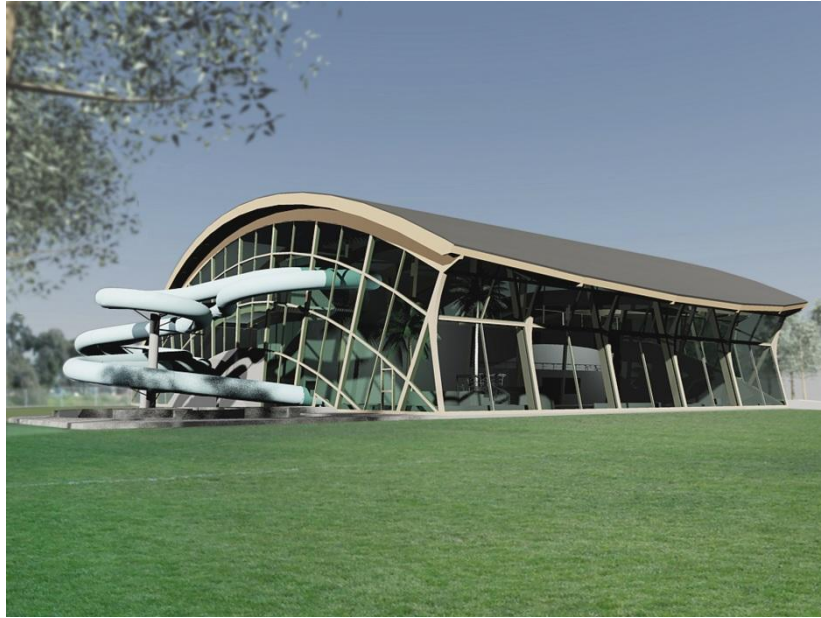


Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus



Pontus Rydstern

Avdeleningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2010

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering

Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus

Dimensioning of architectural proposition for Ängelholm's new swimming hall

Pontus Rydstern

2009

Rapport TVBK- 5181
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-10/5181+105p

Examensarbete
Handledare: Annika Mårtensson
Oktober 2009

Förord

Detta examensarbete är utfört på civilingenjörsutbildningen inom Väg- och vattenbyggnadsprogrammet vid Lunds Tekniska Högskola.

Jag skulle främst vilja tacka min handledare Annika Mårtensson för den tid och kunskap som hon har bidragit med för att jag skulle kunna genomföra examensarbetet. Dessutom är jag tacksam för att min familj och mina vänner har hjälpt mig med många goda tips och estetiska råd under utformningsskedet av badhuset. Strusoft var också mycket tillmötesgående då jag bad om en FEM-Design-licens.

Lund, Mars 2010

Pontus Rydstern

Sammanfattning

Titel: Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus

Författare: Pontus Rydstern

Handledare: Professor Annika Mårtensson, Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola

Problemställning: Vid dimensioneringen av stora och originella byggnader uppstår inte allt för sällan problemet med att det saknas standardiserade metoder för tillvägagångssättet av beräkningarna. Hur vinden belastar en byggnad som är designad i två olika delar med olika takhöjder samtidigt som de har olika takformer är ett typiskt exempel på en situation där man får försöka kombinera ihop olika normer för att få ett resultat som liknar det verkliga. Detta är ett problem som behandlas i denna rapport. Ofta har arkitekten en mycket bestämd idé för hur byggnadens form ska se ut. Det kan vid dimensioneringsskedet skapas intressekonflikter mellan estetiken och de tekniska aspekterna. Att konstruktören och arkitekten kan arbeta mer sammanhängande underlättar då mycket för det slutliga resultatet.

I denna rapport behandlas ett bidrag i arkitekttävlingen för Ängelholms nya badhus som genomfördes under hösten 2008. I det första skedet har det estetiska uttrycket varit av största vikt. Dock med en ständig hänsyn till de tekniska perspektiven. I det andra skedet som innefattar denna rapport har problemen med de snedställda väggarna och byggnadens bågformade tak analyserats och redogjorts. Datorberäkningar gjordes först för att få kännedom om hur lasterna fördelar sig i de olika delarna i byggnaden, för att ta hand om problemet med byggnadens komplexa struktur, och sedan har handberäkningar också i detaljnivå genomförts.

Syfte: Syftet med rapporten är att designa en avancerad byggnad som skiljer sig från en byggnad av standardmodell. Det är också av stort intresse att grundligt göra finita elementberäkningar på stomsystemet och visa hur kraftspelet blir i byggnaden i form av moment, tvärkrafter, normalkrafter och deformationer i bruksgränstillståndet.

Metod: Först och främst har snö- och vindlasterna som belastar byggnaden tagits fram enligt BKR, svensk konstruktionsnorm (Boverket, 1997). Hur de belastar de oregelbundna taken och väggarna har sedan räknats fram med hjälp av att olika formfaktorer har kombinerats ihop.

Snö/vind- belastningarna har därefter använts i en 3-dimensionell beräkningsmodell i datorprogrammet FEM-Design 8.0. I detta program har hela systemet på ett effektivt och bra sätt kunnat räknas ut för att se

hur väl arkitektmodellens konstruktionsdelar och element klarar av belastningarna.

På detaljnivå har sedan de anslutningar som är mest intressanta att studera, dimensionerats för att klara av de belastningar som datoruträkningarna givit.

Slutsatser:

Byggnaden består av en limträkonstruktion med kontinuerliga bågar över mittstöd. Som slutsats kan man se att det hade varit mycket enklare att konstruera byggnaden med dragband som förhindrar bågarna att röra sig horisontellt utåt istället för som i detta fall då snedställda pelare använts. Det har dock varit uteslutet att lösa detta konstruktions-tekniska problem med hjälp av dragband på grund av de estetiska faktorer som spelar in.

För att minska deformationerna men ändå kunna använda sig av inte allt för långa bågsegment har momentstyva skarvar använts. Dessa har kunnat placeras på väl utvalda punkter, där momentkrafterna är så små som möjligt. Resultatet har blivit gott med mycket små nedböjningar även i facken med störst spännvidd.

De tveksamheter som uppstår i beräkningarna är att FEM-Design inte har en lin-funktion. Detta innebär att programmet inte har en funktion där ett element kan antas kunna ta upp dragande krafter men inte tryckande krafter, d.v.s ett stålstag eller lina. Detta har försvårat arbetet med att sätta upp en realistisk elementmodell som betar sig helt verklighetstroget. Intressant hade varit att i framtiden testa samma modell i en version av FEM-Design där detta är möjligt. Antagligen hade det inte haft någon större betydelse för konstruktionens bärrighet men det hade ändå varit intressant att få fram ett exaktare kraftspel.

Vid detaljdimensioneringen kan man som slutsats slå fast att det över lag krävs stora dimensioner på lasker, stålplåtar och inte minst skruvar/dymlingar. I förhållande till konstruktionens storleksordning är dessa trots allt rimliga och förståeliga.

Under hela dimensioneringsarbetet har hänsyn tagits till möjligheten att i verkligheten bygga badhuset. Skarvarna i de bärande limträbågarna är till exempel utformade på ett sådant sätt så att det i så stor utsträckning som möjligt underlättas under själva byggnationen.

Nyckelord:

Limträ, bågkonstruktioner, snölast, vindlast, FEM-Design, finita elementberäkningar, deformationer, Ängelholm, badhus

Abstract

Title: Dimensioning of architectural proposition for Ängelholm's new swimming hall

Author: Pontus Rydstern

Supervisor: Professor Annika Mårtensson, Department of Structural Engineering at Lund Institute of Technology

Problem

Formulation: When dimensioning large buildings of unique shape, not too seldom the problem with the lack of standardized methods for the calculations appear. A typical example of this can be how the wind loads affect a construction that is designed in two building parts with different roof height at the same time as they have a different shape. A situation like this demands that a combination of different norms and form factors are made to get a realistic situation. This is a problem that is dealt with in this report. Many times the architect has a certain idea of the shape of the building that creates a conflict of interests between the aesthetical points of view and the technical. If the engineer and the architect works together makes the design process much easier and the result will be better.

In this report, a proposition in an architectural competition for Ängelholm's new swimming hall, which took place during the fall of 2008, is dealt with. In the first architectural design phase, the aesthetic aspects have been of greatest interest. Although the technical perspectives have at all time been accounted for. The second phase which is presented in this report, the problems that comes with the angled walls and the arched roofs, have been analyzed and cleared up. Computer calculations are made to deal with the complexity of the structure as a whole system and later manual calculations are used to design the details and node connections.

Objective: The objective of this master thesis is to calculate and design an advanced building which is a lot different from a standard hall building. It's also of big interests to thoroughly make finite element calculations of the building structure and show the force distributions in the system as of moment forces, shear forces, normal forces and the deformations in the utility state.

Method: First of all, wind and snow loads in the building has been analyzed with Swedish building code, BKR (Boverket, 1997). How they affect the structure of the irregular shape of the roofs and walls have then been calculated by combining and multiplying different form factors.

The snow/wind loads are there after used in a 3-dimensional calculation model in the computer application FEM-Design 8.0. In this program the calculation

of the whole system is effectively and precisely made to see how well the construction parts of the architectural model can take the snow and wind loads. In detail level of the design the node connections that are of highest interest of study, have been dimensioned to be able to take the computer calculated loads that are calculated in FEM-Design.

Conclusion: The swimming hall is a glue lam construction with continuous arches over two supports in the center of the building. As a conclusion, one can understand that it would be much easier and less time consuming to design the arch roofed building with struts that stops the arches from moving outwards horizontally instead as in this case using angled walls and columns. In this particular case, the using of struts for the horizontal pulling forces have been rejected due to the aesthetical point of view.

To reduce the deformations and at the same time use shorter glue lam arch elements, moment rigid joints are designed. It has been possible to distribute these joints to well chosen places where the appearance of moment forces are as small as possible. The result has been good with small deflections even in the longest spans.

The doubts that appears in preciseness of the computer calculations is that FEM-Design 8.0 doesn't have a line function. This means that the program doesn't have a way to calculate an element that can take up pulling normal forces but not pressure, i.e. a strut or a line. This has made the work effort of assembling a realistic element model that behaves correctly. It would be interesting in the future to try the same model in a later version of FEM-Design where the line function is included. The final results would probably not be very different from those of this report but it would be interesting to get a more precise and exact force distribution in the system.

At the detail design phase of the project one can conclude that it over all demands large scaled dimensions of steel plates and not to mention the bolt dimensions. Compared to the scale of the entire structure these dimensions are realistic and understandable.

During the design phase of the swimming hall structure, the possibility of in fact building it has always been taken in to consideration. For example the joints of the large arched glue lam beams are designed in a way that mounting them into place will be as uncomplicated as possible.

Keywords: Glue lam, arched structures, snow loads, wind loads, FEM-Design, finite element calculations, deformations, Ängelholm, swimming hall

Innehållsförteckning

1 Inledning	11
1.1 Bakgrund	11
1.1 Syfte.....	12
1.3 Metod och genomförande	12
1.4 Avgränsningar	12
2 Uppdelning i vyer	13
3 Snölaster	15
3.1 Formfaktorer	15
3.2 Snöbelastning	18
Snölast, byggnadsdel 1	18
Snölast, byggnadsdel 2.....	19
4 Vindlaster	21
4.1 Vind i x-led	21
Väggar	21
Tak, byggnadsdel 1	22
Tak, byggnadsdel 2	23
4.2 Vind i y-led	25
Lovartfasaden	25
Läfasaden	27
5 3D-modell i FEM-Design	29
5.1 FEM-design.....	29
5.2 3D-modell	29
5.3 Stomstabilisering.....	30
6 Materialparametrar	33
6.1 Förutsättningar	33
Säkerhetsklass	33
Klimatklass.....	33
Lasttyper.....	33
6.2 Elasticitetsmoduler	33
Brottsgränstillstånd	33
Bruksgränstillstånd.....	34
7 Beräkningar i FEM-Design.....	35
7.1 Uppdelning i lastkombinationer	35

Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus

7.2 Moment	36
7.3 Normalkrafter.....	37
Pelare.....	38
Stålfackverk	39
7.4 Bruksgränskontroller av FEM-beräkningarna	41
8 Detaljdimensionering	43
8.1 Intressanta detaljer	43
8.2 Momentstyva skarvningar av bågelementen.....	43
Båglängd	43
Bågar i snitt Y2-5, Y7-8.....	44
Bågar i fasaderna Y1, Y6 & Y9	47
8.3 Fasaddetaljer	52
1. Pelare till primärbärverk	52
2. Primärbärverk - infästning sekundärbärverk.....	57
3. Överföring av stagkrafter och vindlaster från infästningsanordningen till sekundärbalkarna	60
8.4 Detaljer i snitt Y2-5.....	61
Detalj i stöd A	61
Detalj i stöd B och C	66
Detalj i stöd D	69
Detalj i stöd E och F.....	72
Detalj i stöd	73
8.5 Infästning av sekundärbärverk och vindstag i snitt Y2-Y5.....	76
Detaljdimensionering av balkskor	76
Vindstaginfästning i främre fasaden	78
9. Slutsats	79
Referenser	81
Böcker	81
Internet	81
Appendix A.....	83
Tillvägagångssätt i byggnadsskedet.....	83
Appendix B.....	89
Ritningar	

1 Inledning

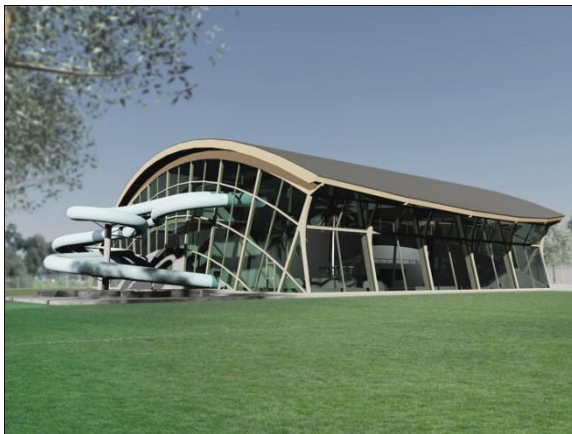
När arkitekten är färdig med den visuella utformningen av en ny byggnad är det byggnadskonstruktörens tur att sätta sig in i byggnadsprojektet. Alla de balkar, bjälklag och stag som utgör byggnaden ska dimensioneras så att de håller för de belastningar och slitage som påverkar dem. Det är i de flesta fall en ganska standardmässig beräkningsprocedur som inte är allt för komplicerad att genomföra för hand. Om byggnaden däremot har en ovanlig eller originell utformning så som böjda tak eller snedställda väggar blir beräkningarna enormt mycket svårare och lasternas väg mot undergrunden blir lätt oberäknliga även för en erfaren konstruktör. I detta examensarbete kommer ett arkitekttävlingsbidrag till Ängelholms nya badhus analyseras och dimensioneras med hänsyn till den bärande limträstommen.

1.1 Bakgrund

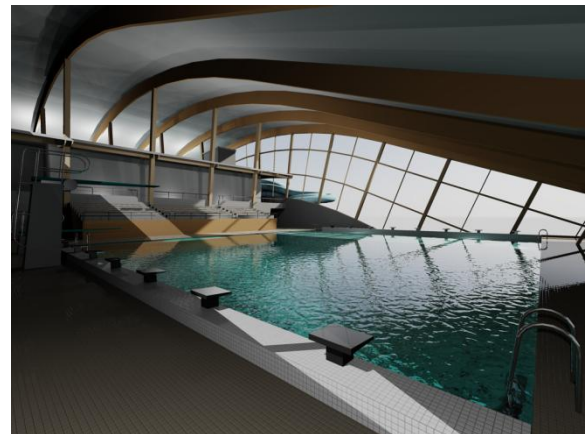
I september 2008 utlystes en allmän arkitekttävling av Ängelholms kommun för byggandet av ett nytt badhus på tomten Sockerbruket 11, precis vid Ängelholms järnvägsstation. Under hösten 2008 ritades ett bidrag till tävlingen och i december samma år lämnades bidraget in till tekniska förvaltningen i Ängelholm. Bidraget kallades ”Vågen- Ängelholms Nya Badhus”. Anledningen till att välja namnet vågen var att byggnadens bågformade tak ger ett intryck av en våg som väller över besökaren.

