateras. I figur 5.8. visas en typisk elementindelning och antal element varierade mellan 50000-150000st beroende på tvärsnitt och infästningstyp.

### 5.3.2 Materialmodell

Vid val av materialmodell för att beskriva aluminium användes ett linjärelastiskt isotropt idealplastiskt von Mises material. Valet att använda ett idealplastiskt material och inte ett isotropt hårdnande som bättre beskriver aluminiums beteende vilar på att minska komplexiteten på analyserna. Flytgränsen sattes till  $f_{02}$  dvs. den spänning då 0,2 procent plastiska töjning uppstår, se figur 5.9. Att använda  $f_{02}$  som flytgräns är vanligt förekommande vid material utan distinkt flytgräns som aluminium [2]. Förenkling att använda ett idealplastiskt material kommer att leda till att materialet visar ett vekare beteende dvs. en förenkling på säkra sida, då plastiska töjningar uppstår, se figur 5.10. Materialets  $f_{02}$  gräns samt dess elasticitetsmodul hämtades från information om aktuell legering för stomprofiler [7].

### 5.3.3 Randvillkor

De analyser som behandlar stomprofiler kan uppdelas i två typer av analyser. Den ena analystypen efterliknade provningen av fasadprofilerna och den andra ana-



Figur 5.8: *Exempel på elementindelning.*

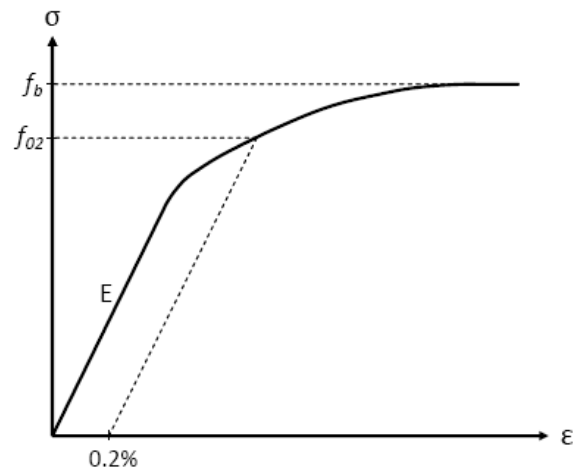
lystypen användes för framtagning av dimensioneringsunderlag. Då det finns en skillnad i randvillkor för dessa två analystyper kommer de att behandlas separat vad gäller val av randvillkor och laster.

### **Upplag vid beräkningar för jämförelse med provning**

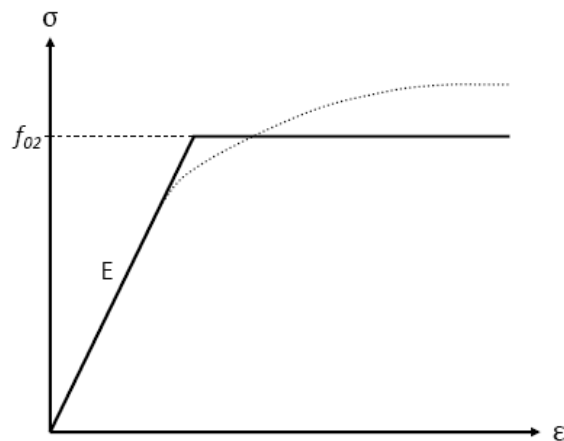
Randvillkor som användes för analyserna som efterliknade stomprofilsprovningarna utfördes att vara så lika provriggens randvillkor som möjligt. De ändbeslag som fanns på profilen för att skapa en excentricitet vid provningen skapades även i FE-analyserna. Upplagen för modellen skapades där spetsen alternativt kulan angrep ändbeslaget. Förskjutningarna var förhindrade i alla riktningar vid undre infästningen. I övre infästningen var balken förhindrad att röra sig i sidled. I det lastfall som innehöll en sidostabilisering mitt på spannet förhindrades mittspannets tvärsnitt att rotera axiellt samt att böja ut i sidled. För lastfallet utan någon stabilisering i sidled mitt på spannet fanns dock ingen låsning för axiell rotation. Detta medförde att profilen kunde börja rotera. Detta motverkades genom att låsa nedre infästningen mot axiell rotation vilket endast motverkade en stelkroppsrotation kring balkens längdaxel. För att skapa en last vid analyserna som efterliknade provningarna av stomprofiler användes ett laststeg där analysen utgick ifrån en föreskriven axiell deformation på 1-10mm.

### **Laster vid beräkningar för jämförelse med provning**

Deformationen föreskrevs i randvillkoren skapade en axiell kraft och excentriciteten medförde att ett samverkande moment uppstod i profilen. Analysen utfördes till dess att föreskriven deformationen var uppnådd eller tills ingen lösning nåddes på

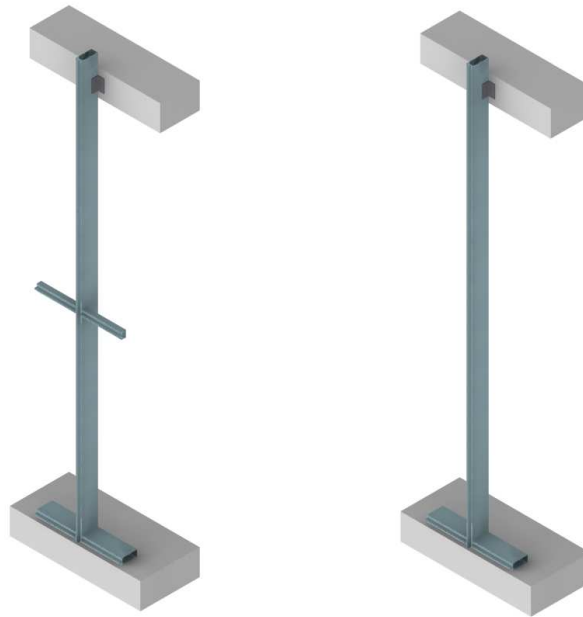


Figur 5.9: Dragkurva för aluminium med beteckningar.



Figur 5.10: Jämförelse mellan verklig och idealplastisk dragkurva för aluminium.

grund av numeriska problem. Den axiella reaktionskraften som sedan blev på upplaget utvärderades mot deformationen och bärförmågan bestämdes utifrån maximal reaktionskraft. Fördelen med att använda sig av en föreskriven axiell deformation i analysen är att lastkapaciteten efter maximal last kan bestämmas och att färre numeriska instabilitetsfenomen inträffar jämfört med att använda en kraftstyrd belastning. Instabilitetsfenomen uppträdde inte alltid där de var förväntade att göra. Detta motverkades genom att lägga in en störande kraft alternativt ett störande moment. Denna störande kraft/moment var riktad i den riktning som instabilitetsfenomenet antogs inträffa. Då konstruktionen tappade sin styvhet i aktuell riktning när instabiliteten inträffade behövdes ingen stor störande kraft/moment för att instabiliteten skulle inträffa. Den störande kraft/moment som sedan provades fram och användes var 20N och 30Nm.



Figur 5.11: Lastfall för dimensioneringsunderlag.

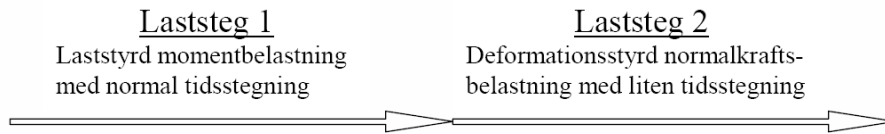
### Upplag vid beräkningar för dimensioneringsunderlag

Upplagen som föreskrevs i de analyser som användes för att skapa dimensioneringsunderlag valdes så att de efterliknade infästningar för den nedersta profilen i en stomkonstruktion som visas i figur 5.11.

Den under infästningen låstes för förskjutningar i samtliga riktningar och för axiell rotation. Den övre infästningen låstes mot förskjutning i sidled. Vid det lastfall som innehöll en sidostabilisering mitt i spannet låstes förskjutningen i den riktning stabilisering finns.

Med en stomprofil skall aldrig en skarvning ske i momentbelastat tvärsnitt. Skarven kommer därför normalt att göras en bit från infästningen. Detta medför att rotationen kring balkens styva riktning i den övre infästningen kommer att förhindras i viss mån. Detta bortsågs dock ifrån på grund av att rotationen förhindras bara helt när en viss våningshöjd finns på ovanliggande våning. Då detta varierar från byggnad till byggnad valdes att inte beakta rotationsförhindringen, vilket leder till ett värre lastfall som ger en lösning på säkra sidan.