Att sedan använda detta projekt som grund till ett examensarbete inom konstruktionsteknik kändes sedan ganska naturligt och inspirerande. Detta med tanke på att utformningen av byggnaden är speciell.

Arkitektbidraget finns att ladda ner på www.rydstern.se/exjobb.pdf



a)



b)

Figur 1.1 Arkitektonisk visualisering av exteriören (a) och interiören (b) med konstruktionens långa kontinuerliga limträbågar i simhallens tak.

1.1 Syfte

Med de arkitektritningar som finns på det tänkta badhuset ska denna rapport visa hur man kan räkna ut och dimensionera en byggnad som på många sätt skiljer sig från normala standardmässiga hallbyggnader i sin design. Från en helhetlig statisk analys av byggnaden ner till detaljnivå, där individuella infästningar och anslutningar beräknas. Även att visa byggnadens deformationer vid extrema belastningar och att beskriva hur byggnationen av badhuset ska gå till är syftet med rapporten.

1.3 Metod och genomförande

Först och främst måste de ingående belastningarna analyseras. Snölaster och vindlaster är de statiska belastningar som belastar byggnaden. Med tanke på byggnadens bågformade tak och nivåskillnader kommer det att krävas att en kombination av olika formfaktorer används för att en realistisk belastningsbild ska kunna sättas upp.

För att sedan räkna ut hur byggnaden beter sig då den utsätts för snö- och vind-laster används i rapporten datorprogrammet FEM-Design som är ett avancerat finita elementberäknings-program där en 3-dimensionell elementmodell matas in. Ur detta program kan man sedan med hjälp av olika byggnadsnormer få ut momentkrafter, tvärkrafter, normalkrafter och spänningar för varje element och anslutningsnod. Även deformationer och eventuella nedböjningar i bruksgränstillståndet beskrivs i rapporten med hjälp av FEM-Design.

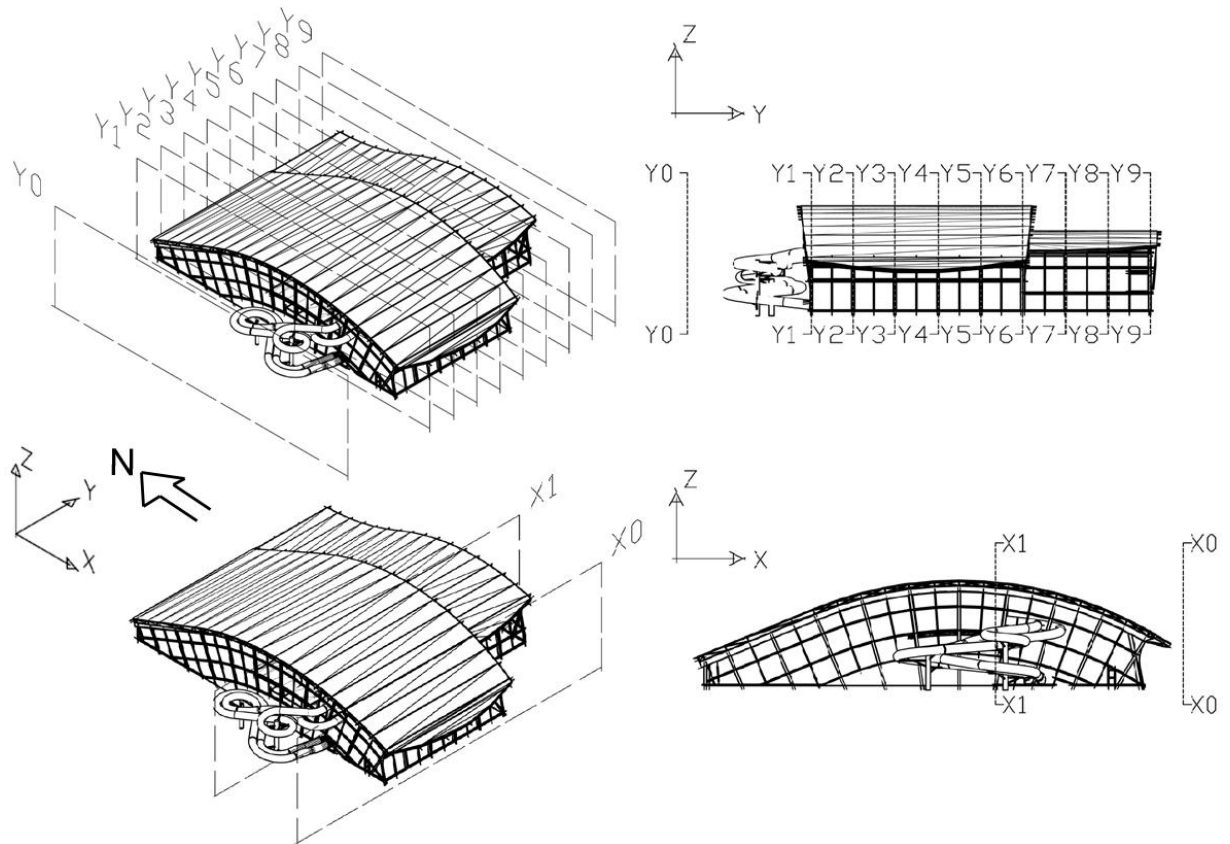
Resultaten från FEM-beräkningarna har sedan utvärderats och använts för att bestämma vilka detaljer som ska dimensioneras. Alla beräkningar för byggnadens hållfasthet är gjorda i brottsgränstillståndet med svensk byggnadsnorm enligt BKR, Boverkets konstruktionsregler (Boverket, 2003).

1.4 Avgränsningar

För en byggnad i storleksordningen så som den i detta examensarbete, kommer det att krävas att en del avgränsningar görs för att inte det totala arbetet ska bli för stort. De avgränsningar som gjorts är att byggnadens infästningar i den stabila betongstommen inte är beräknade. Dessutom kommer endast de mest belastade knutpunkterna dimensioneras på detaljnivå. Resterande konstruktionsdelar kommer för enkelhetens skull att vara de samma som för de mest belastade delarna.

2 Uppdelning i vyer

För att underlätta alla hänvisningar till alla olika vyer och snitt av byggnaden är en grundlig uppdelning enligt ett XYZ koordinatsystem gjord. Uppdelningen ser ut på följande vis.



Figur 2.1 Uppdelning av snitt i X- och Y-led.

I rapporten kommer det härnå efter refereras till denna figur för att bättre visa vilket snitt av badhuset som visas.

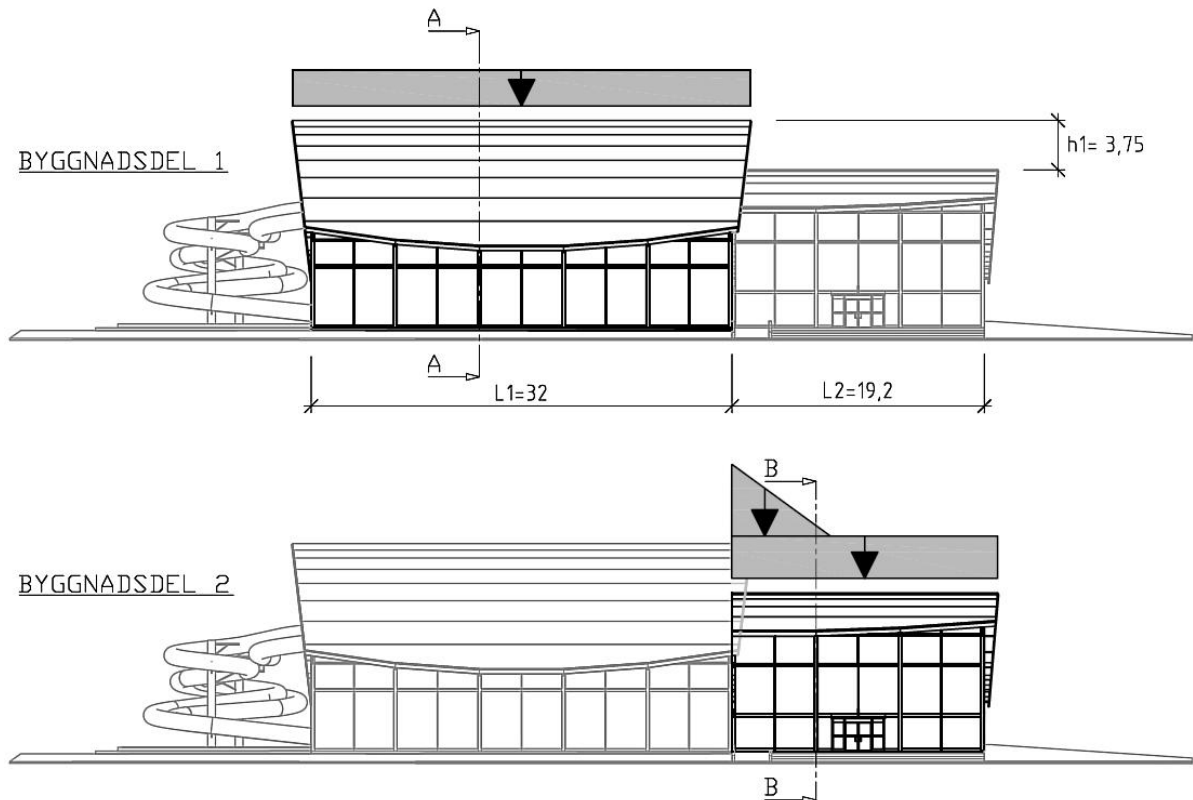
3 Snölast

För Ängelholm gäller att snölastens grundvärde $S_0 = 1,5 \text{ kN/m}^2$

3.1 Formfaktorer

När byggnaden har en speciell form på ena ledden och en annan på andra ledden krävs det att några olika formfaktorer för hur snölasterna fördelas på taket kombineras. Vi har ett tvånivåtak utan taklutning om man ser byggnaden rakt framifrån, d.v.s. från vy XO (se figur 2.1). Om man ser byggnaden från vy YO (sidan) kommer snön att fördelas som på en vanlig bågbyggnad med två formfaktorer beroende på vilken sida om bågnocken man betraktar.

Om man tittar på byggnaden framifrån, kan det konstateras att snön kommer blåsa upp i en driva längs taknivåskillnaden mellan den höga och den låga byggnadsdelen. Alternativt kommer delar av snön från den höga takdelen att blåsa ner på den låga. Detta kommer göra att man får en mycket högre snöbelastning närmast taknivåskillnaden och denna minskar sedan ut mot takets slut. Se figur 3.1 nedan



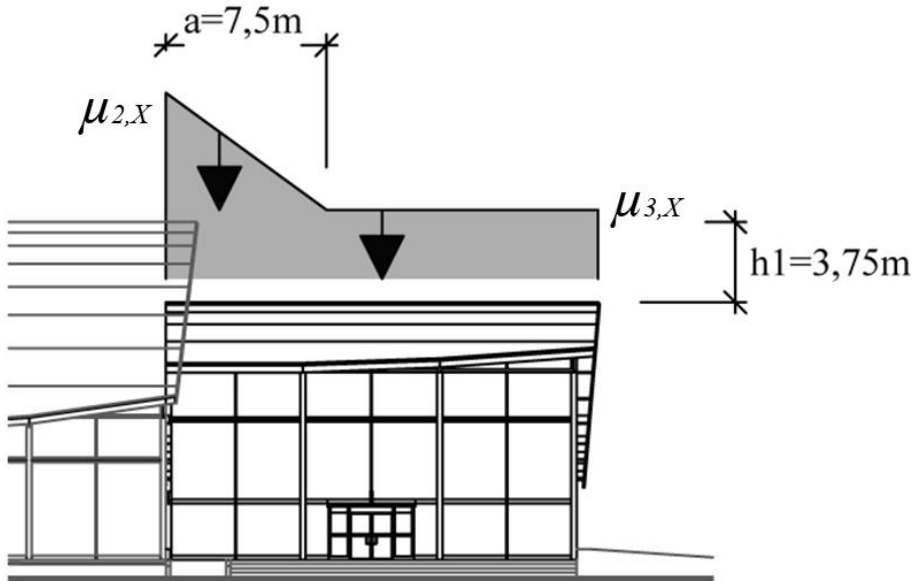
Figur 3.1 Beskrivning av formfaktorerna i YZ-planet.

Det kommer, betraktat i YZ planet att finnas tre stycken formfaktorer:

$\mu_{1,X}$, $\mu_{2,X}$ och $\mu_{3,X}$

$\mu_{1,X}$ är den formfaktor som belastar byggnadens höga takdel, (Byggnadsdel 1 i figur 3.1). Denna är helt utan lutning vilket betyder att den kommer ha samma värde som μ_1 , eller μ_2 , d.v.s de formfaktorer för snölasterna då byggnaden betraktas i XZ-planet.

$\mu_{2,X}$ och $\mu_{3,X}$ är de formfaktorer som belastar byggnaden i Byggnadsdel 2. Dessa förändras beroende på avståndet från takhöjdsskillnaden.



Figur 3.2 Formfaktorerna för den lägre byggnadsdelen (Byggnadsdel 2).

Formfaktorerna för tak med nivåskillnader räknas ut på följande vis enligt BSV97:
(Snö och vindlast, Figur 1:3d FALL I)

$$\mu_{2,X} = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \quad (\alpha = 0^\circ)$$

$$\mu_w = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5(l_1 + l_2)/h_1 \\ \rho h_1/S_0 \end{array} \right.$$

$$l_1 = 32m$$

$$l_2 = 19m$$

$$h_1 = 3,75m$$

$$\rho = 2kN/m^3$$

$$S_0 = 1,5kN/m^2$$

Bredd på byggnadsdel 1

Bredd på byggnadsdel 2

Nivåskillnad mellan taken

Snöns densitet

Snölastens grundvärde på mark

Detta ger:

$$\mu_w = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5(32 + 19)/3,75 = 6,8 \\ 2 \cdot 3,75/1,5 = 5 \end{array} \right. \Rightarrow 5$$

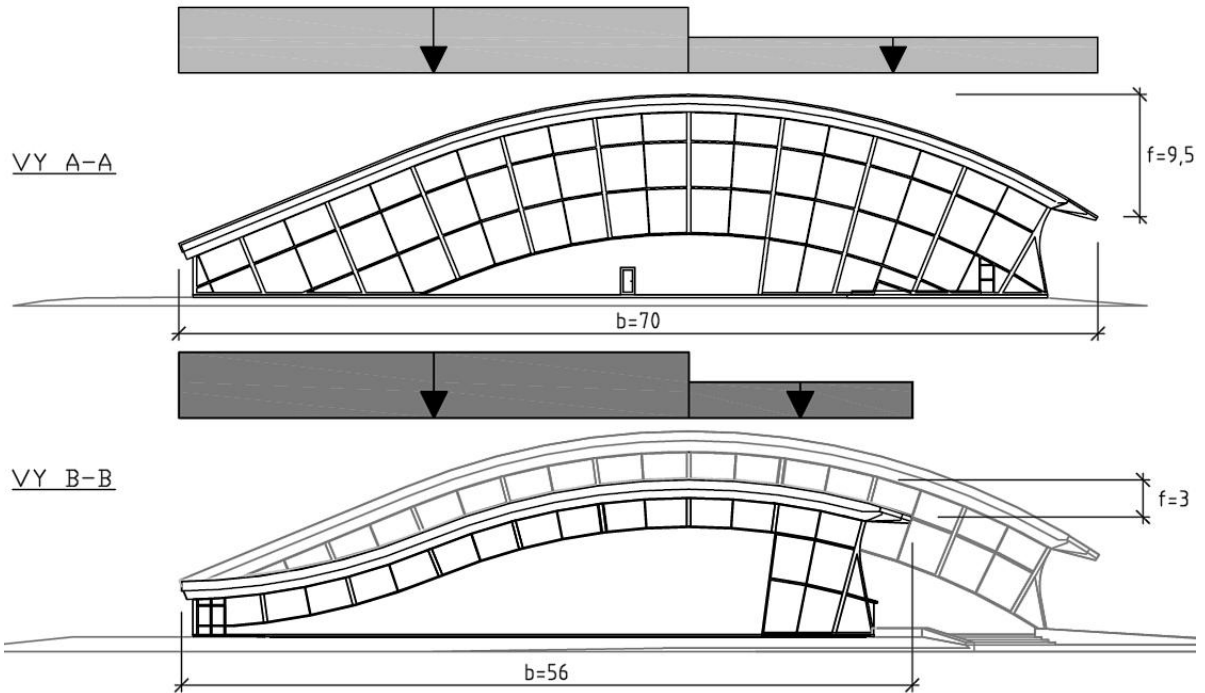
$$\mu_{2,X} = 0 + 5 = 5$$

$$\mu_{3,X} = 0,8$$

$$a = 2 \cdot h_1 = 7,5m$$

(Snö och vindlast, Figur 1:3d FALL I)

Om byggnaden nu istället ses från sidan, d.v.s. i XZ-planet, kommer formfaktorerna se ut som för normala bågformade tak. Två olika formfaktorer beroende på vilken sida om bågnocken man betraktar.