Vid infästningsmöjligheten med sidostabilisering mitt på våningshöjden genom en horisontell stomprofil kan en rotation förhindras i vissa fall. Om tvärsnittshöjd på den horisontella profilen väljs så att den har samma höjd som den vertikala kommer förutom sidoutböjningen även den axiella rotationen förhindras mitt på spannet. För att rotationen skall förhindras helt krävs dock att omgivande glasfack är av samma storlek och har samma infästningar och last. Då detta inte kan förutses valdes att borste ifrån detta vid val av upplag för profiler med sidostabilisering.



Figur 5.12: Laststeg vid analyser för dimensioneringsunderlag.

### Laster vid beräkningar för dimensioneringsunderlag

För att skapa laster som återspeglar en normal lastbild för en stomprofil valdes att dela upp dem i två steg. Då stomprofiler vanligtvis belastas med både normalkraft och moment valdes att applicera dessa i två laststeg. Detta för att kunna variera metod för att anbringa lasten.

I det första laststeget applicerades det belastande momentet. Momentet som belastar stomprofiler härstammar från de vindlaster som påverkar glasfasaden. Vindlasterna överförs från glaspaketet till stomprofilerna och förs över till upplagen. För att efterlikna detta applicerades vindlasterna som en jämt utbredd last längs hela profillängden.

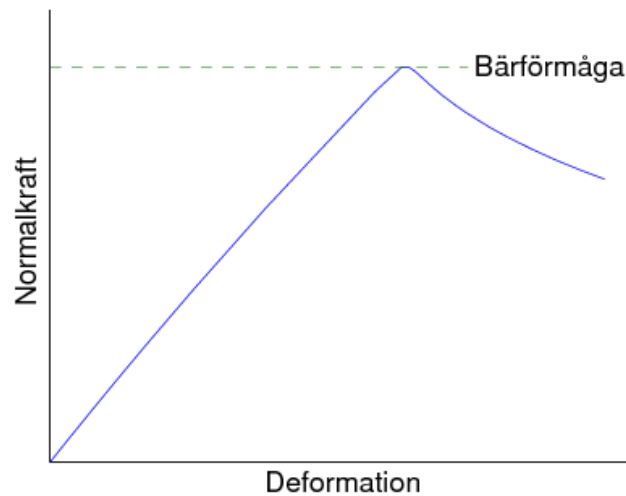
I nästföljande laststeg applicerades den normalkraft som samtidigt som momentet belastar stomprofilen. Normalkraftsbelastningen skapades genom en förutbestämd axiell deformation i randvillkoren där normalkraften antogs angripa. För att inte skapa ett ytterligare moment applicerades deformationen i profilens tyngdpunkt. När analysen var utförd studerades resultaten med avseende på reaktionskrafter och maximal normalkraft för aktuellt moment kunde bestämmas.

Förutom en deformationsstyrd analys provades även att bestämma bärförmågan med avseende på normalkraft genom en egenvärdesanalys enligt ekvation 3.1 samt en förbelastad egenvärdesanalys där en normalkraft anbringades före egenvärdesanalysen. En viss fördel genom tidsvinst kunde konstateras med att använda egenvärdesanalyser. Men då de uppvisade en sämre noggrannhet på bärförmågan valdes de bort.

Laststegen för bestämning av bärförmåga hos stomprofiler som ligger till grund för dimensioneringsunderlag visas i figur 5.12

Momentkapaciteten för en profil är oberoende på hur momentet påförs på balken så länge det ger samma belastande moment. Således behövdes inte en utbredd last användas utan momentkapaciteten bestämdes genom att påföra en rotation i balkens ändar i dess randvillkor. Profilens momentkapacitet bestämdes senare genom att studera resultaten från analysen med avseende på reaktionsmoment.



Figur 5.13: *Bärförmåga vid analyser.*

## 5.4 Resultat av beräkningar

### 5.4.1 Beräkningsmässigt bestämd bärförmåga för stomprofiler vid provning

Resultaten från beräknad bärförmåga för analyser som efterliknar provningar presenteras i tabell 5.1. Varje profiltyp har studerats vid de två lastfall som provades, 3x3m samt 3x1,5m. Bärförmågan bestämdes utifrån samma kriterium som vid provningen dvs. den maximala last profilen kan bära oavsett deformation, se figur 5.13.

För att jämföra resultatet från beräkningarna med provningen skapades ett diagram enligt figur 5.14. Den vertikala axeln anger belastande normalkraft vid maximal bärförmåga och den horisontella axeln anger belastande normalkraft vid maximal bärförmåga enligt beräkningarna. Linjen anger när resultatet från beräkningarna och provningarna sammanfaller.

Vid studie av figur 5.14 kan det utläsas att provningarnas resultat generellt ligger över beräkningarnas bärförmåga. Detta grundar sig främst på att beräkningarna är gjorda enligt karaktäristiska värden som ligger lägre än materialets medelvärde som provningarna utgår ifrån. En större skillnad kan ses på den rektangulära stomprofilen (profiltyp A) för båda lastfallen samt de två delningsprofilerna (profiltyp B samt C) vid lastfallet med sidostabilisering. Anledningen till att den rektangulära stomprofilen uppvisar en lite högre bärförmåga än beräkningen antas bero på att plastiska deformationer uppstått vid den maximala lasten, se figur 5.15 där områden med flytspänningen är rödmarkerad. Beräkningsmodellens idealplastiska beteende kommer visa ett vekare beteende än materialets normala isotropt hårdnande beteende. Vilket medför att analysen kommer att visa en lägre bärförmåga. Anledning till att delningsprofilernas kapacitet underskattas vid lastfallet med sidostagning tros ha

Tabell 5.1: Beräknad bärförmåga för stomprofiler vid provning.

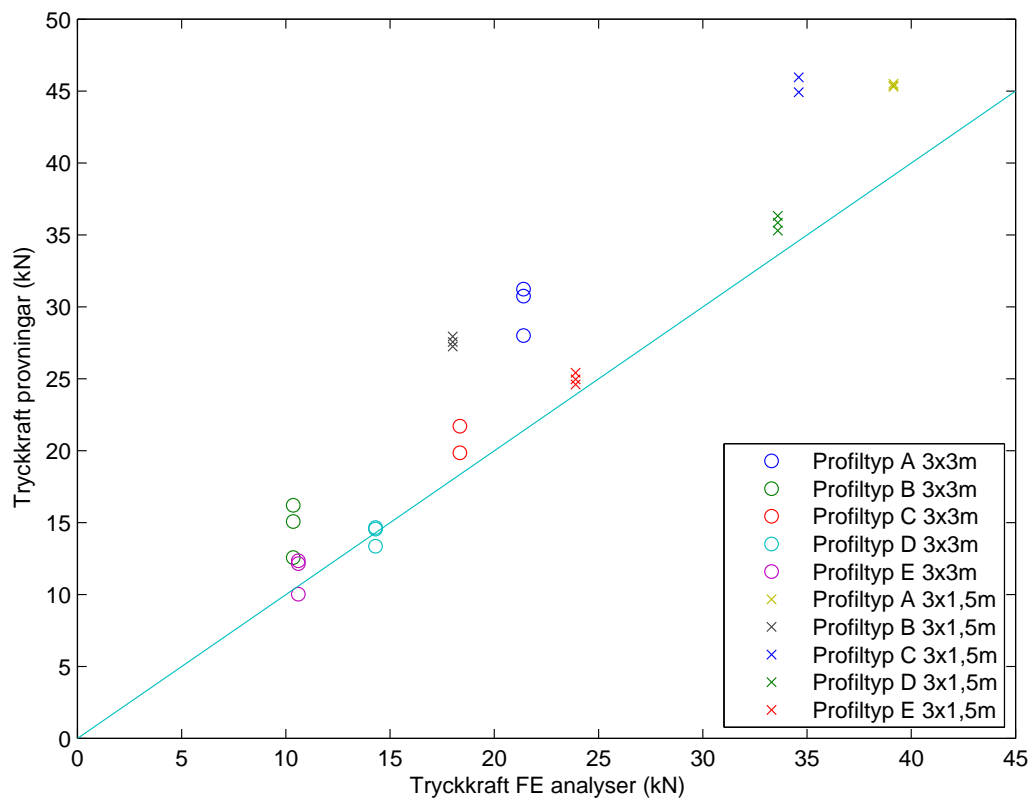
Profiltyp	Längd (m)	Normalkraft (kN)	Moment (kNm)
A	3x1,5m	39,15	5,60
	3x3m	21,4	3,06
B	3x1,5m	18	2,97
	3x3m	10,35	1,71
C	3x1,5m	34,6	4,98
	3x3m	18,35	2,64
D	3x1,5m	33,6	5,17
	3x3m	14,3	2,20
E	3x1,5m	23,9	3,56
	3x3m	10,6	1,58

sin grund i att profilhalvorna klämts ihop vid deformation. När profilhalvorna har klämts ihop så pass mycket att de är i kontakt med varandra kommer deras bärförmåga att öka. Detta är inget som beaktas i den beräkningsmodell som använts.

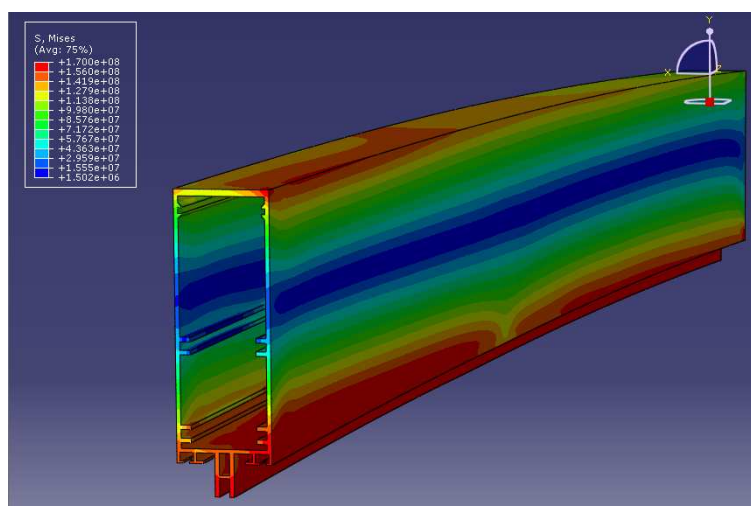
Vid en jämförelse mellan deformation på profiler enligt beräkningar och provningar har flertalet likheter observerats. Vid profiltyp A och lastfallet 3x1,5m observerades en mycket stor lokal buckling ca. 3dm ovanför sidostabiliseringen. Denna uppmärksammades även vid samma position i beräkningen, se figur 5.16. En annan observation är livvippningen som uppstod vid provning och beräkning vid profiltyp E och lastfallet 3x3m, se figur 5.17. Beteendet att delningsprofilerna kläms ihop vid mittnittet i lastfallet 3x3m kan ses i figur 5.18 där även beräkningen uppvisar detta fenomen.

#### 5.4.2 Beräkningsmässigt bestämda dimensioneringsunderlag

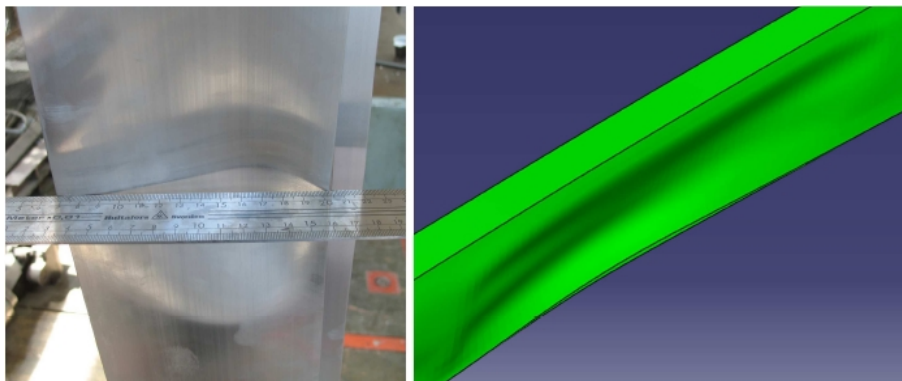
Varje dimensioneringsdiagram baseras på 5-8 analyser som är gjorda enligt tidigare nämnda beräkningsgång. För att skapa ett fullständigt diagram antogs linjär variation mellan beräkningsvärdena. Varje profiltyp har dimensioneringsdiagram för två längder 3 och 4m samt vid två olika typer av infästningar skapats. De två infästningarna är stomprofiler som endast är anslutna vid bjälklagen och en med sidostabilisering mitt på stomprofilen. Dimensioneringsdiagrammen visas i Bilaga A. Vid studie av dimensioneringsdiagram kan det konstateras att ju mindre avstånd mellan infästningarna ju högre bärförmåga uppnås för specifik profil. I de fall en horisontell profil har använts för sidostabilisering har bärförmågan ökat i samtliga fall. Dock har storleken på denna ökning varierat från fall till fall. Flertalet av kurvorna uppvisar en jämn konvex kurvform. En del av kurvorna skiljer sig dock från detta typiska utseende. Bärförmågan kan bestämmas utifrån olika fenomen så som knäckning, vippning, buckling och plasticitet. Då dessa fenomen är beroende på hur profilen belastas kan troligtvis de fall där kurvan ändrar form bero på att dimensionerande fenomen ändras vid ändrad last.



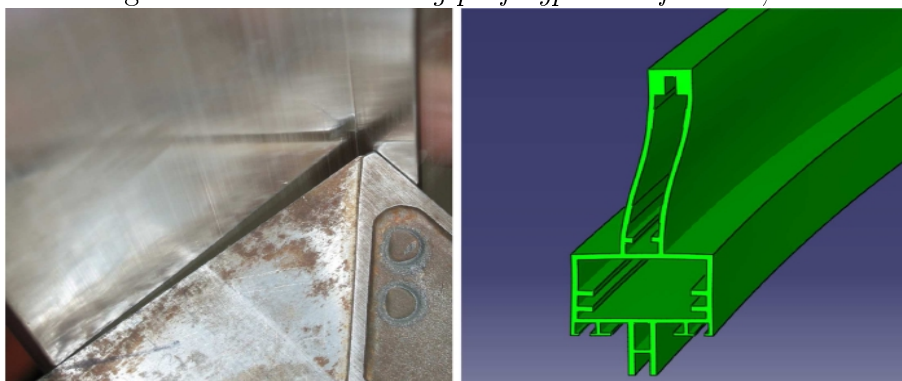
Figur 5.14: Jämförelse mellan beräknad bärförmåga enligt karakteristiska värden och experimentellt bestämd bärförmåga.



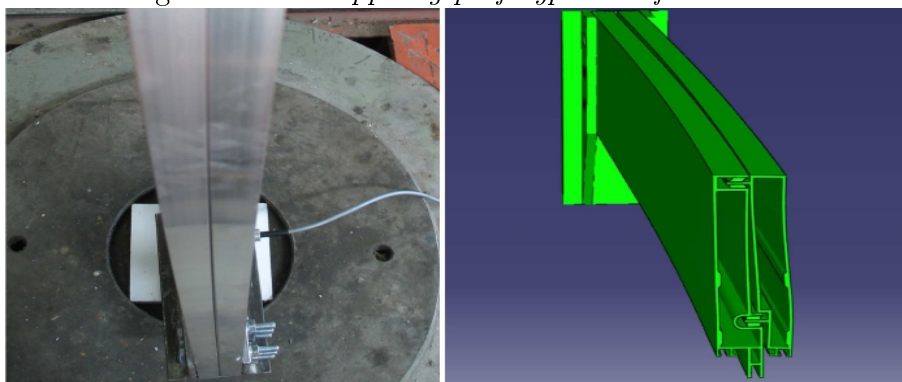
Figur 5.15: Spänningar i profilty A vid maximal last.



Figur 5.16: Lokal buckling profiltyp A lastfall 3x1,5m.



Figur 5.17: Livvippning profiltyp E lastfall 3x3m.



Figur 5.18: Profiler kläms ihop profiltyp C lastfall 3x3m.

# Kapitel 6

## Diskussion

### 6.1 Att använda FE- analyser för beräkning av bärförmåga

I den här rapporten har det visats att det är möjligt att med god överensstämmelse med provningar beräkna bärförmågan med FE analyser för tunnväggiga strängpressade aluminiumprofiler som belastas av kombinationslaster. Den jämförelse som gjordes med de normer som är tillämpliga visade dessutom att analysmetoden gav större noggrannhet på bärförmågan än vad berörda normer gjorde. Analysmetoden medför således att bärförmågan för profilerna i glasfasaden kan beräknas mer korrekt, vilket kan bidra till att korrekt profil används. Om en mindre profil kan användas bidrar det till att konstruktionen blir smäckrare som höjer den helglasade känslan som ofta är önskad. Glasfasaden blir dessutom billigare då mindre aluminium behöver användas.