Figur 3.3 Beskrivning av formfaktorerna i XZ-planet med snitt A-A och B-B enl. fig. 3.1.

Formfaktorerna μ_1 och μ_2 för SNITT Y1-Y6 och SNITT Y6-Y9 är olika på grund av att byggnadsdelarna har olika proportioner vad gäller båglängd b och pilhöjd f . De kommer att vara följande:

$$\mu_{1, Y1-Y6} = 0,8 + \frac{2f}{b} = 1,07 < 1,3 \text{ (gränsvärdet)}$$

$$\mu_{2, Y1-Y6} = 0,8 \text{ (då } \alpha < 60^\circ)$$

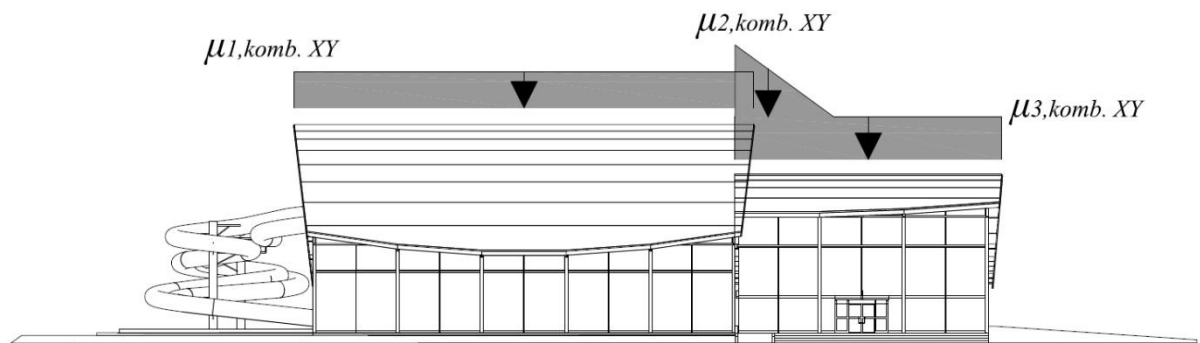
$$\mu_{1, Y6-Y9} = 0,8 + \frac{2f}{b} = 0,91 < 1,3 \text{ (gränsvärdet)}$$

$$\mu_{2, Y6-Y9} = 0,8 \text{ (då } \alpha < 60^\circ)$$

(Snö och vindlast, Figur 1:3c)

För att få fram realistiska snölasten på taket måste en kombination av formfaktorerna då byggnaden betraktas i XZ och då den betraktas i YZ räknas fram. I detta fall görs det genom att man multiplicerar ihop formfaktorerna med varandra, för varje punkt längs limträbågarna.

De kombinerade formfaktorerna av bågtak och nivåskillnadstak är följande:



Figur 3.4

$$\mu_{1,komb,XY} = \begin{cases} \mu_{1,Y1-Y6} = 1,07 \\ \mu_{2,Y1-Y6} = 0,91 \end{cases}$$

$$\mu_{2,komb,XY} = \begin{cases} \mu_{2,X} \cdot \mu_{1,Y6-Y9} = 5 \cdot 0,91 = 4,55 \\ \mu_{2,X} \cdot \mu_{2,Y6-Y9} = 5 \cdot 0,8 = 4 \end{cases}$$

$$\mu_{3,komb,XY} = \begin{cases} \mu_{3X} \cdot \mu_{1,Y6-Y9} = 0,8 \cdot 0,91 = 0,728 \\ \mu_{3X} \cdot \mu_{2,Y6-Y9} = 0,8 \cdot 0,8 = 0,64 \end{cases}$$

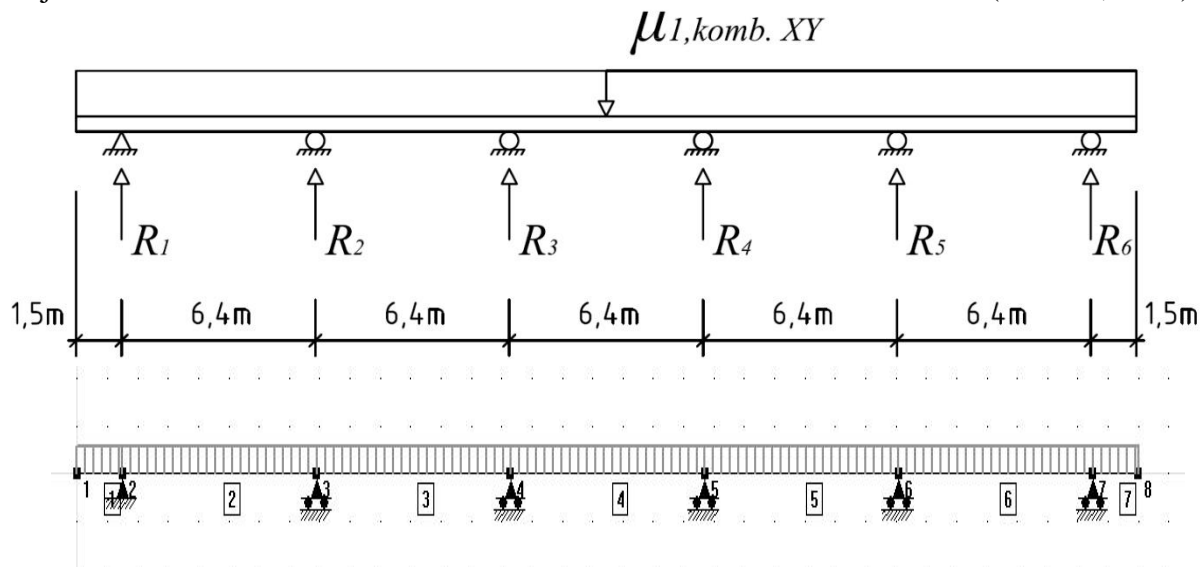
Anledningen till att varje kombinationsformfaktor har två värden är som tidigare nämnt att man måste ta hänsyn till vilken sida om bågnocken som betraktas.

3.2 Snöbelastning

Snölast, byggnadsdel 1

Snölasten som belastar byggnadsdel 1 (snitt Y1 – Y6) är jämt fördelad då man betraktar byggnaden från YZ-planet. Detta är på grund av att taket i byggnadsdel 1 inte har någon lutning betraktat i YZ-planet.

Med hjälp av datorprogrammet RAMANALYS räknas enkelt ut vilka linjelaster som kommer belasta bågarna i den höga byggnadsdelen (byggnadsdel 1). Friläggningen ser ut på följande vis: (Strusoft, 2009)



Figur 3.5 Friläggning av snöbelastningen på byggnadsdel 1.

När formfaktorerna dessutom multipliceras med $S_0 = 1,5 \text{ kN/m}^2$ blir reaktionskrafterna

$$R_1 = 5,1 \text{ kN resp. } 6,8 \text{ kN}$$

$$R_2 = 8,4 \text{ kN resp. } 11,2 \text{ kN}$$

$$R_3 = 7,4 \text{ kN resp. } 10,1 \text{ kN}$$

$$R_4 = 7,4 \text{ kN resp. } 10,1 \text{ kN}$$

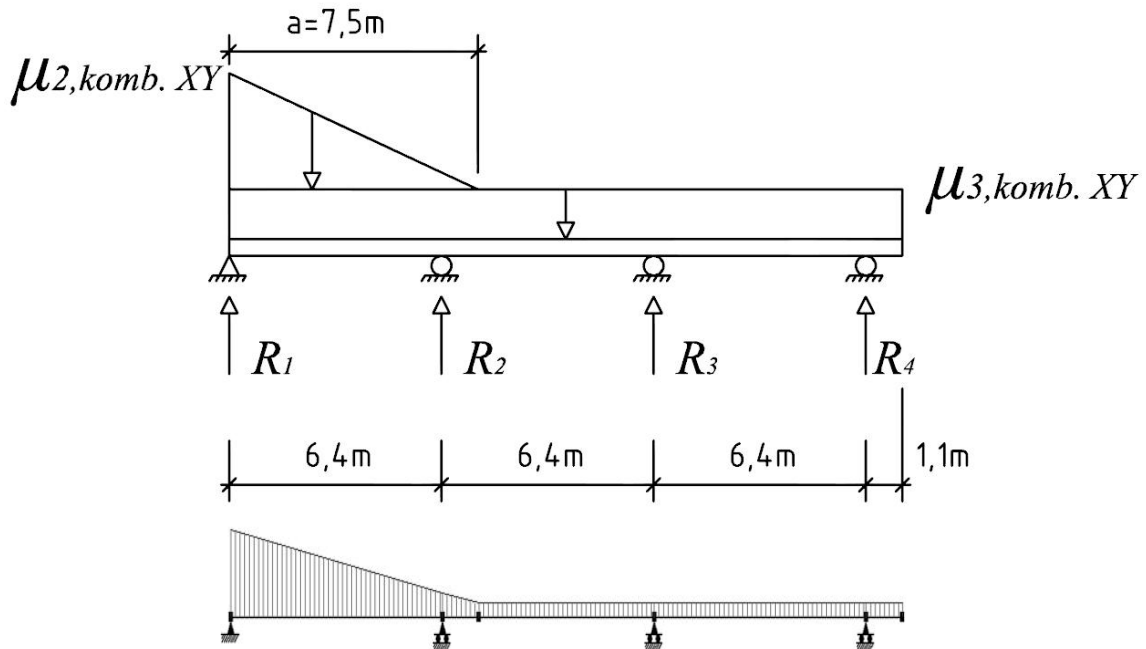
$$R_5 = 8,4 \text{ kN resp. } 11,2 \text{ kN}$$

$$R_6 = 5,1 \text{ kN resp. } 6,8 \text{ kN}$$

Dessa är de linjelaster som belastar varje individuell båge. Man kan lätt se att båge 2 och 5 kommer att ta upp störst belastningar.

Snölast, byggnadsdel 2

Snölasten på den lägre byggnadsdelen är som tidigare nämnt den snö som samlas upp på grund av vind och ras. Eftersom belastningen varierar beroende på hur långt ut från taknivåskillnaden man betraktar måste en jämviktsuträkning göras för att få fram vilka laster som måste tas upp.



Figur 3.6 Friläggning av snöbelastningen på byggnadsdel 2.

R_{1-4} räknas enklast ut med hjälp av RAMANALYS. Eftersom byggnaden belastas med olika formfaktorer beroende på vilken sida om nocken/bågtoppen som betraktas, måste två uträkningar göras med olika lastindata.

$$\mu_{2,komb. XY} = \begin{cases} 4,55 \\ 4 \end{cases}$$

$$\mu_{3,komb,XY} = \begin{cases} 0,728 \\ 0,64 \end{cases}$$

Reaktionskrafterna R_{1-4} blir följande då $S_0 = 1,5kN/m^2$ multipliceras med formfaktorerna:

$$R_1 = 12,8kN \text{ resp. } 14,6kN$$

$$R_2 = 16,8kN \text{ resp. } 19,1kN$$

$$R_3 = 4,9kN \text{ resp. } 5,5kN$$

$$R_4 = 3,9kN \text{ resp. } 4,5kN$$

Dessa är linjelaster som belastar den lägre byggnadens primärbärverk, d.v.s. bågarna. Till exempel kommer de två lasterna R_2 användas som belastning vid beräkning av snitt Y7.

4 Vindlaster

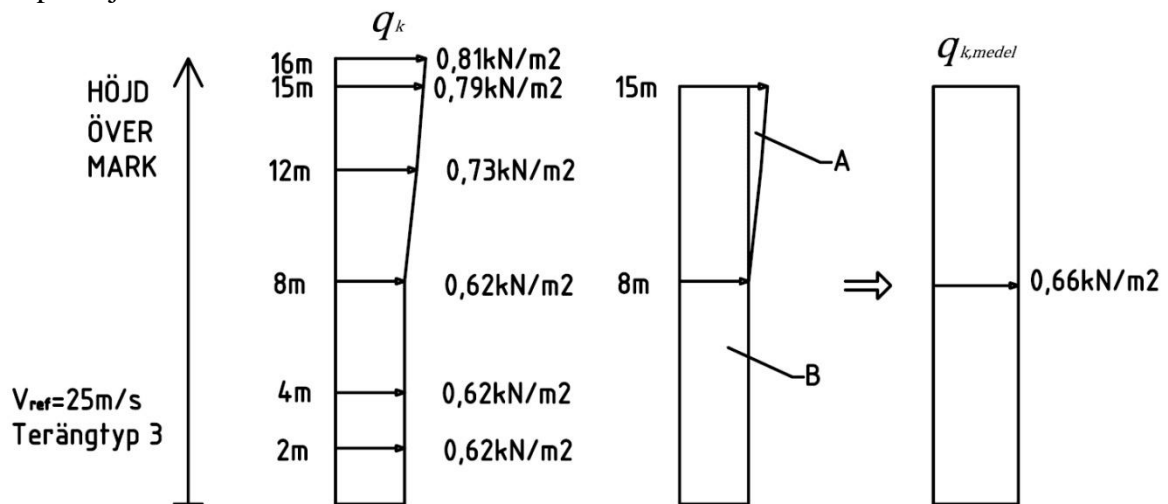
Referensvindhastigheten är för Ängelholm, $V_{ref} = 25\text{m/s}$ (Boverket, 1997)

Terrängtypen där byggnaden kommer byggas är **Terrängtyp III**.

Den karaktäristiska vindlasten som belastar byggnaden W_k , ges av:

$$W_k = \mu \cdot q_k \cdot A$$

q_k är den last per m^2 som referensvindhastigheten ger upphov till med avseende på terrängtypen och höjden över marken. Vindlasten q_k kommer ha en hastighetsprofil som ser ut på följande vis:



Figur 4.1 Vindbelastning per m^2 beroende höjd på byggnaden.