Vid provningen visades att resultatet av de analyser som är gjorda väl överensstämde med den verkliga bärförmågan för profilerna. Provningsen utfördes med en lastbild som inte är ovanlig på stora glasfasader. Beräkningsmetoden skall således ses som en beräkningsmetod med hög noggrannhet och som ger en mer korrekt uppskattning av bärförmågan än vad de tillgängliga normerna gör för de undersökta lastfallen. Således skall beräkningsmetoden kunna ersätta berörda normer vid dimensionering av stomprofiler med komplicerat tvärsnitt i brottgränsstadiet. De dimensioneringsdiagram som har skapats genom samma beräkningsmetod kan således användas som normal dimensioneringsrutin för glasfasader.

Då de inparametrar som använts i analyserna bygger på karakteristiska värden krävs att säkerhetsfaktorer används för att minska bärförmågan i dimensioneringsdiagrammen. Detta är en normal rutin bland normer. Anledningen till att dessa faktorer behövs är för att en viss variation finns i materialets egenskaper, profilernas geometri och felaktigt montage och att en säkerhet skall byggas in i dimensionering och konstruktion.

Val av säkerhetsfaktor är upp till enskilt objekt. Att exakt bestämma en generell säkerhetsfaktor är således mycket svårt men den borde vara i storleksordningen 1,5

gångerna den dimensionerande lasten. Då provningarna utfördes med en lastbild som är karakteristisk för stora glasfasader med stor egentynghet, kan den säkerhetsfaktor som används vara något mindre för dessa fasader, då provningar ökar säkerheten på beräkningsmetodens riktighet. Vid de fall där en stomprofil endast belastas med en normalkraft skall dock en större säkerhetsfaktor användas. Detta grundar sig i att även små defekter på glasfasaden (snedmontering, initialkrokighet etc.) då skapar ett moment som i vissa fall kan sänka profilens bärförmåga avsevärt.

För att verifiera analysmetoden ytterligare för andra lastfall med högre andel momentbelastning borde ytterligare provning utföras med en större excentricitet.

## 6.2 Förslag till framtida undersökningar

Under detta examensarbete har flertalet frågeställningar uppmärksamats, vilka kan vara intressanta att undersöka vidare. Nedan presenteras några av dessa.

- För att förbättra verifieringen av analysmetoden som använts i detta examensarbete kan man utföra ytterligare provning. Provning skulle då utföras med en större andel moment än den föregående provningen. Denna provning skulle då symbolisera en lägre fasad med mindre egentynghet.
- Vid de analyser som gjorts kan det konstateras att delningsprofilerna är de svagaste profilerna i en glasfasad av typen SFB 4150. Då det nästan alltid är nödvändigt att använda delningsprofiler i en fasad är det av intresse att på något sätt utöka deras kapacitet. En möjlighet kan då vara att byta gummilisten mot något annat tex. ett silikonliknande fogningsmaterial.
- I detta examensarbete har vindlaster förts in som utbredda laster längs med den vertikala fasadprofilen. Detta är en förenkling. Vindlasterna tas egentligen upp av glaspaketet. Genom glaspaketets upplag kommer sedan lasten att föras över till stomprofilen genom skivverkan. Skivans upplag längs den vertikala stomprofilen kan ses som en konstant utbredd last såvida glaspaketet inte har något böjmotstånd. Men de vindlaster som tas upp av de horisontella upplagen genom de horisontella profilerna kommer att föras över som koncentrerande laster till de vertikala profilerna. Om dessutom denna förbindelse finns i närheten av en infästning mot byggnaden kommer med största sannolikhet lasten att föras direkt in i byggnaden. En del av vindlasten kommer på så sätt aldrig att belasta de vertikala stomprofiler.
- Vid flertalet av de analyser som gjorts i detta examensarbete har det konstaterats att kollaps av stomprofiler skett åt sidan. Denna kollaps åt sidan kan troligtvis hållas emot av det glaspaket som finns mellan profilerna. Det skulle därav vara av intresse att studera hur mycket glaset verkligen påverkar stabiliseringen i sidled för berörda profiler.

- Om glasets stabiliserande verkan utnyttjas kan det istället finnas en risk för fortskridande ras. Denna risk uppkommer då en eller flera glaspaket går sönder eller måste bytas. En möjlighet finns då att de laster som inte kan tas upp direkt kan föras över på andra närliggande profiler som fortfarande har stabilisering. Det måste undersökas om detta kan ske genom skivverkan i de övre glasfacken.
- De analyser som är presenterades i detta examensarbete har utgått ifrån helt raka och geometriskt perfekta balkar och infästningar. Vid produktion av profilen och montering av glasfasaden är detta omöjligt att uppnå. Hur mycket en sådan defekt kommer att minska bärförmågan bör undersökas.





# Litteraturförteckning

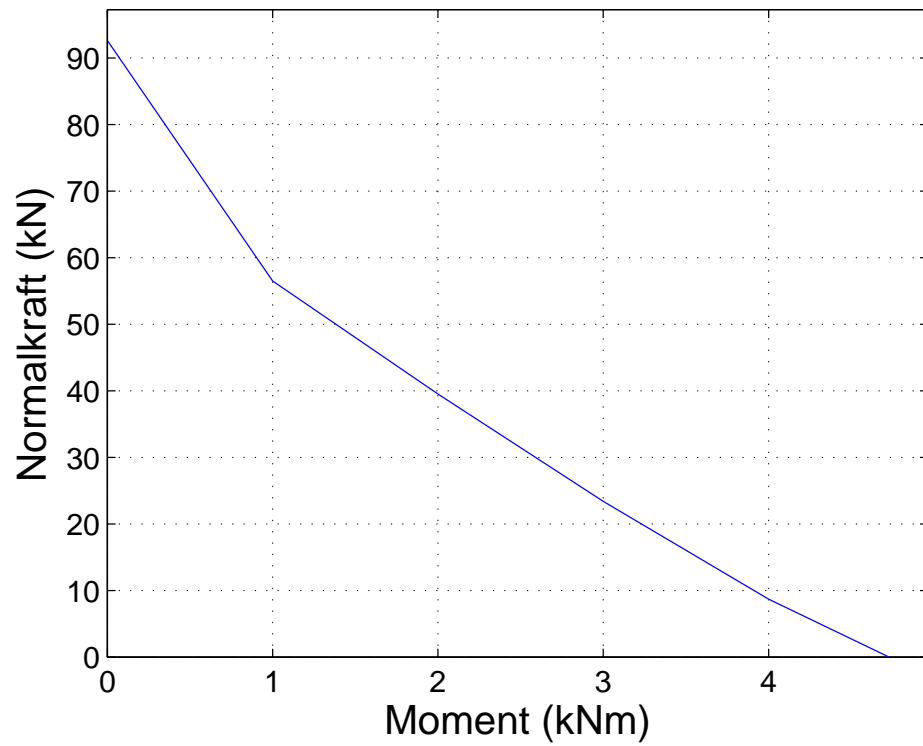
- [1] Burström, Per Gunnar, *Byggnadsmaterial: uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*, Studentlitteratur, Lund, 2001
- [2] Mattson, Staffan, *Aluminium*, 3., [rev.] utg., SIS förl., Stockholm, 2001
- [3] *Norm för tunnplåtskonstruktioner 79 (tunnplåtsnorm): [Regulations for cold-formed steel and aluminium structures]*, Sv. byggtjänst, Stockholm, 1980
- [4] Göransson, Lars & Åkerlund, Sture (red.), *Boverkets handbok om stålkonstruktioner*, 3., [utök.] uppl., BSK 99, Boverket, Karlskrona, 1999
- [5] Ingelstam, Erik, Sjöberg, Stig & Rönngren, Rolf, *TEFYMA: [handbok för grundläggande teknisk fysik, fysik och matematik]*, 3. uppl., KFS, Lund, 2004
- [6] *Abaqus Analysis User's Manual*, Version 6.4, U.S.A, 2003
- [7] *Handbok för konstruktörer*, 5., [rev.], utg., Skandinaviska aluminium profiler (SAPA), Vetlanda, 2005



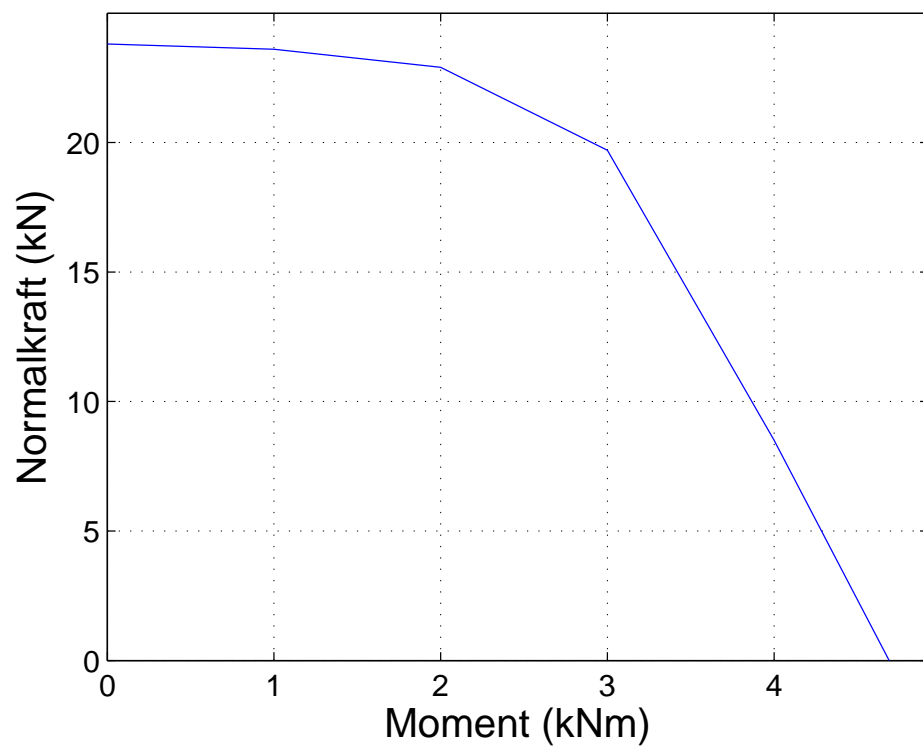
Bilaga A

Dimensioneringsdiagram

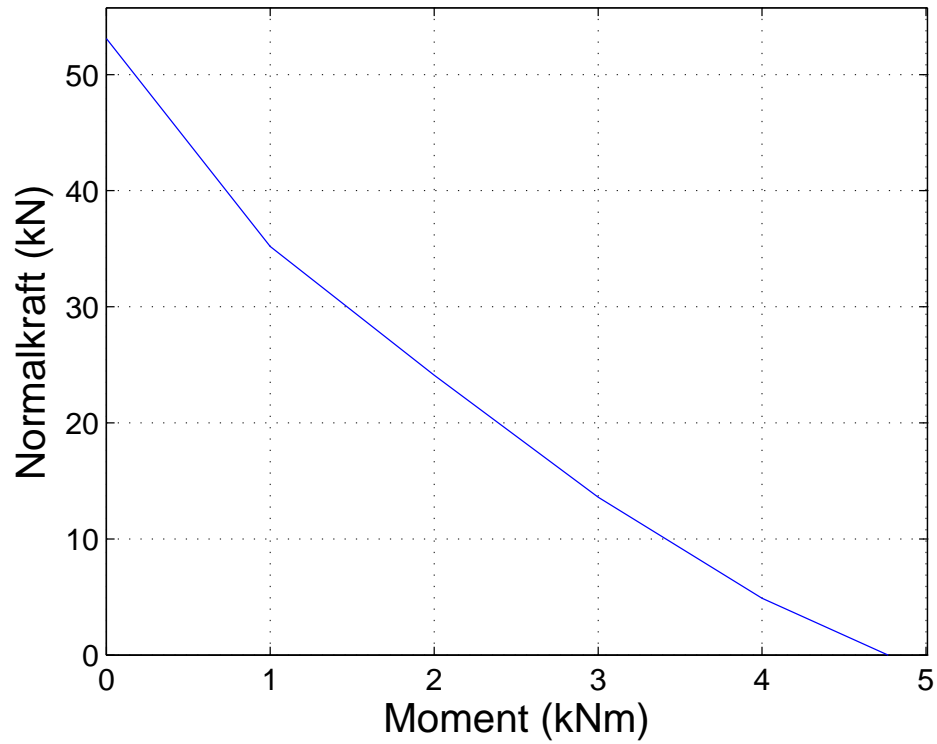




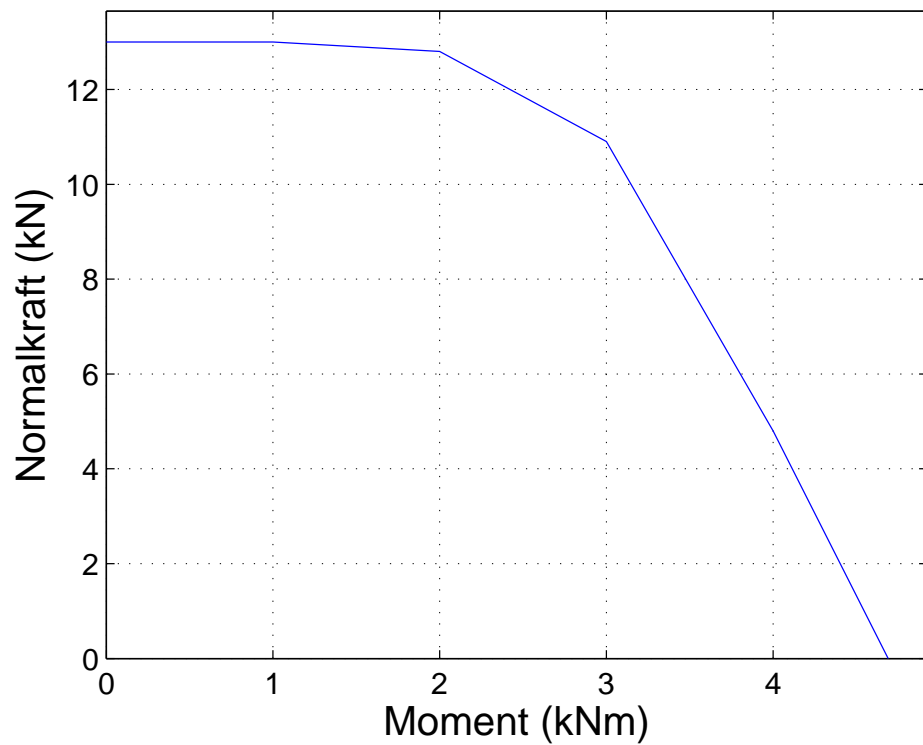
Figur A.1: Profiltyp 1, karakteristiska värden, 3 x 1,5m.



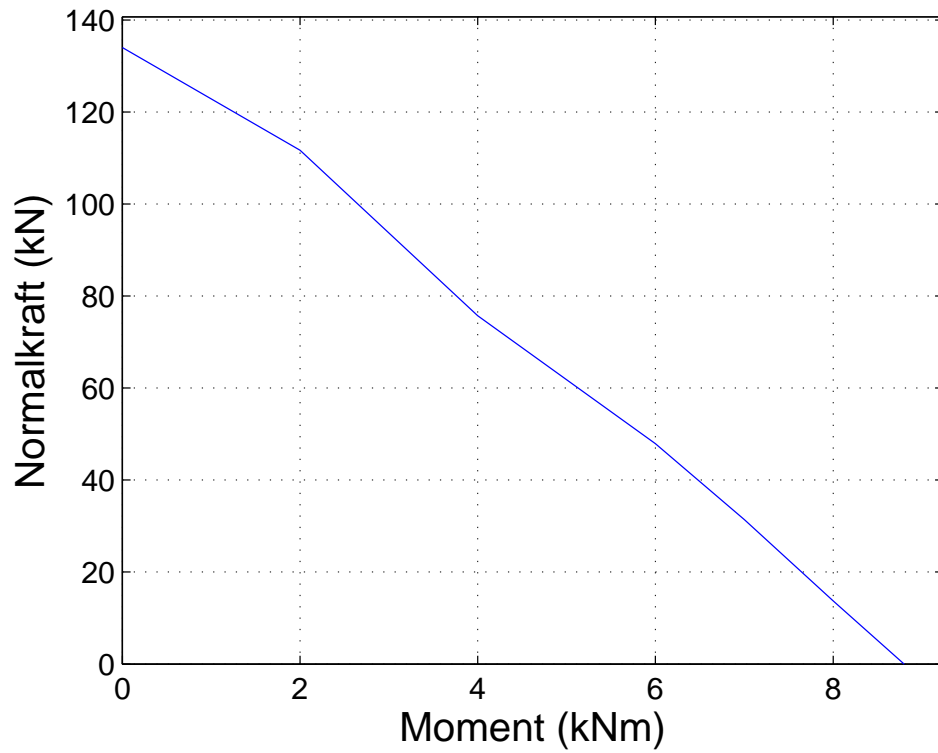
Figur A.2: Profiltyp 1, karakteristiska värden, 3 x 3m.