(Tabell och formelsamling, Tabell 1.8)

Höjden på byggnaden är ca 15m vilket innebär att q_k som belastar byggnaden ges av ett medelvärde av den med höjden varierande vindlasten. Vindlasten vid $h = 15\text{m}$ kommer approximerat bli:

$$q_{k,15\text{m}} = \left(\frac{0,81 - 0,62}{8} \right) \cdot 7 + 0,62 = 0,79\text{kN/m}^2$$

$$q_{k,medel} = \frac{B + A}{15} = \frac{(0,62 \cdot 15) + ((0,79 - 0,62) \cdot \frac{7}{2})}{15} = 0,66\text{kN/m}^2$$

4.1 Vind i x-led

Väggar

Om byggnaden ses från sidan ($Y0$) kommer vinden ge den mest gynnsamma lasten för konstruktionen om den kommer ifrån norr, d.v.s. från baksidan. Då trycker vinden byggnaden framåt vilket är dåligt för stabiliteten. Det kommer visa att sig i de kommande finita-elementberäkningarna att snölastens mest ogynnsamma belastningsfall också

deformerar byggnaden horisontellt framåt och på så vis blir en kombination av snö och vind ifrån norr det värsta lastfallet (se *figur 2.1*, sid.13).

Från sidan kommer vinden att belasta väggarna med en tryckande last $W_{k,lovart}$ på lovartsidan och en sugande last $W_{k,lä}$ på läsidan. Dessa räknas också fram med formeln:

$$W_k = \mu \cdot q_k \cdot A$$

Bredden på byggnadsdel 1 och 2 tillsammans är totalt $b = 32 + 19 = 51m$.

Formfaktorerna μ_{lovart} och $\mu_{lä}$ tas fram enligt följande:

$$\frac{h}{b} = \frac{15}{51} = 0,29$$

Detta ger formfaktorerna

$$\begin{aligned} \mu_{lovart} &= 0,85 \\ \mu_{lä} &= 0,27 \end{aligned}$$

(Snö och Vindlast, Figur A2:1a)

Centrumavståndet mellan väggpelarna är 6,4m. På så vis kan influensarean, A räknas fram.

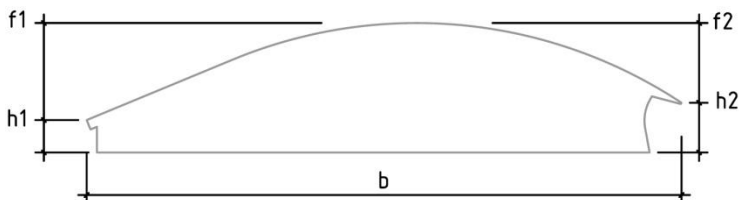
$$A = 6,4m^2/m \text{ (pelare)}$$

$$W_{klovart} = 0,85 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 3,59kN/m \text{ (pelare)}$$

$$W_{klä} = 0,27 \cdot 0,62 \cdot 6,4 = 1,14kN/m \text{ (pelare)}$$

Tak, byggnadsdel 1

Eftersom byggnaden är av bågform kommer det att uppstå tryck i vissa delar av taket och ett sug i andra delar av taket. Taket har dock inte en symmetrisk bågform, vilket innebär att en kontroll måste göras för att ta reda på om byggnaden kan följa det standardfall för bågtag som det finns beräkningsmodeller för i BKR's *Snö och vindlast*.



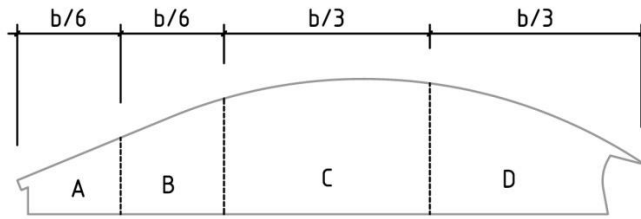
Figur 4.2 Olika pilhöjder beroende på vilken sida om bågtoppen som åskådas.

$$\frac{h1}{b} = \frac{3m}{70m} = 0,043$$

$$\frac{h2}{b} = \frac{6m}{70m} = 0,086$$

Detta innebär för båda fallen att *Figur A2:1m, Snö och Vindlast* kan användas eftersom faktorn $\frac{h}{b}$ för båda sidor är närmare 0 än 0,25, vilket skulle ge andra μ -värden.

Taket i byggnadsdel 1 kommer att belastas med tryckande/sugande vindlast som delas upp enligt sektionerna A, B, C och D, se *figur 4.3*.



Figur 4.3 Uppdelning i sektioner.

$$\frac{f_1}{b} = \frac{11,5m}{70m} = 0,164$$

ger formfaktorerna för A – D

$$\mu_A = 0,39 \text{ (tryck)}$$

$$\mu_B = 0,17 \text{ (sug)}$$

$$\mu_C = 0,53 \text{ (sug)}$$

$$\mu_D = 0,2 \text{ (sug)}$$

Detta ger i sin tur vindlasterna på taket:

$$W_{kbygg1,A} = 0,39 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 1,65kN/m \text{ (tryckande last per m båge)}$$

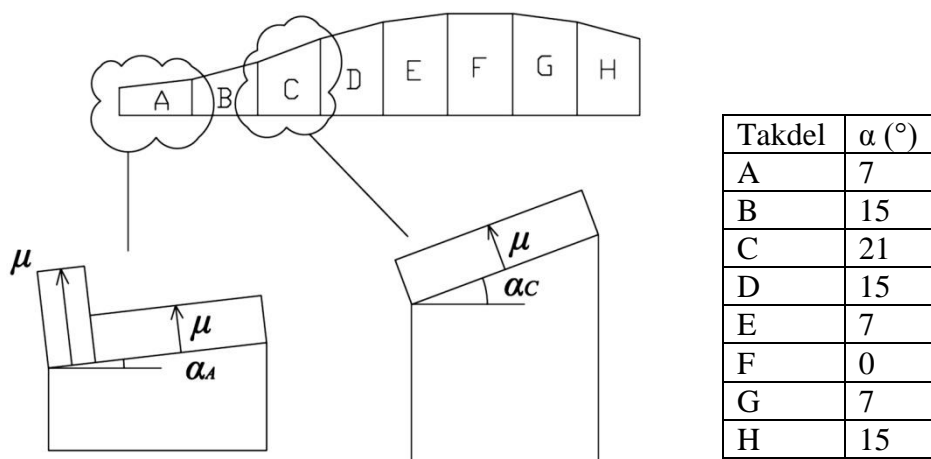
$$W_{kbygg1,B} = 0,17 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 0,72kN/m \text{ (sugande last per m båge)}$$

$$W_{kbygg1,C} = 0,53 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 2,24kN/m \text{ (sugande last per m båge)}$$

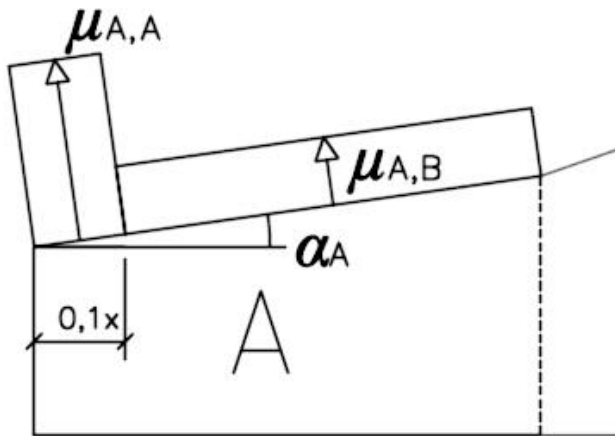
$$W_{kbygg1,D} = 0,2 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 0,85kN/m \text{ (sugande last per m båge)}$$

Tak, byggnadsdel 2

Byggnadsdel 2 har en mycket mer komplicerad takform än byggnadsdel 1. Den S-formade bågformen kommer med stor sannolikhet att skapa sugande och tryckande belastningar på taket som inte är helt lätta att förutse. Därför delas taket upp i 8 delar, A-H, se figur 4.4. För att skapa en realistisk bild av formfaktorerna för A till H så antas det att alla betar sig likt enskilda pulpettak med olika taklutningsvinklar. (Cook, 1990)



Figur 4.4 Uppdelning av bågtaket till mindre pulpettakdelar, A-H.



Figur 4.5 Detaljerad beskrivning av formfaktorerna i takdel A (Boverket, 1997).

För del A gäller Figur A2:1g, Snö och vindlaster, FALL II

$$x = \min \left\{ \begin{array}{l} l = 19,2m \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 5,7m \end{array} \right. = 11,2$$

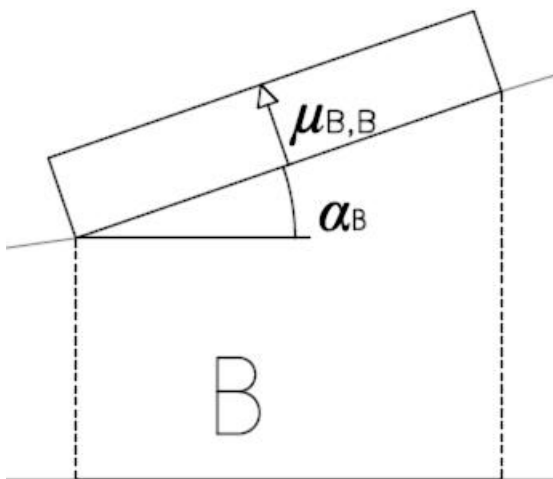
$$0,1x = 1,12m$$

Inom $0,1x$, dvs 1,12m belastas taket med ett sug med en formfaktor

$$\mu_{A,A} = 1,05 (\alpha = 7^\circ)$$

Resten av del A belastas också med ett sug. Här med formfaktorn

$$\mu_{A,B} = 0,5 (\alpha = 7^\circ)$$



Figur 4.6 Detaljerad beskrivning av formfaktorn i takdel B (Boverket, 1997).

För del B till E gäller Figur A2:1g, Snö och vindlaster, FALL II

Här kan den lastdel av taket som befinner sig inom $0,1x$ -intervallet ($\mu_{B,A}$) räknas bort .

Istället ser man taket i takdel B som en fortsättning på belastningen $\mu_{A,B}$ i takdel A.

$$\mu_{B,B} = 0,2 \quad (\alpha = 15^\circ) \quad (\text{sugande last})$$

Vidare beräknas formfaktorerna för del C till del H på samma sätt som för B med undantag av del F där taklutningen är 0° . Här kommer vindlasten att ge upphov till sug enligt *Figur A2:1c* i *Snö och vindlast*. Vindbelastningen kommer se ut enligt följande tabell.

Tabell 4.1

Takdel	μ	FALL	Sug/Tryck
A	0,5	II (Figur A2:1g)	S
B	0,2	II (Figur A2:1g)	S
C	0,05	II (Figur A2:1g)	T
D	0,2	II (Figur A2:1g)	S
E	0,5	II (Figur A2:1g)	S
F	0,7	Figur A2:1C	S
G	1,3	I (Figur A2:1g)	S
H	1,05	I (Figur A2:1g)	S

Vidare blir vindbelastningen på byggnadsdel 2 följande om man räknar med att varje båge tar upp en influensyta av taket på $6,4\text{m}^2/\text{m}$ båge:

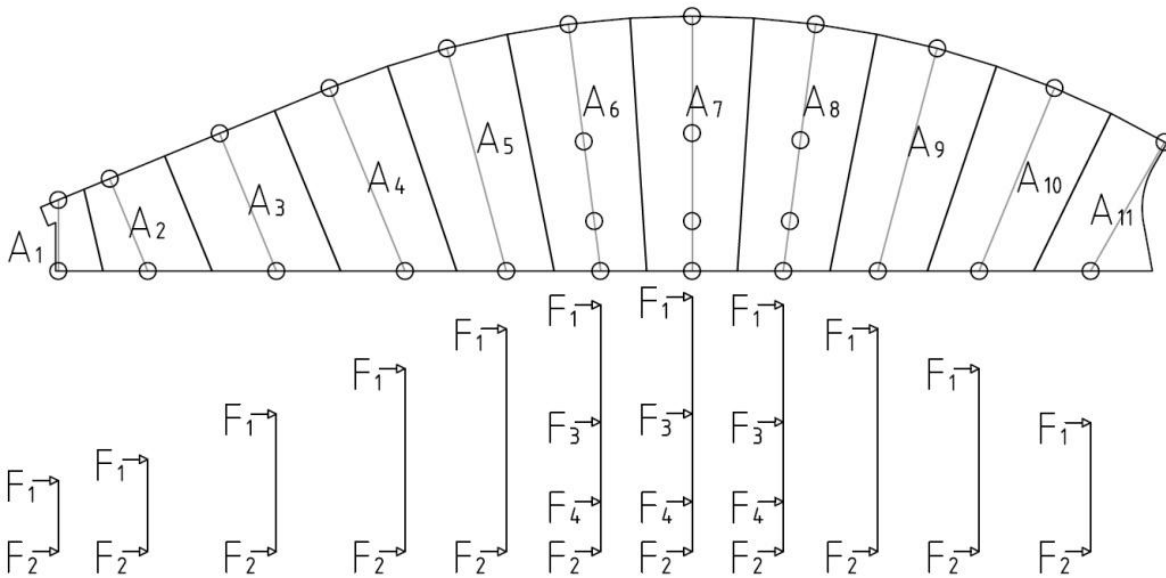
$$\begin{aligned}
 W_{kbygg2,A} &= 0,5 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 2,110\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,B} &= 0,2 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 0,845\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,C} &= 0,05 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 0,211\text{kN/m} && (\text{tryckande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,D} &= 0,2 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 0,845\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,E} &= 0,5 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 2,110\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,F} &= 0,7 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 2,957\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,G} &= 1,3 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 5,490\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge}) \\
 W_{kbygg2,H} &= 1,05 \cdot 0,66 \cdot 6,4 = 4,435\text{kN/m} && (\text{sugande last per m båge})
 \end{aligned}$$

4.2 Vind i y-led

Om byggnaden istället ses framifrån ($X0$), kommer vinden att ha störst påverkan då den kommer in ifrån väster mot den västra fasaden. Med tanke på att pelarna är snedställda kommer det i detta fall bli mer komplicerat att räkna ut vilka laster varje pelare måste ta upp. Varje pelare har en influensyta med unik area. En förenkling av varje pelares influensyta (A1-A11, enligt *figur 4.7*) har satts upp för att sedan kunna få fram vilka reaktionskrafter som väggen i sin tur belastar taket med. En del av pelarna har två infästningar och vissa fyra infästningar. Detta betyder att det dessutom behövs göras en noggrannare jämviktsberäkning för hur vinden belastar byggnadens tak och resterande stomme.

Lovartfasaden

För lovartfasaden ser varje area som pelarna tar upp ut enligt *figur 4.7*.



Figur 4.7 De snedställda pelarnas influensytor (A1-11) och dess respektive reaktionskrafter (F1-4).

Ringarna i Figur 4.7 står för de infästningspunkter som fasaden har till resten av stommen. De reaktionskrafter som belastar infästningspunkterna som är intressanta är F_1 , F_3 och F_4 för alla influensytor A1-A11. F_2 kommer i samtliga fall att tas upp av byggnadens grundkonstruktion så dessa reaktionskrafter är ointressanta för kommande beräkningar.

Krafterna räknas ut med följande formel:

$$F_i = q_k \cdot A_i \cdot K_i \cdot \mu_{lovert}$$

$$q_k = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_{lovert} = 0,85$$

Där K_i är en konstant beroende på vilken av reaktionskrafterna man vill åt. De är uträknade som jämvikten av en kontinuerlig balk med två respektive fyra upplag och en utbredd last (vinden).