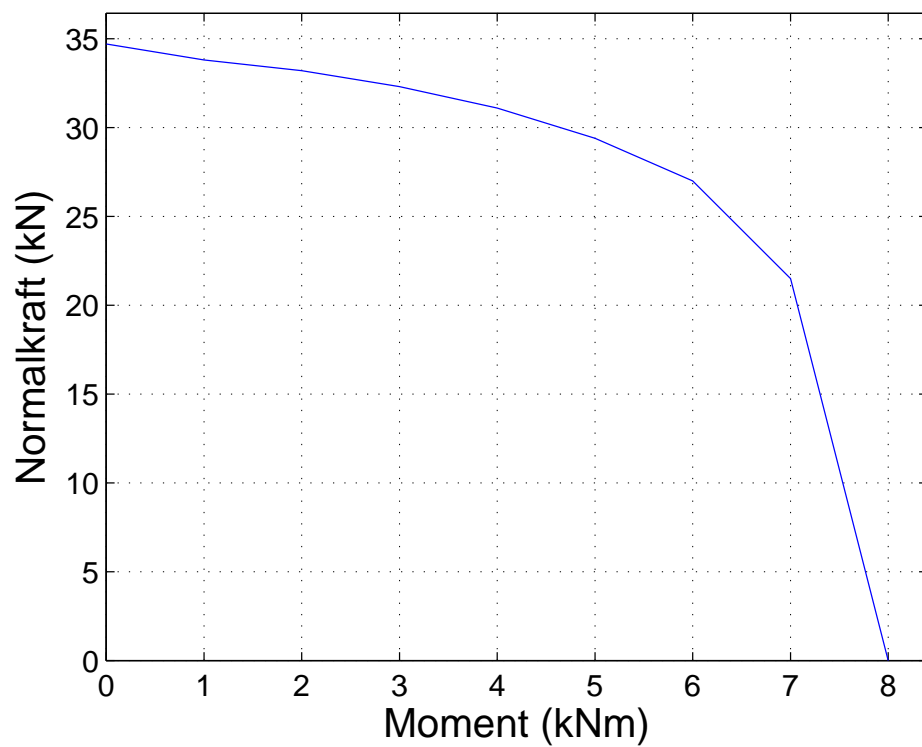
Figur A.3: Profiltyp 1, karakteristiska värden, 4 x 2m.



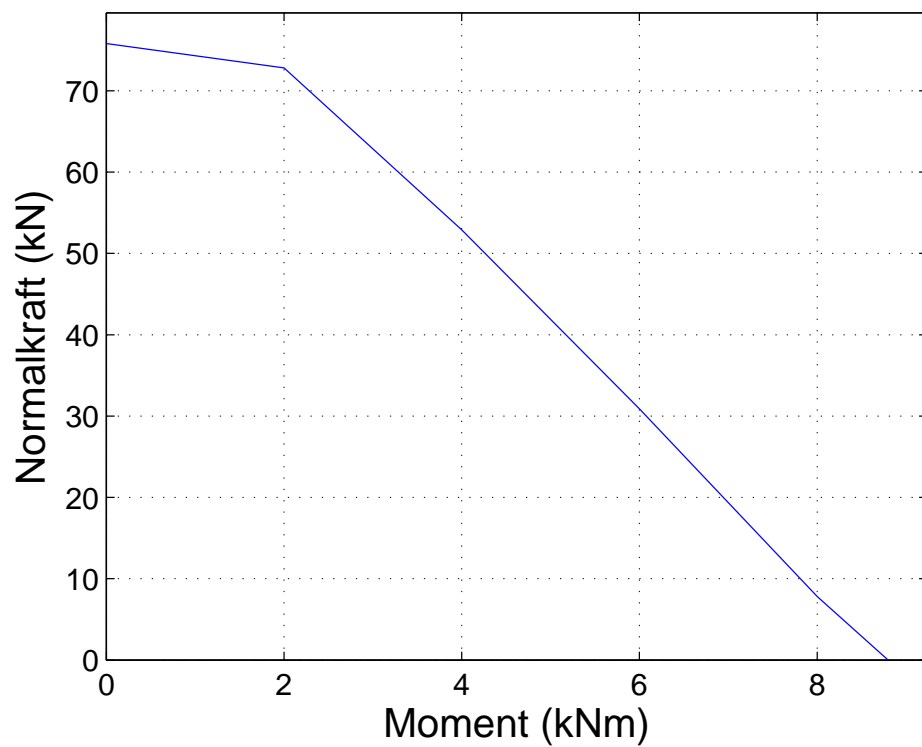
Figur A.4: Profiltyp 1, karakteristiska värden, 4 x 4m.



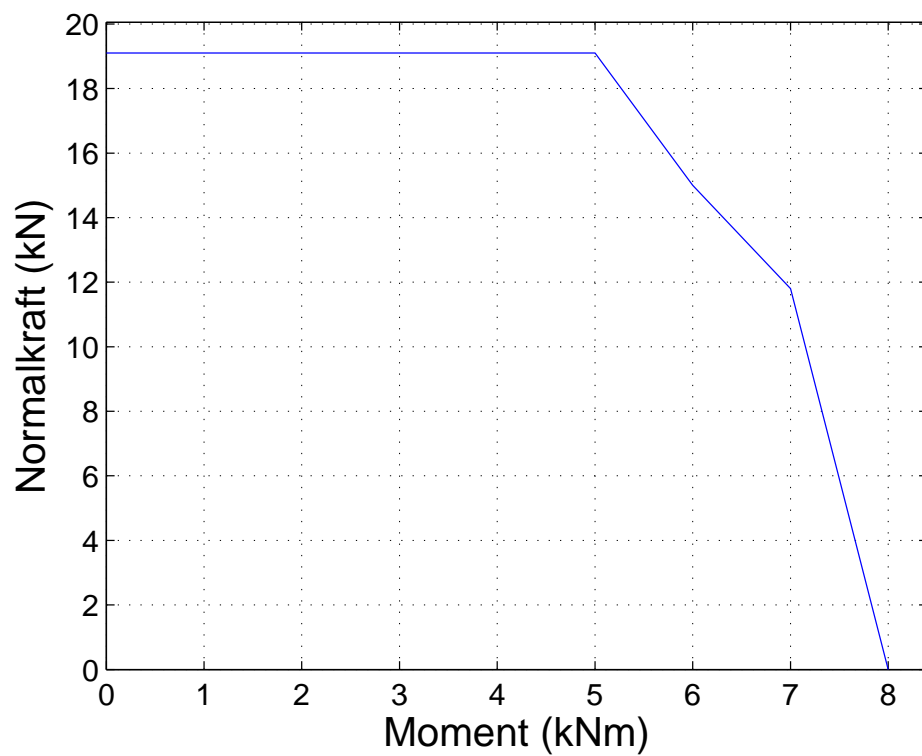
Figur A.5: Profiltyp 2, karakteristiska värden, 3 x 1,5m.



Figur A.6: Profiltyp 2, karakteristiska värden, 3 x 3m.

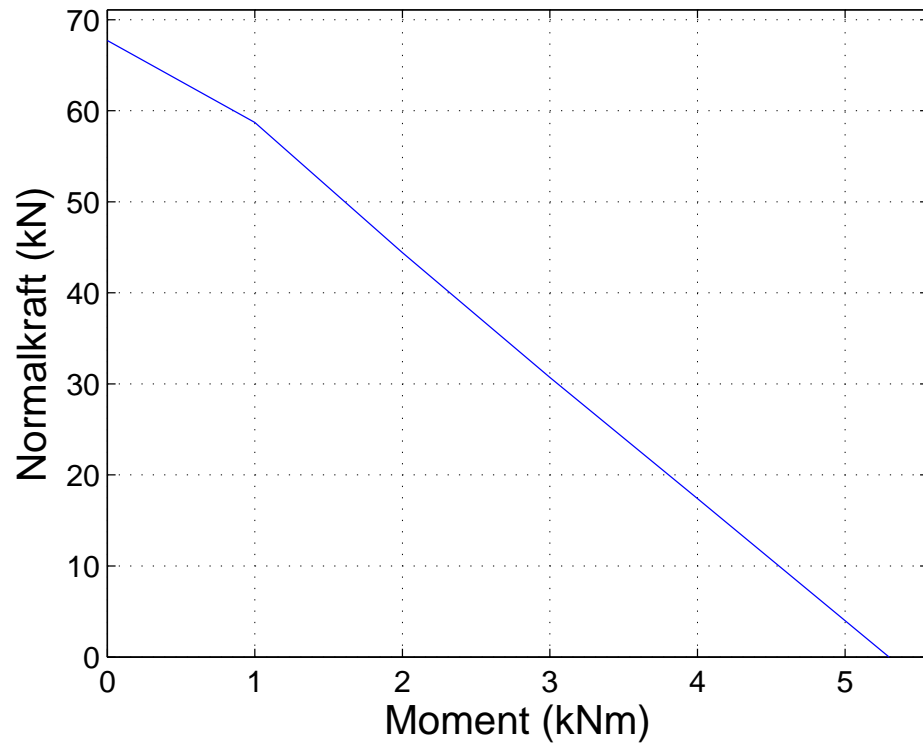


Figur A.7: Profiltyp 2, karakteristiska värden, 4 x 2m.