Tabell 4.2

Pelare	K_{F1}	K_{F2}	K_{F3}	K_{F4}
1	0,5	0,5	-	-
2	0,5	0,5	-	-
3	0,5	0,5	-	-
4	0,5	0,5	-	-
5	0,5	0,5	-	-
6	0,196	0,088	0,5	0,223
7	0,183	0,072	0,490	0,248
8	0,196	0,088	0,5	0,223
9	0,5	0,5	-	-
10	0,5	0,5	-	-
11	0,5	0,5	-	-

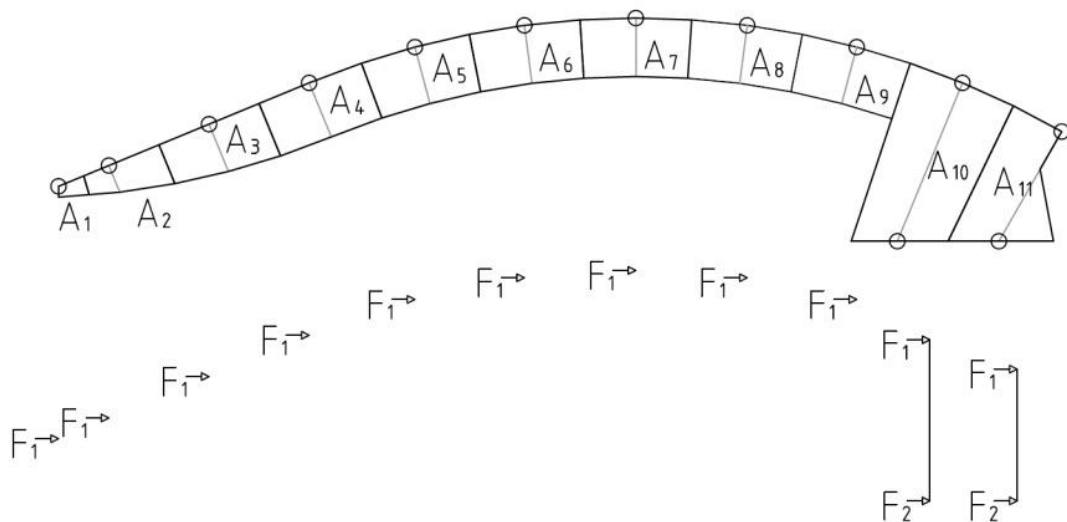
Tabell 4.3

Influensyta	Area (m ²)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	F ₃ (kN)	F ₄ (kN)
A1	11,4	3,20	3,20	-	-
A2	36,7	10,29	10,29	-	-
A3	64,0	17,93	17,93	-	-
A4	81,2	22,76	22,76	-	-
A5	90,3	25,35	25,35	-	-
A6	96,5	10,61	4,76	27,10	12,08
A7	98,5	10,12	4,00	27,10	13,71
A8	96,5	10,61	4,76	27,10	12,08
A9	90,3	25,35	25,35	-	-
A10	79,0	22,19	22,19	-	-
A11	42,4	11,9	11,9	-	-

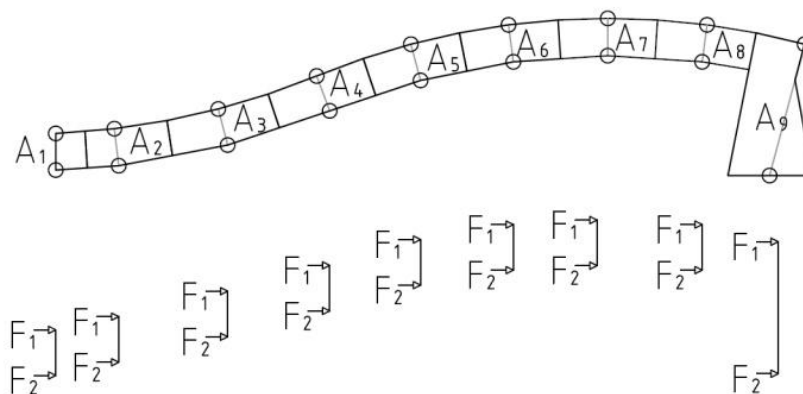
De intressanta reaktionskrafterna F_1 , F_3 och F_4 är gråmarkerade i tabellen.

Läfasaden

Även här är det en komplicerad uträkning av influensareorna. Detta är på grund av att den utskjutande lägre byggnadsdelen bryter väggfasaden och vi får två läfasader. De delas upp på följande sätt



Figur 4.8 Influensytorna, A1-11 för fasaddel 1 och dess reaktionskrafter, F1-F2.



Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus

Figur 4.9 Influensytorna, A1-9 för fasaddel 2 och dess reaktionskrafter, F1-F2.

$$F_i = q_k \cdot A_i \cdot K_i \cdot \mu_{lä}$$

$$q_k = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_{lä} = 0,27$$

Tabell 4.4

Fasaddel 1			Fasaddel 2		
Pelare	K _{F1}	K _{F2}	Pelare	K _{F1}	K _{F2}
1	1	-	1	0,5	0,5
2	1	-	2	0,5	0,5
3	1	-	3	0,5	0,5
4	1	-	4	0,5	0,5
5	1	-	5	0,5	0,5
6	1	-	6	0,5	0,5
7	1	-	7	0,5	0,5
8	1	-	8	0,5	0,5
9	1	-	9	0,5	0,5
10	0,5	0,5			
11	0,5	0,5			

Tabell 4.5

Fasaddel 1				Fasaddel 2		
Influensyta	Area (m ²)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	Area (m ²)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)
A1	1,87	0,33	-	5,33	0,47	0,47
A2	11,31	2,02	-	14,72	1,31	1,31
A3	23,66	4,22	-	18,63	1,66	1,66
A4	27,51	4,90	-	18	1,60	1,60
A5	27,83	4,96	-	17,7	1,58	1,58
A6	27,43	4,89	-	17,7	1,58	1,58
A7	27,43	4,89	-	17,7	1,58	1,58
A8	27,43	4,89	-	17,7	1,58	1,58
A9	27,43	4,89	-	40,11	3,57	3,57
A10	74,33	6,63	6,63			
A11	38,53	3,43	3,43			

5 3D-modell i FEM-Design

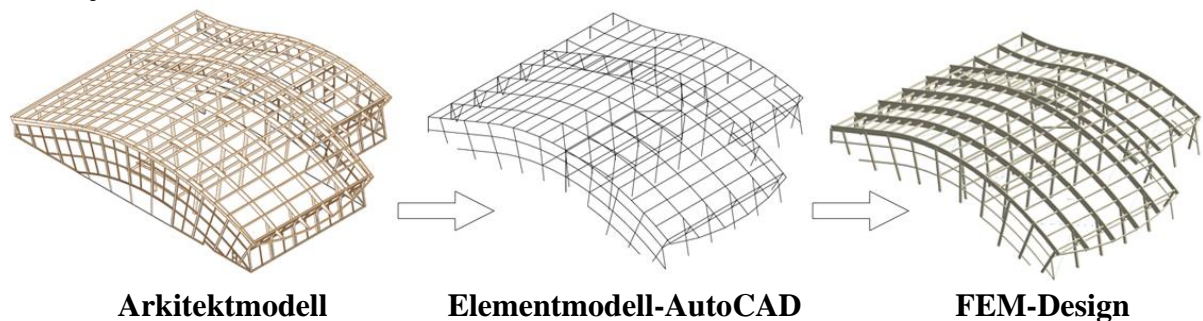
Beräkningar ska genomföras i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd för de belastningar som tidigare beskrivits. För att inte byggnaden ska kännas instabil för de personer som kommer vistas i den måste nedböjningarna minimeras så att inte obehag bland badhusbesökarna uppstår. Genom att importera AUTOCAD-ritningarna till FEM-programmet FEM-Design kan en realistisk modell sättas upp.

5.1 FEM-design

Datorprogrammet FEM-Design är ett beräkningsprogram som använder finita elementmetoden och det utvecklades av Malmöföretaget Strusoft. Programmet är avancerat och mycket behändigt att använda då man vill analysera stora byggnader med många konstruktionselement. I FEM-Design 8.0 finns det både en betongmodul och en stålmodul. Material, säkerhetsklasser och hållfasthetsvärden är anpassade för Eurocode, BBK04 såväl som en mängd andra konstruktionsstandarder. I detta examensarbete används BBK04 för beräkningarna (Strusoft, 2009). Än så länge innehåller inte FEM-Design en trämodul. I detta fall, då byggnaden är en limträkonstruktion betyder det att man på egen hand är tvungen att skapa egna trämaterial (Strusoft, 2009). Den limträkvalitet som används i byggnaden är L40 och alla konstruktionselement måste uppfylla säkerhetsklass 3. Om programmet hade haft en trämodul skulle endast kvalitet L40 behövs väljas i materiallistan och programmet skulle automatiskt ha räknat ut materialegenskaperna beroende på om beräkningen är gjord i brottgränstillstånd eller i bruksgränstillstånd. Val av klimatklass för konstruktionen skulle också vara ett alternativ. Nu har två olika filer/modeller istället skapats och i dessa sedan ändrat trämaterial och lasterna. Detta fungerar självklart bra. Dock är det såklart lite omständigt och risken för att göra fel är större.

5.2 3D-modell

Det är viktigt att nodkoordinaterna för modellen som importeras in i FEM-design är riktiga och exakta. Arkitekttritningarna av badhuset har gjorts om, så att varje konstruktionselement utgörs av en linje istället för en solid, som de i det tidigare skedet modellerades. För varje balk och pelar-element har centrumlinjen tagits fram. Därefter kan elementmodellen importeras från AutoCAD direkt till FEM-Design och där i sin tur kan tvärsnittsegenskaper för varje element sättas.

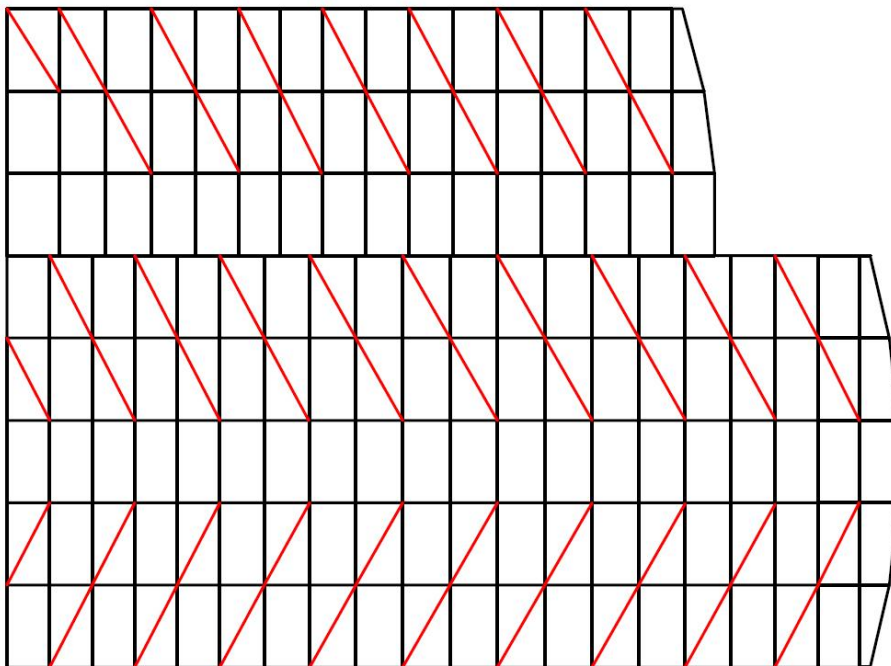


Figur 5.1 Steg från arkitektmodell till FEM-Designmodell.

Modellen som beräknas i FEM-Design är en förenkling av verkligheten och alla laster som påverkar varje nod måste studeras i större detalj senare i dimensioneringen. I beräkningsprogrammet antas att alla element kopplas samman i noder utan någon som helst förskjutning i infästningspunkten. I verkligheten är det dock inte alltid så att lasterna går in i exakt samma koordinater som i elementmodellen. En anslutningsdetalj har i de flesta fall olika punkter där elementens belastningar kommer in. Detta gör att det ofta uppstår excentriciteter som måste tas hänsyn till. Om man förbiser detta faktum så kan en följd av detta vara att laster inte leds vidare på det sätt som är tänkt och ett brott skulle kunna inträffa. Anledningen till att göra en stor 3D-modell är då enbart för att skapa sig en god uppfattning i hur lasterna fördelas och hur de påverkar byggnadens balkar och pelare med moment, tvärkrafter och normalkrafter som ett helt system.

5.3 Stomstabilisering

För att stabilisera byggnaden kommer vindfackverk att användas. Dessa kommer bestå av stålstag med stålqualiteten S355JO. Eftersom byggnaden inte har en standardmässig form utan är komplicerat uppbyggd kommer det att medföra att fackverken måste sättas in på ett mycket noga uträknat sätt. Inga draglinor kommer användas för att stabilisera bågarna horisontellt. De horisontella lasterna som bågkonstruktionen ger upphov till kommer istället tas upp av de snedställda pelarna i den främre fasaden och i de snedställda pelarna i byggnadens mitt och sedan ner till grundkonstruktionen. Den snedställda snölasten med högre belastning på bakre, resp. främre delen av byggnaden kommer göra att byggnaden vill röra sig framåt. Dessa krafter är då valda att föras utåt mot sidofasaderna där de enklare kan ledas ner i grunden. Genom att sätta stag enligt *figur 5.2* kan detta genomföras.

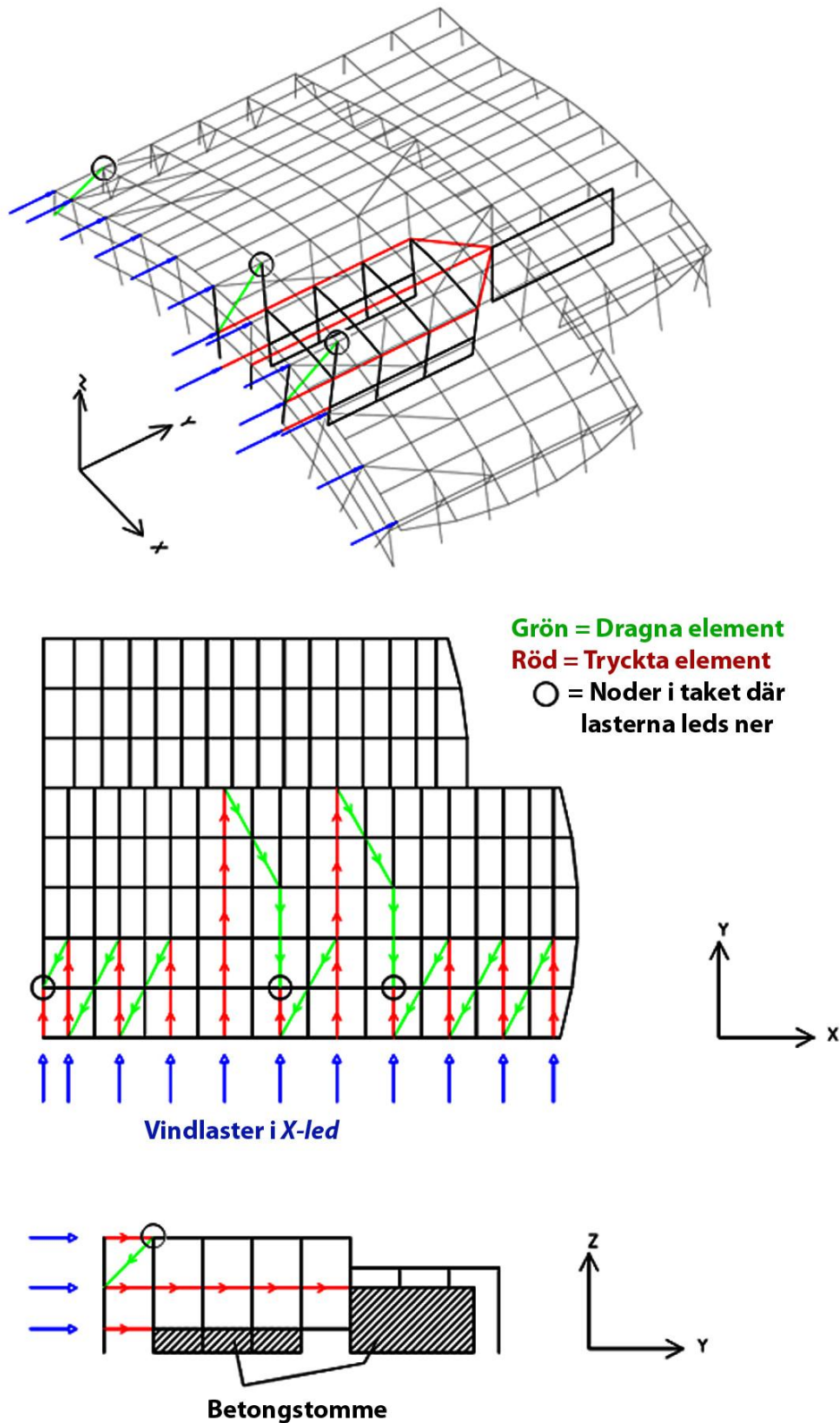


Figur 5.2 Uppsättning av stabiliserande stålstag i takkonstruktionen.