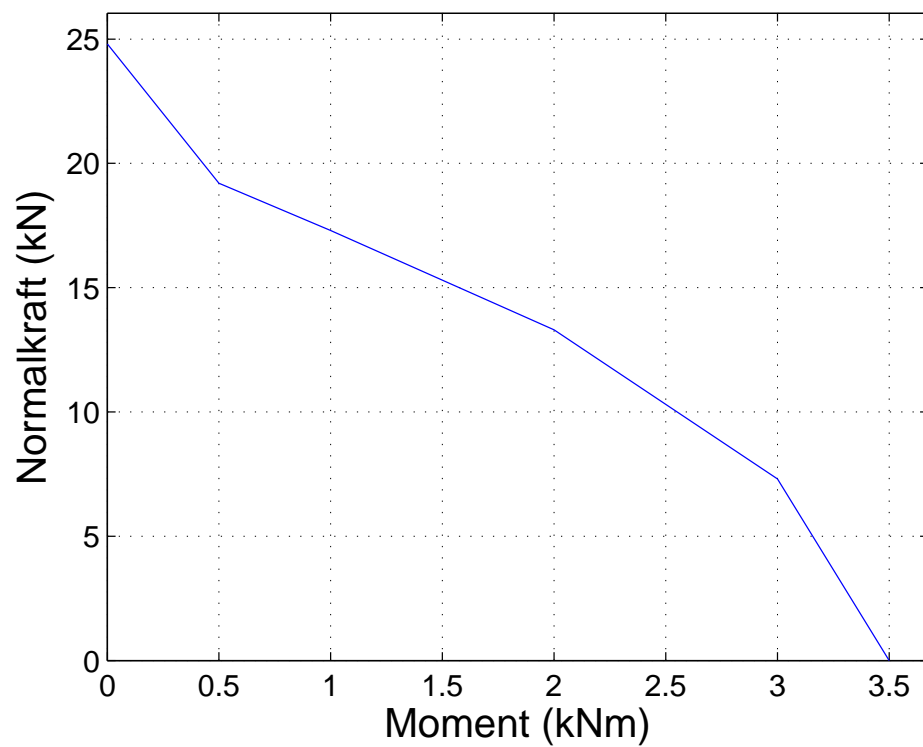


Figur A.8: Profiltyp 2, karakteristiska värden, 4 x 4m.

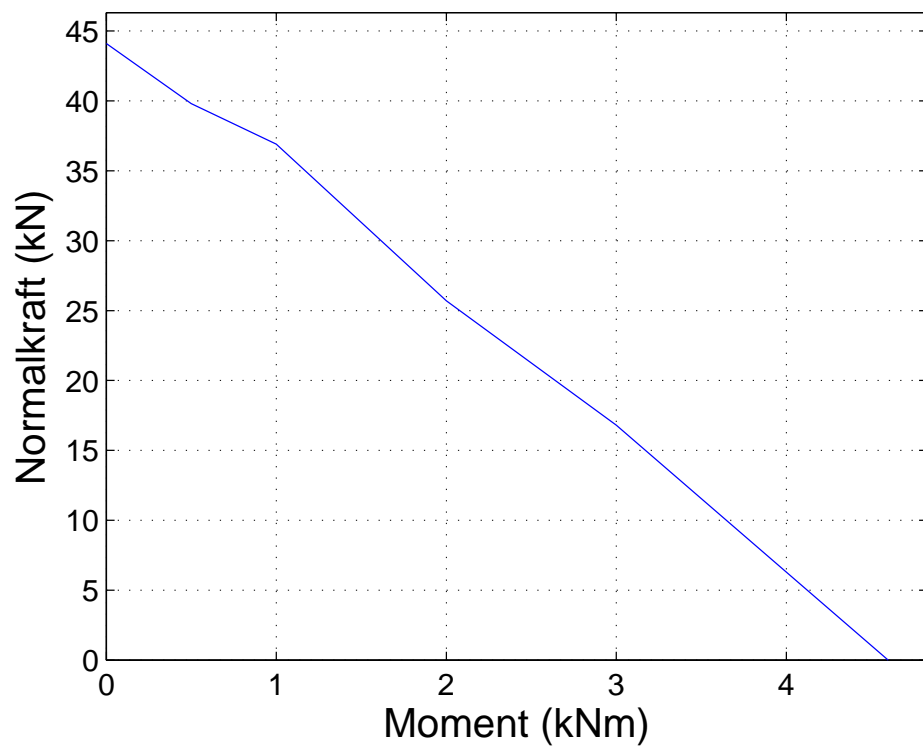




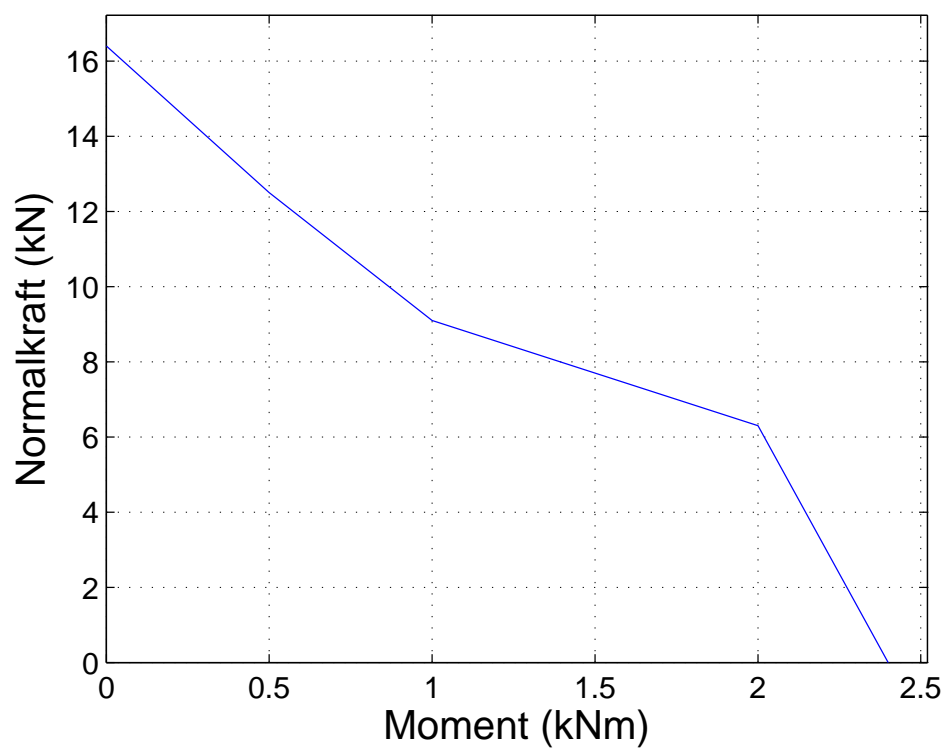
Figur A.9: Profiltyp 3, karakteristiska värden, 3 x 1,5m.