Det kommer att skapas dragande normalkrafter i ståltagen i taket som sedan tas upp av fasaderna. Dessa kommer också att fungera som vindstag då vinden kommer in i Y-led, dvs från sidan.

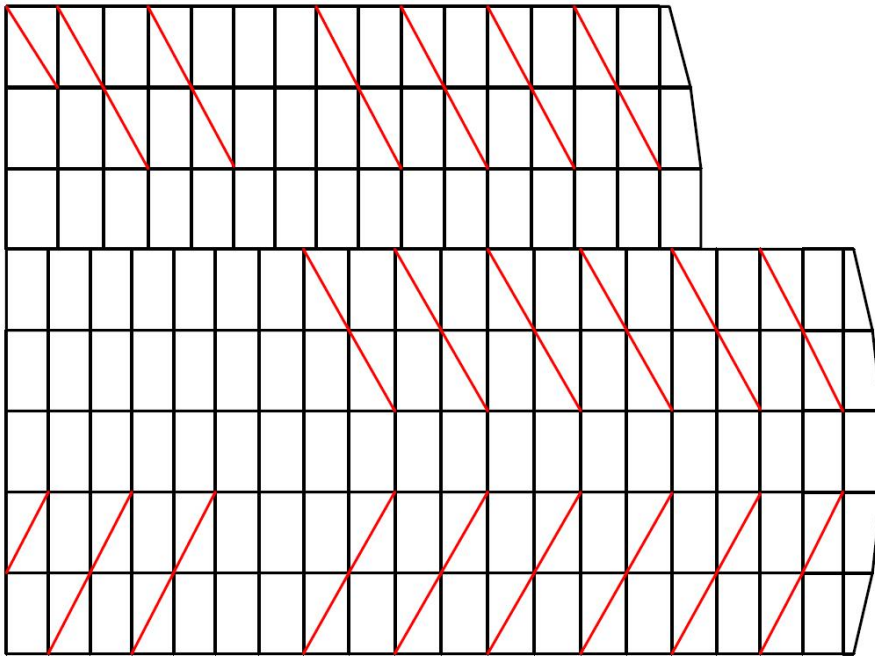
Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus

Vindlasterna i Y-led ska tas upp till största del genom att de leds mot mitten av byggnaden där de sedan kan ledas till den stabila betongstommen i den lägre byggnadsdelen. Lasternas väg till det stabila betongupplaget är tänkt att se ut enligt *figur 5.3*.



Figur 5.3 Vindlasterna leds mot mitten och bakkdelen av taket för att där ledas ner i betongkonstruktionen.

Ett problem som man stöter på i FEM-Design 8.0 när man räknar på vindstag och vindlaster är att det inte finns en linberäkningsfunktion, dvs. en funktion där elementen kan ta upp dragande normalkrafter men inte tryckande normalkrafter. I en vanlig hallbyggnad hade inte detta skapat några problem då man mycket enkelt kan se vilka strävor som tar upp dragande krafter och sedan plocka bort de tryckta strävorna från modellen. I den här byggnaden finns det dock strävor som påverkas av tryck i vissa lastfall och drag i andra. När sedan en sammansättning till en lastkombination är aktuell uppstår problem. Om man tar bort en tryckt sträva som programmet har räknat fram, kommer detta att påverka hela konstruktionen och andra vindsträvor som tidigare varit dragna blir tryckta. En följd av problemet med att det saknas en linfunktion är att man inte kan utföra en beräkning av andra ordningen. Programmet tror att byggnaden kommer att gå till brott i de vindsträvor som är tryckta, trots att de i verkligheten inte tar upp några tryckande laster. Detta problem innebär mycket extra jobb med att hitta bästa sätt att sätta upp vindfackverken i modellen. För att få så få tryckta strävor som möjligt och dessutom få så små tryckande normalkrafter som möjligt i de stag där det inte går att undvika tryck, är takfackverket i FEM-Design utformat enligt *Figur 5.4*.



Figur 5.4 Uppsättning av stålstag i takkonstruktionen i FEM-Design, med undantag av de tryckta strävorna.

Det finns näst intill oändligt många kombinationer att placera vindsträvorna i taket. Dock genom att prova sig fram och göra beräkningarna om och om igen ett stort antal gånger och jämföra resultaten har modellen enligt *Figur 5.4* antagits vara den som bäst stämmer in med den verkliga situationen.

Denna modell kommer att fungera att räkna med eftersom de tryckta strävorna enligt beräkningarna enbart tar upp förhållandevis små tryckande krafter. Man kan då med största sannolikhet bortse från dem.

6 Materialparametrar

Vid beräkningar av limträkonstruktioner, skiljer sig materialparametrarna markant från varandra beroende på om man räknar i bruksgränstillståndet eller brottgränstillståndet. Klimatklasser, lasttyp och säkerhetsklass spelar in på vilken elasticitetsmodul som används vid beräkningarna. Densiteten för limträ antas vara ca 500kg/m^3 . Antagandet betyder att man räknar med en egyptyngd som är på säkra sidan.

6.1 Förutsättningar

Säkerhetsklass

Eftersom det skulle innebära en total katastrof med stor risk för dödliga skador om byggnaden rasar samman måste byggnaden uppfylla säkerhetsklass 3 (Mårtensson & Isaksson, 2000). Detta gör att parametern sätts $\gamma_n = 1,2$ för brottsgränsberäkningarna. För bruksgränsberäkningar sätts $\gamma_n = 1,0$. γ_n är den säkerhetsparameter som materialens hållfasthet divideras med för att uppnå säkerhetsmarginalen och säkerhetsklassen SK3 (Mårtensson & Isaksson, 2000).

Klimatklass

Styvheten hos träkonstruktionen är starkt beroende av hur fuktig miljön är. I simhallar med en stomme som utgörs av en limträkonstruktion kan man normalt räkna med klimatklass 1 (Carling, 2001).

Lasttyper

Byggnaden belastas främst av snö och vind. Snö klassas in som lasttyp B enligt tabell och formelsamlingen, Tabell 4.1 (Mårtensson & Isaksson, 2000). Vind klassas som lasttyp C, vilket har en kortare belastningstid än snöbelastningen. Detta medför att man för vind kan räkna med en högre trähållfasthet (Mårtensson & Isaksson, 2000). För att underlätta uträkningarna och inmatningarna till FEM-Design används lasttyp B för både vind och snö. Endast en elasticitetsmodul måste då matas in i programmet och det blir mycket enklare att kombinera olika laster och ändra fram och tillbaka mellan huvudlasterna.

6.2 Elasticitetsmoduler

Med säkerhetsklass, klimatklass och lasttyp kan elasticitetsmodulerna för beräkning i brottsgränstillstånd och bruksgränstillstånd räknas ut. De uträknade elasticitetsmodulerna kan sedan användas vid beräkningarna i FEM-Design. FEM-design har egna fördefinierade material. Däribland också materialdata för Limträ L40. Dock finns det ingen möjlighet i programmet att påverka materialegenskaperna i de fördefinierade limträkvaliteterna. Därför är det bättre att räkna ut dessa själv och definiera egna materialegenskaper för de olika beräkningarna.

Brottsgränstillstånd

Trækvalitet	L40
Säkerhetsklass	3
Lasttyp	B
Klimatklass	1

$$E_{Rd} = \frac{\kappa_r \cdot E_{Rk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m}$$

$$E_{Rk} = 10\,400\text{MPa} \quad (\text{Tabell- Formelsamling, Tab 4.3})$$

$$\kappa_r = 0,75 \quad (\text{Tabell- Formelsamling, Tab 4.6})$$

$$\gamma_n = 1,2$$

$$\gamma_m = 1,15 \quad (\text{Limträ})$$

$$E_{Rd} = 5652\text{MPa}$$

Bruksgränstillstånd

Träkvalitet L40

Lasttyp B

Klimatklass 1

$$E_d = \frac{\kappa_s \cdot E_{Rk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m}$$

$$\kappa_s = 0,80 \quad (\text{Tabell- Formelsamling, Tab 4.10})$$

$$\gamma_n = 1,0$$

$$\gamma_m = 1,0$$

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

7 Beräkningar i FEM-Design

I FEM-Design kombineras de olika lastfallen till sammansatta lastkombinationer. Snö och vind kommer samverka på olika sätt och i olika riktningar vilket medför att det finns en mängd olika lastkombinationer som byggnaden kan utsättas för.

Vad gäller snölast kommer två huvudbelastningsfall kommer sättas upp. Ett där snölasten är störst på den bakre halvan av byggnaden och ett där den är störst på den främre delen. Detta görs för att se vilket belastningsfall som ger störst moment, tvärkrafter, normalkrafter respektive nedböjningar. Ett snabbt antagande innan uträkningarna är att de fall då snön belastar den bakre delen av byggnaden kommer att vara dimensionerande för alla snitten. Därefter kommer sedan lastkombinationerna då vind och snölast verkar samtidigt på byggnaden räknas ut. Detta kan ske på två olika sätt. Ett då vinden kommer in från väster, i modellen kallas detta Y-led och ett lastfall då vinden kommer in från norr. Detta kallas X-led i modellen. Egentyngden för byggnaden räknas in med hjälp av materialegenskaperna och tvärsnittsformerna för de olika konstruktionselementen. I FEM-Design räknas egentyngderna in som ett eget lastfall som jag lägger till alla lastkombinationerna.

FEM-Design räknar ut om byggnadens element håller för de påfrestningar som de belastas med. Vid ett eventuellt brott måste dimensionen på konstruktionselementen ökas eller så är det tvunget att göra någon förändring av konstruktionens utformning så att lasterna fördelas på ett bättre sätt. Målet är att åstadkomma att den bärande konstruktionen i sig själv är stabil och inte rör sig så mycket att andra byggnadsdelar, så som inre väggar och bjälklag deformeras för mycket. Det är på så vis även viktigt att nodförskjutningar och nedböjningar i specifika delar av byggnaden inte är för stora. Även om byggnaden inte rasar kan deformationerna göra den obehaglig att vistas i.

7.1 Uppdelning i lastkombinationer

De lastkombinationer där beräkningar kommer att vara intressanta i olika avseenden är följande

Tabell 7.1

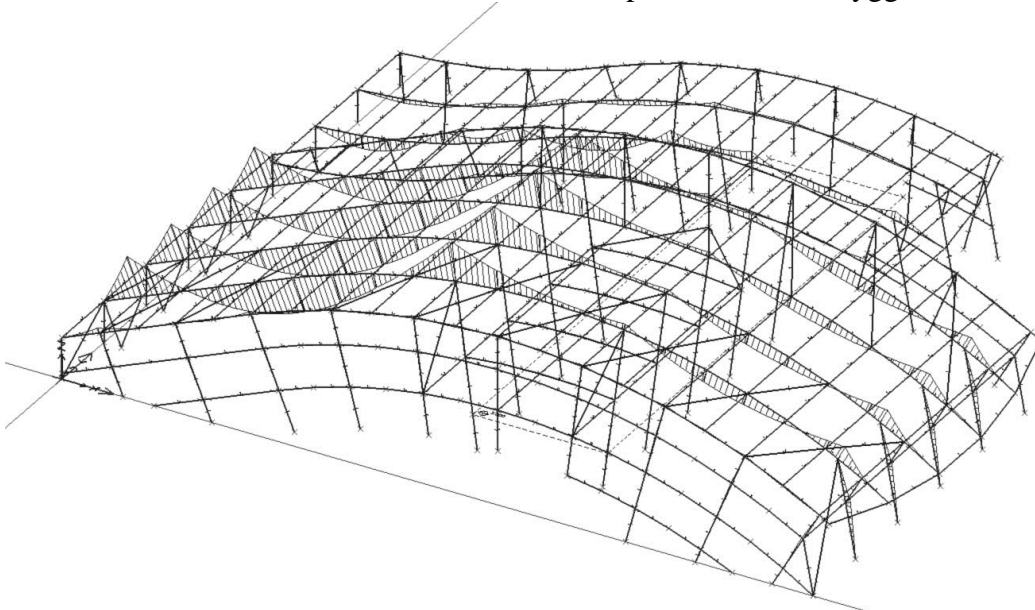
	Lastkomb.	Snö, fram	Snö, bak	Vind X-led	Vind Y-led
1	HL	√			
	VV			√	
2	HL	√			
	VV				√
3	HL				√
	VV	√			
4	HL		√		
	VV			√	
5	HL		√		
	VV				√
6	HL				√
	VV		√		

I tabellen innebär beteckningen *Snö, fram/bak* att den största delen av snöbelastningen ligger på den främre respektive bakre delen av taket. Anledningen till att inte lastkombinationen där snön har vanligt värde och vindlasten kommer in i *X-led* är med är att vindlastpåskänningen på taket i dessa fall är av en helt annan storleksordning, vilket innebär att dessa lastkombinationer kan uteslutas.

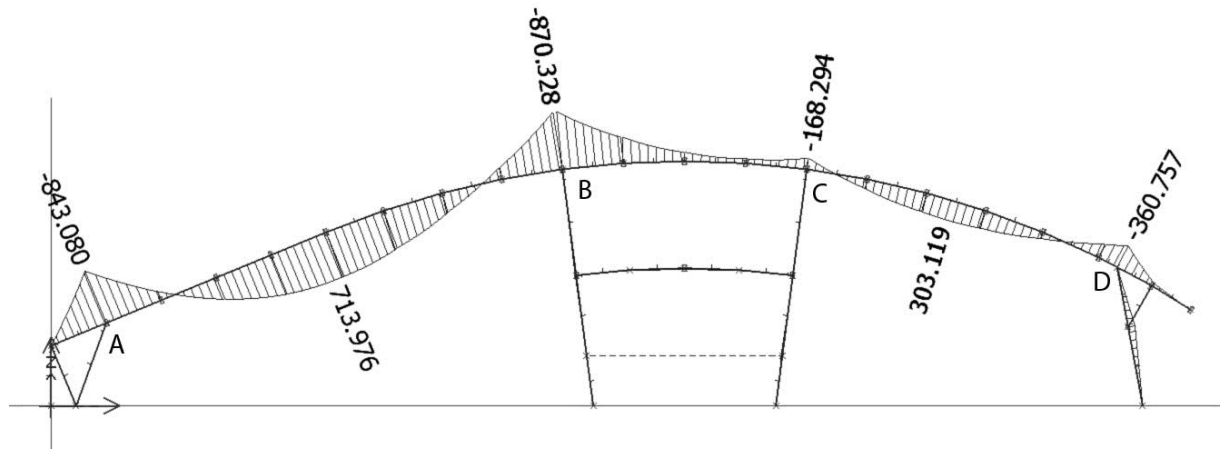
De 6 lastkombinationerna, enligt *Tabell 7.1*, är de kombinationer som är av störst intresse att studera. Att bara anta att vinden kommer in från norr i *X-led* är av den enkla anledning att snön och vinden samverkar och vill förflytta byggnaden framåt. Däremot om vinden skulle komma in söderifrån skulle vinden motverka snöns belastning och då stabilisera byggnaden. Därför är denna lastkombination ointressant. För vind i *Y-led* är endast de lastkombinationer där vinden kommer in mot den stora västfasaden med. Om vinden istället kommer från ost, så är byggnaden helt stabil på grund av betongstommen i byggnadsdel 2. Därför räknas dessa bort.

7.2 Moment

Den lastkombination som ger upphov till de största momentbelastningarna är **LK5** (lastkombination 5). Man skulle kunna tro att **LK4** skulle ge störst momentbelastning för byggnaden men faktum är att så inte är fallet. När vinden påverkar byggnaden bakifrån (*X-led*) så bidrar den till att stora delar av taket får en sugande last. Den största momentbelastningen blir således när endast snölasterna ligger på bakre delen av byggnaden. Vinden kommer i det här fallet in från sidan och påverkar endast byggnadens stomstabilitet.



Figur 7.1 Isometrisk bild över momentbelastningarna på byggnaden i LK5.



Figur 7.2 Momentbelastning i snitt Y2 för LK5. I detta snitt uppkommer de största momenten för alla lastkombinationer, men LK5 ger störst moment.

Figur 7.2 visar att byggnaden kommer att belastas med en maximal momentkraft över stöd B på ca 870 kNm. Även för de andra lastkombinationerna är detta den punkt där störst moment-belastning kommer infalla, med undantag för LK1 och LK4. För dessa ligger maximalt böjmoment över det bakre stödet (stöd A). Detta på grund av att i dessa lastkombinationer kommer vinden in bakifrån och skapar en tryckande last på den bakre delen av byggnaden och en sugande last på den främre.

Tabell 7.2 Största moment för snitt Y2

Lastkomb.	Största moment (kNm)	Stöd
1	-665,7	A
2	-691,0	B
3	-564,7	B
4	-845,4	A
5	-870,3	B
6	-701,5	B

I snitt Y2-Y5 och Y7-Y8 kommer de bärande limträbågarna bestå av två sammansatta bågar med dimensionerna 1620x140. Detta för att kunna utföra momentstyva skarvningar med tillräcklig hållfasthet.

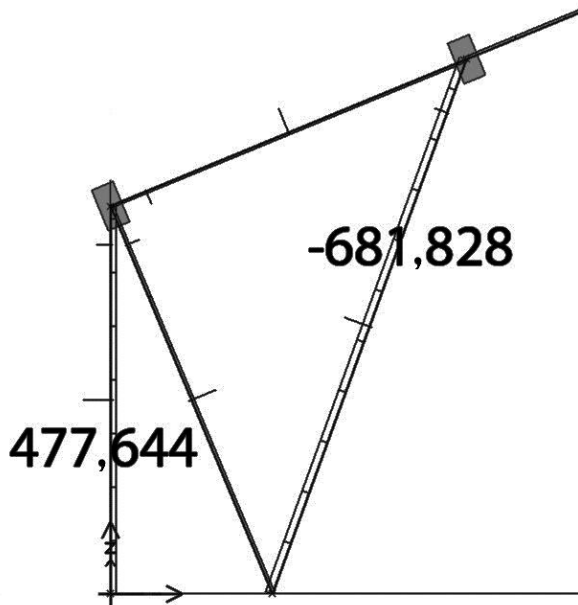
870,3 kNm är en momentbelastning som en båge med dimensionerna 1620x280 (b=2 x 140mm) klarar av.

7.3 Normalkrafter

Vad gäller normalkrafter är det de stabiliserande stålfackverken och byggnadens pelare som är intressanta att studera. Det är i pelarna som de tryckande normalkrafterna är som störst. Det är också här som trädimensionerna skulle kunna vara för klena tilltagna. För ståltagen får inte de dragande krafterna överskrida stålets draghållfasthet.

Pelare

För pelarna inträffar största tryckande/dragande normalkraft i **LK4**, dvs. då max snöbelastning förekommer bak och även vinden kommer in bakifrån. Det är pelarna i den bakre delen av byggnaden som belastas värst av tryckande och dragande normalkrafter.



Figur 7.3 Negativt värde för tryckt element och positivt värde för draget (kN).

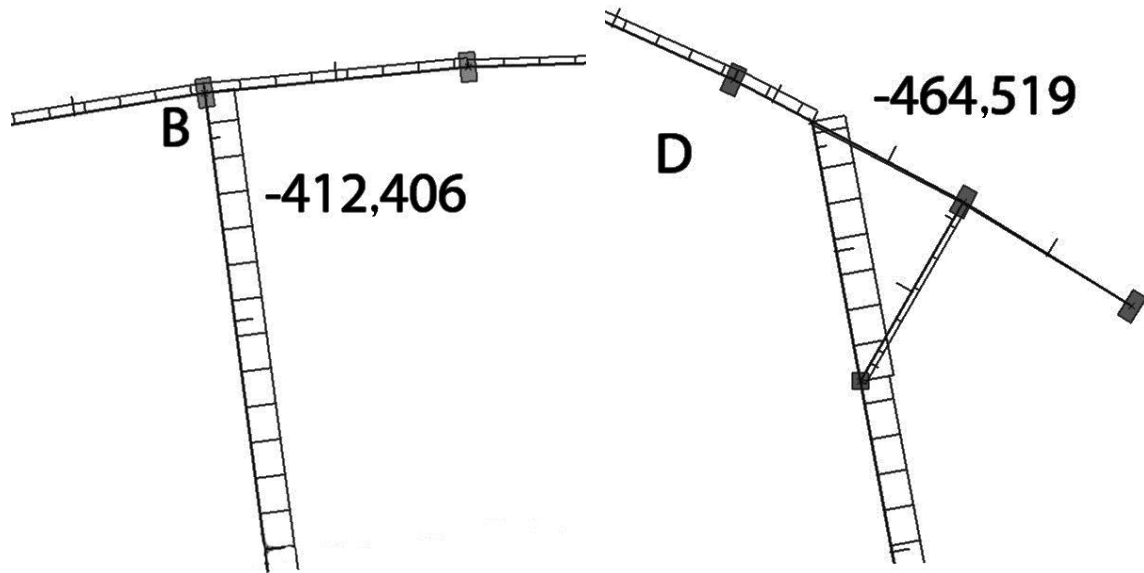
Det snedställda stödet (stöd A) blir tryckt med en normalkraft på 681,8kN, medan den mothållande dragna pelare/stag belastas med 477,6kN.

För alla lastkombinationer är det just här de största normalkrafterna uppstår.

Tabell 7.3

Lastkomb.	Max N, tryck (kN)	Max N, drag (kN)
1	-542,0	397,0
2	-522,2	340,4
3	-425,8	286,5
4	-681,8	477,6
5	-661,6	421,8
6	-533,1	349,1

För detaljdimensioneringen i snitt Y2-Y5 kommer det också att vara intressant att ta reda på vilken upplagskraft/normalkraft som bågarna kommer att ge stöd B, C och D. Stöd B och C kommer att ha samma typ av ledad infästning och på så vis används den största normalkraften i pelaren som dimensionerande för detaljen. Stöd D kommer däremot dimensioneras speciellt efter den maximala normalkraft som belastar just stöd D.



Figur 7.4 Dimensionerande tryckande normalkrafter för stöd B, C och D.

Dimensionerande normalkraft för pelarna i stöd B, C och D är enligt FEM-beräkningarna, följande:

Tabell 7.4

	Max N, Stöd B, C	Max N, Stöd D
	-412,4	-464,5
Lastkomb.	5	2

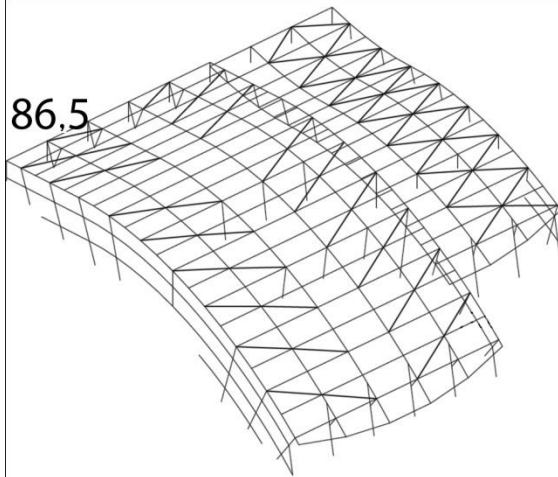
Stålfackverk

Stålfackverken kan delas upp i två grupper.

- De stålstag som stabiliserar taket horisontellt och som går mellan bågarna.
- De stag som stabiliserar väggarna och leder ner de horisontella taklasterna ner i byggnaden.

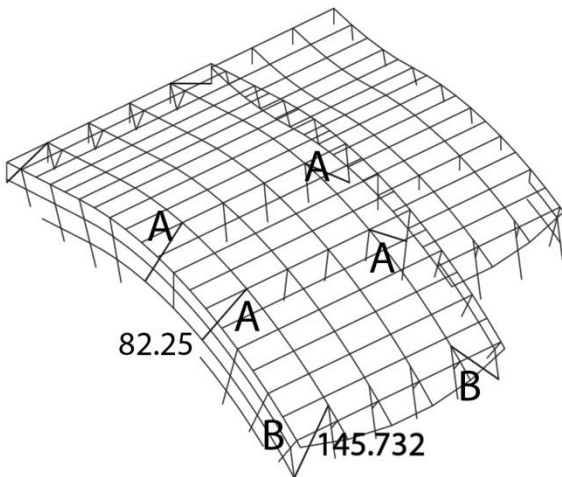
Anledningen till uppdelningen är att det visar sig i beräkningarna att stagen i taket inte alla i samma utsträckning behöver ta upp lika stora dragkrafter som i väggarna.

Maximal dragkraft i stålfackverket i taket inträffar i **LK6**. Detta är när huvudlasten är vind i *Y-led* och snölasten belastar som mest på den bakre delen av byggnaden. Det stålstag som belastas hårdast av dragande normalkrafter är det som visas enligt *Figur 7.5* nedan. Maximal dragande kraft uppgår till **86,5 kN**. Detta kommer vara den kraft som alla stag i taket och dess infästningar måste klara av för att byggnaden ska hålla.



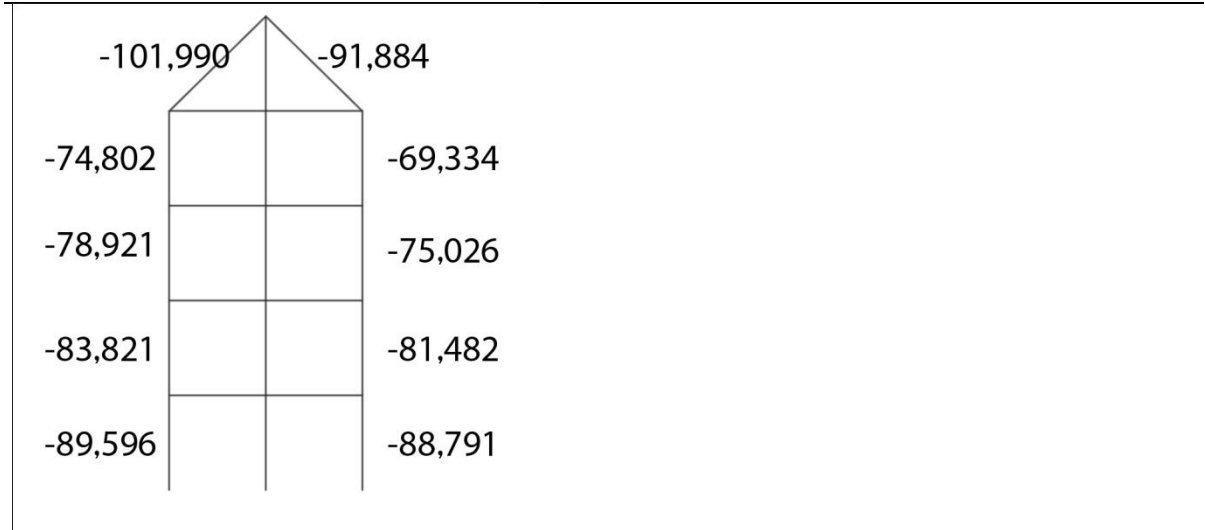
Figur 7.5 Maximal stagkraft i taket uppstår i staget längst bak i byggnaden i LK6.

Dimensionerande last för vertikalt stabiliserande ståltag i punkterna A enligt Figur 7.6 är enligt uträkningarna $82,25 \text{ kN}$ och i punkt B, $145,732 \text{ kN}$. Båda i **LK6**.



Figur 7.6 Maximal stagkraft uppstår i staget längst fram i byggnaden i LK6 (Punkt B).

Den inre byggnadsdelen är den inre konstruktion som utgörs av mittpelarna och dess sammankopplade inre takkonstruktion. Denna tar upp horisontella normalkrafter i form av vindlaster från den stora yttre fasaden som sedan leds bort mot den stabila betongstommen i byggnadsdel 2, se Figur 5.3. För **LK6** som ger de största tryckkrafterna gäller följande dimensioneringsvillkor



Figur 7.7 Den maximala tryckande normalkraften som balkarna i den inre byggnadskonstruktionen måste ta upp är 101,99kN.

Man kan se att normalkrafterna i innerbyggnaden är som störst närmast infästningen i betongkonstruktionen (högst upp i Figur 7.7). Dock är det så att en del av de krafter som belastar elementen kommer att ledas ner genom momentkrafter i de vertikala pelarnas fasta inspänningar i det lägre planets väggar. Att normalkrafterna minskar ju längre in i byggnaden man kommer kan på så vis förklaras.

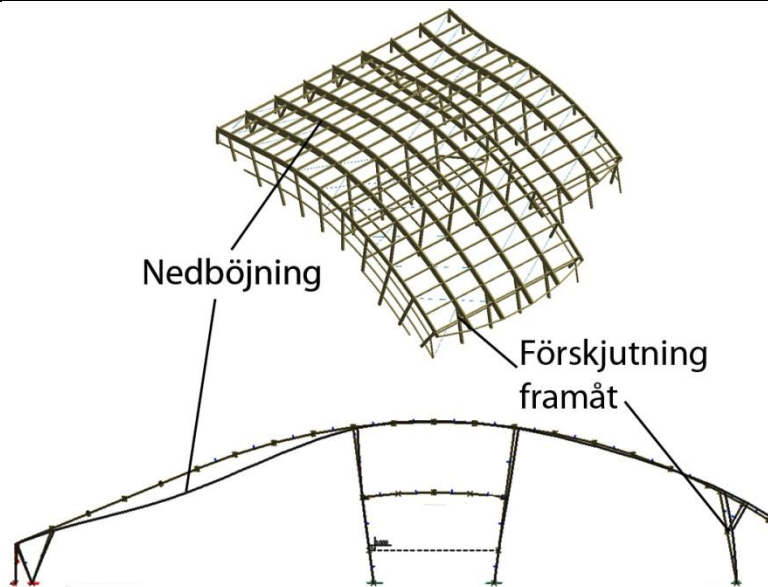
7.4 Bruksgränskontroller av FEM-beräkningarna

När byggnaden belastas kommer det att uppstå en del nedböjningar och deformationer. Ur ren bärighetssynpunkt kommer detta inte vara några problem, då byggnaden klarar brottsbelastningen. Dock måste deformationerna begränsas så mycket som möjligt för att inte byggnaden ska kännas instabil och osäker.

Det finns två huvudorsaker till att byggnaden inte får deformeras för mycket då den belastas. Den ena orsaken är den rent tekniska aspekten. Byggnadens glasfasader och inre väggar kan skadas om konstruktionselementen förskjuts för mycket. Ett exempel på detta kan vara att de stora glasrutorna vill vrida sig, och då riskerar spricka. Detta kan ske om de bärande fasadpelarna får vridande förskjutningar i förhållande till varandra.

Den andra orsaken till att inte allt för stora deformationer får förekomma är den rent psykologiska effekten på badhusbesökarna. Det är mycket obehagligt att vistas i en stor hall om taket gungar för mycket.

Eftersom byggnaden inte är symmetrisk och bågtaket saknar dragband, kommer konstruktionen vilja röra sig framåt.