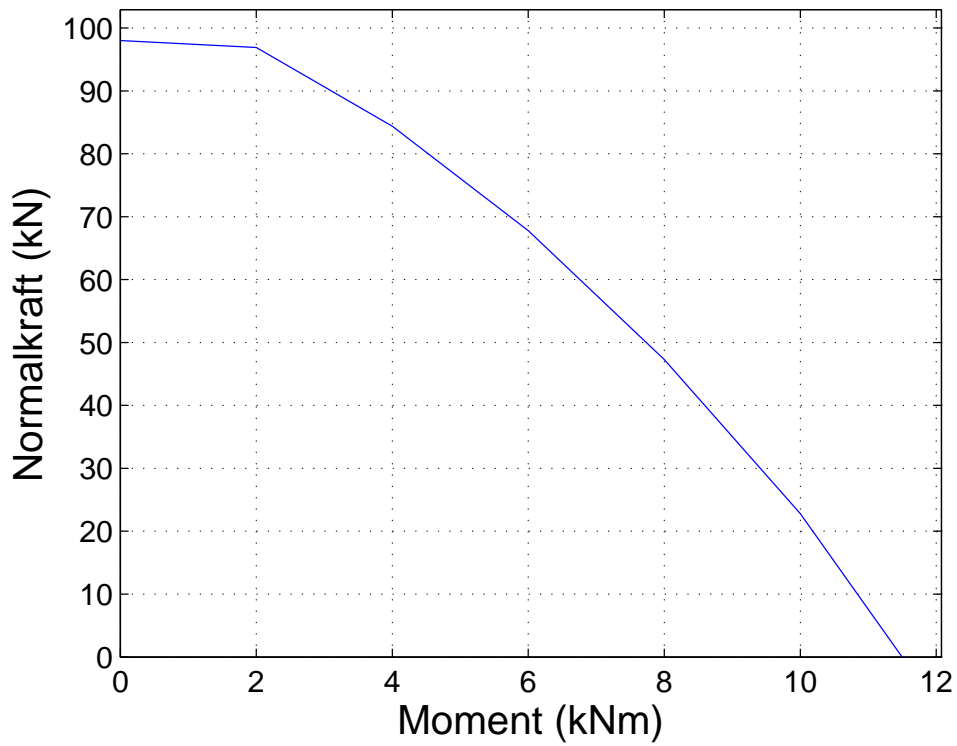
Figur A.10: Profiltyp 3, karakteristiska värden, 3 x 3m.



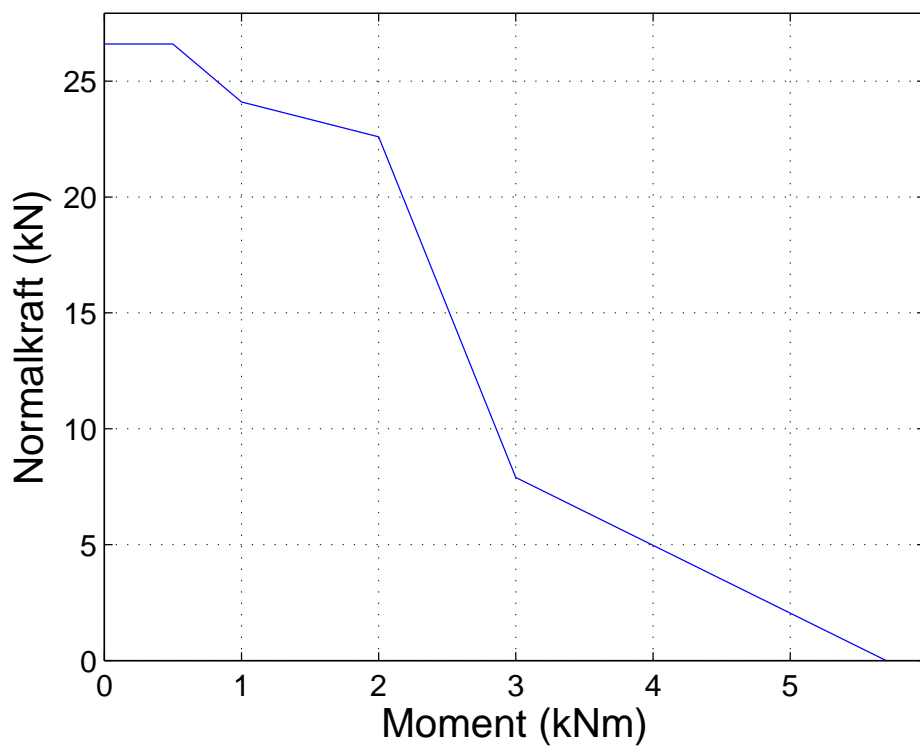
Figur A.11: Profiltyp 3, karakteristiska värden, 4 x 2m.



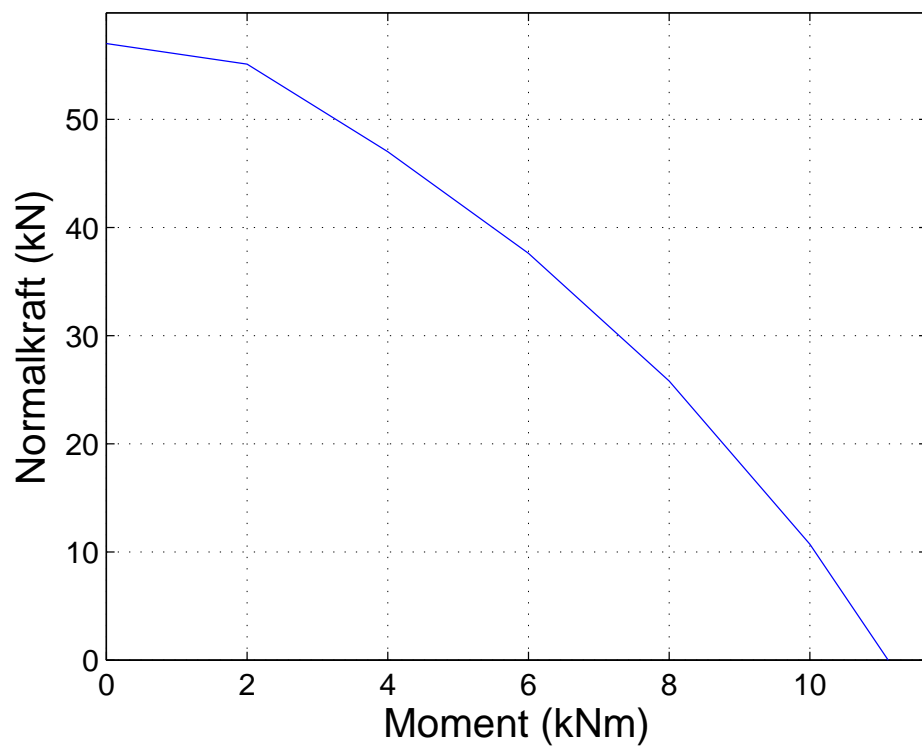
Figur A.12: Profiltyp 3, karakteristiska värden, 4 x 4m.



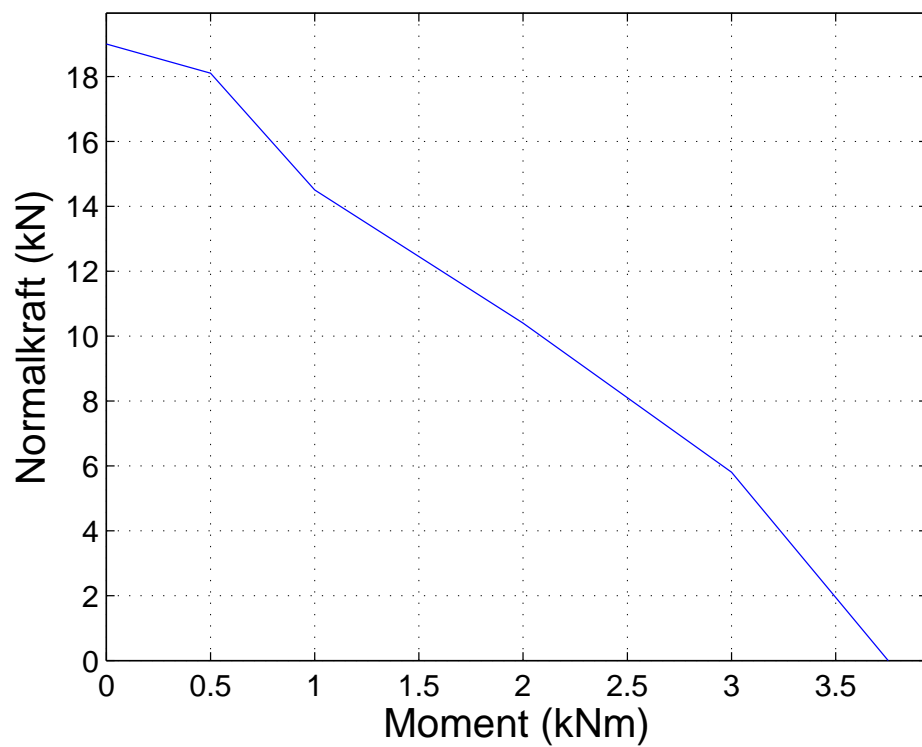
Figur A.13: Profiltyp 4, karakteristiska värden, 3 x 1,5m.



Figur A.14: Profiltyp 4, karakteristiska värden, 3 x 3m.



Figur A.15: Profiltyp 4, karakteristiska värden, 4 x 2m.



Figur A.16: Profiltyp 4, karakteristiska värden, 4 x 4m.