Figur 7.8 De intressanta förskjutningspunkterna för byggnaden.

Det visar sig det att fasaden (Y1) inte märkbart får några förskjutningar och att den är tillräckligt stabil. Den främre pelaren i snitt Y2 kommer däremot för samtliga lastkombinationer vilja förskjutas framåt en aning. Detta kan om förskjutningen blir allt för stor, skapa problem för glasfasaden som ska sitta i facket emellan. Glasrutan kommer i så fall vilja vrida sig.

Max förskjutning framåt inträffar i **LK4**, *snö bak*, *vind X-led*. Här räknas dock inte med huvudlaster och vanliga värden med tanke på att det är en bruksgränsberäkning. Både snöns och vindens parametrar sätts till 1,0, istället för som i brottsgränstillståndet HL snö 1.3 och VV vind 0.25

$$e_x = 0,012m$$

Om en förskjutning på 12 mm i ett av glasrutans hörn är för stort eller litet är svårt att veta. Man måste i vart fall ha förskjutningen i åtanke när man konstruerar den yttre fasadbeklädnaden och fönstrens infästningar. Nedböjningen i det stora spannet får heller inte bli för stort. Gränsen för nedböjningar i bruksgränstillståndet för takbalkar är enligt tabell 3.1 i *Limträhandboken* (Carling, 2001).

$$e_{max} = l/200$$

Spännvidden för bågarna kommer att vara ca 30 m. Detta ger en godkänd nedböjning

$$e_{max} = 30/200 = 0,15m$$

Maximal nedböjning kommer att inträffa i **LK4**, *HL snö bak*, *vind X-led*.

$$e = 0,044m < 0,15 = OK!$$

8 Detaljdimensionering

Eftersom FEM-Design-modellen utgår från att alla konstruktionselement kopplas samman igenom dess centrumlinjer kommer det att på detaljnivå behövas göras omfattande analyser och beräkningar av knutpunkterna. Hänsyn måste nu tas till att belastningarna i noderna i verkligheten inte går genom elementens centrumlinjer utan att de ibland belastar systemet excentriskt. FEM-beräkningarna räknar ut systemet med förutsättningen att alla infästningar och noder har oändligt stora hållfastheter precis i noderna. Självklart stämmer inte detta med verkligheten och då måste detaljerna dimensioneras så att de kan klara av systemets laster i de olika riktningarna.

8.1 Intressanta detaljer

Vilka är de intressanta noder som måste dimensioneras? Detta beror på vilket lastfall eller lastkombination man betraktar. De intressanta knutpunkter som måste dimensioneras delas upp i de olika snitten *Y1* till *Y9* (se *Figur 2.1*, sid 13). Snitt *Y1* och *Y6* kommer att ha exakt samma typ av knutpunktsinfästningar i den högre byggnadsdelen. *Y2-Y5* ser exakt likadana ut och här kommer byggnaden att dimensioneras för det snitt som är värst utsatt för laster, dvs. snitt *Y2*. I den lägre byggnadsdelen (snitt *Y7-Y9*) kommer för enkelhets skull användas samma typer av infästningar som i byggnadsdel 1. Byggnadsdel 2 kommer inte att behöva ta upp lika stora balkspännvidder och vindlaster. Här kan man då med säkerhet anta att knutpunkterna kommer hålla för de belastningar som förekommer.

8.2 Momentstyva skarvningar av bågelementen

För att byggnaden ska kunna fungera på det förutsatta sättet krävs det att takbågarna är kontinuerliga över stöden och att de skarvas med momentstyva skarvar. Dessa kommer att belastas olika beroende på var i taket man betraktar och vilken lastkombination som belastar byggnaden.

Båglängd

Enligt Limträhandboken finns det en fysisk möjlighet att tillverka limträbågar med spännvidder upp till 40 m. Dock känns detta ganska orimligt, både på grund av svårigheterna med transporter och att det kommer att vara svårt att tillverka så stora bågar. Moelven är ett av de största företagen i Sverige som tillverkar limträprodukter och enligt dem kan de inte leverera bågar med större spännvidd än 32 m. (Moelven, 2009)

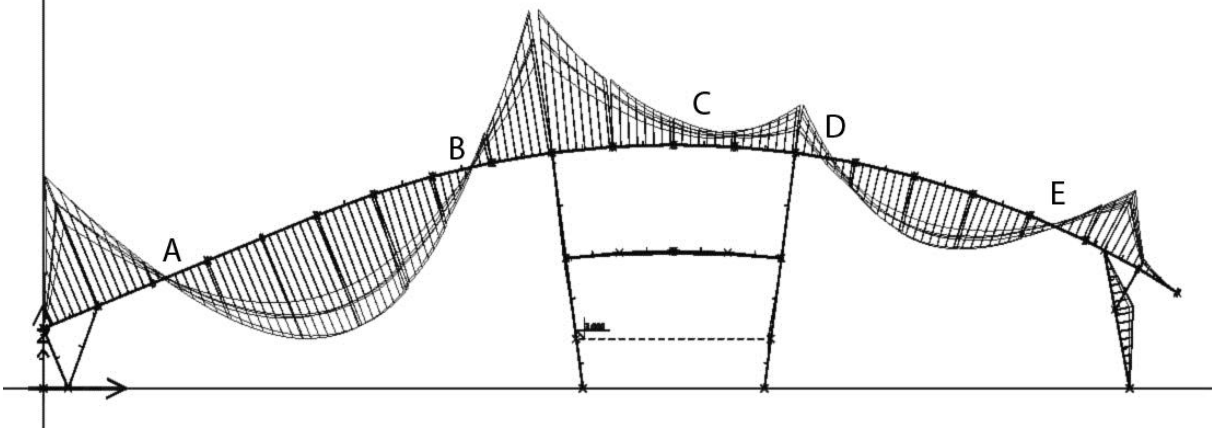
Den längsta bågsplänvidden kommer som tidigare nämnts vara 32m. Målet är då att försöka skarva bågarna i byggnaden med momentstyva skarvar för att få en så stabil konstruktion som möjligt och samtidigt använda kortare balkelement än vad de fria spännvidderna är. Vid detaljdimensioneringen kommer det också underlätta att använda sig av bågar som är kontinuerliga över stöden. Inte bara ur stabilitetssynpunkt utan också för att ledade skarvar är svåra att konstruera över pelarstöden.

Skarvarna kommer att behöva placeras så att de infaller i eller så nära momentnollpunkter som möjligt. I vissa fall, så som för bågarna i fasaderna kommer inte momentkrafterna vara lika dimensionerande som för de bågar som finns inne i byggnaden. Där kommer det istället vara dragande normalkrafter som är de huvudsakliga belastningarna. Dock kommer det i fasadbalkarnas skarvningar också finnas moment av mindre storlek som man måste ta hänsyn till i kombination med dragkrafterna.

Bågar i snitt Y2-5, Y7-8

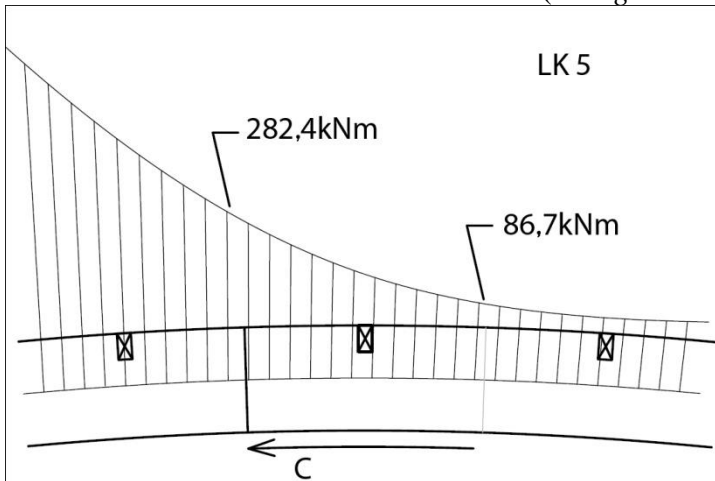
Takbågarna i mittsnitten kommer att vara sammansatta av två stycken 1620x140 L40-bågar. Anledningen till att använda 2st 1620x140 istället för att använda sig av en båge med bågdimensionen 1620x215 är att skarvningarna kommer att kunna göras mycket snyggare och diskretare genom att lägga bågarna med skarvarna omlott. För att göra skarvarna ännu mer diskreta kommer inslitsade plåtar fällas in istället för att använda utanpåliggande sidoplåtar.

Skarvarnas placering beror på var momentnollpunkterna uppstår och hur långa bågsegmenten kan vara. För alla lastfall kommer minsta momentbelastning ligga inom samma område.



Figur 8.1 Sammanlagt momentdiagram för Lastkombination 1-6.

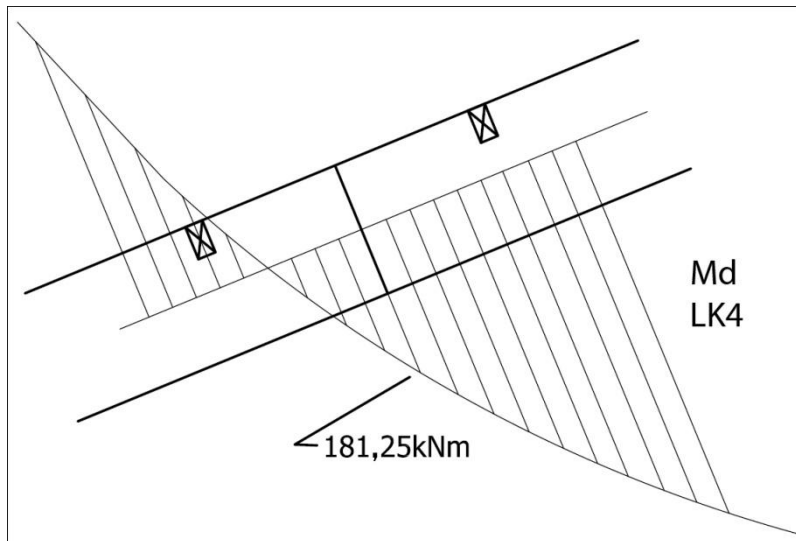
Man kan i *Figur 8.1* enkelt se att det är lämpligt att skarva bågarna i punkterna A, B, C, D och E. Den skarv där störst moment förekommer är i skarv A. På grund av att bågsegmenten inte kan produceras och levereras längre än 32 m måste skarvning C flyttas åt vänster i bilden ovan. Det kommer betyda att momentet i skarvning C i lastkombination 5 istället för skarv A kommer att bli dimensionerande. (se *Figur 8.2* nedan)



Figur 8.3 Detaljbild av det dimensionerande momentet i skarv C. Skarven flyttas ett steg till vänster för att båglängden inte ska bli för lång.

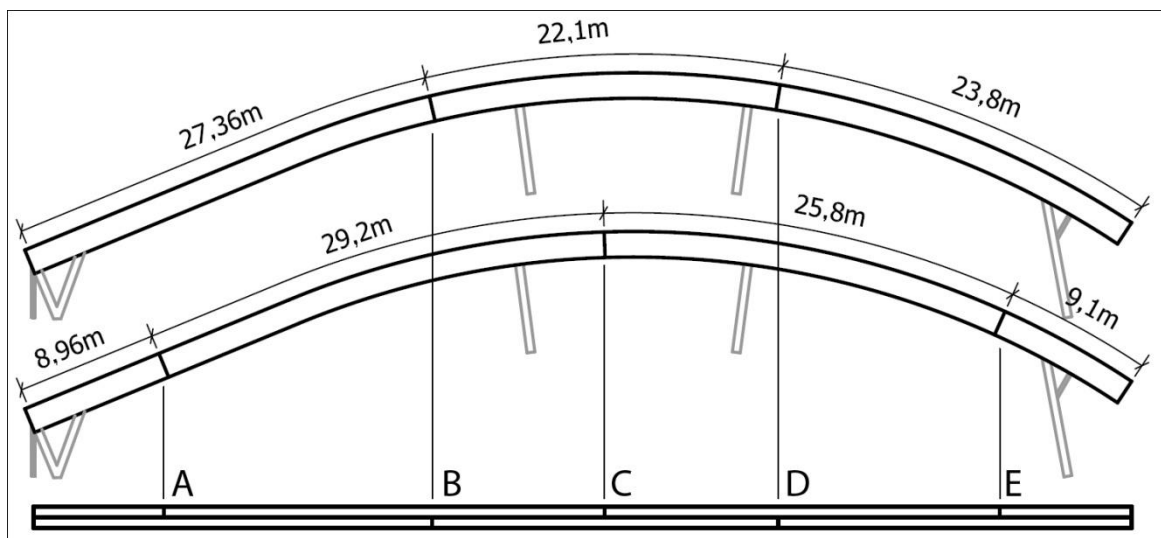
För att underlätta dimensioneringen av balkskornas infästningar sätts skarvarna mitt mellan sekundärbärverkens infästningar. För alla skarvar med undantag för skarv A infinner sig momentnollpunkten i det närmaste exakt i mitten mellan infästningarna. I skarv A kommer

ett moment på $181,25 \text{ kNm}$ att uppstå (se *Figur 8.4*). Det är i LK4 som det dimensionerande momentet uppstår för skarv A.



Figur 8.4 Detaljbild av det dimensionerande momentet i skarv A.

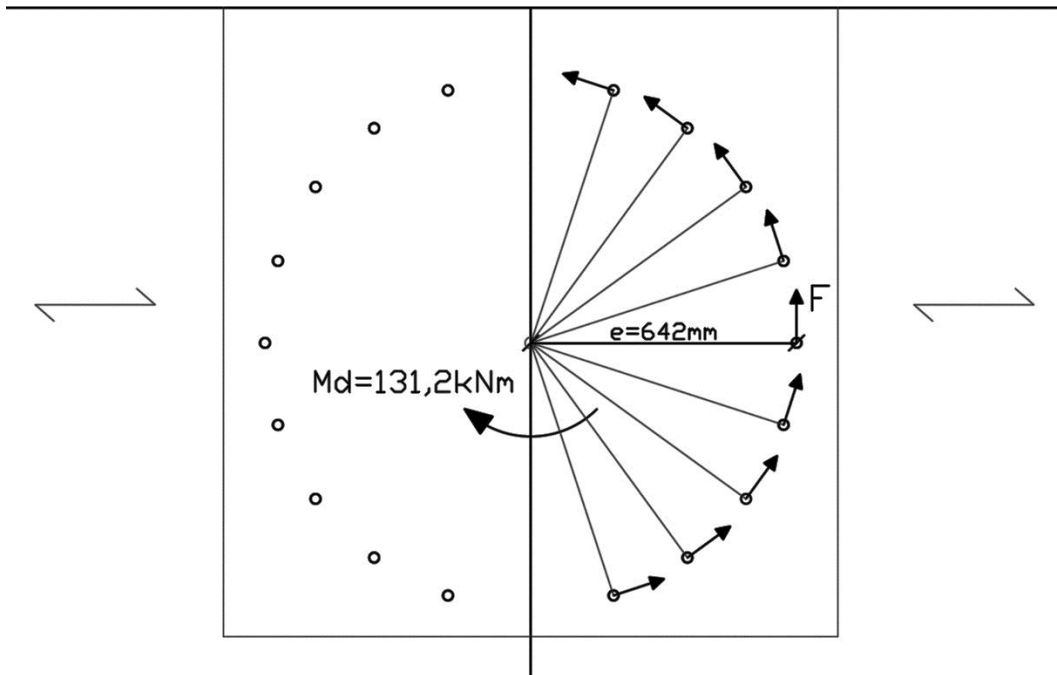
Eftersom $181,25 \text{ kNm}$ är mindre än det dimensionerande momentet i skarv C kommer momentet i C användas som dimensionerande för alla skarvarna, dvs. $262,4 \text{ kNm}$. Skarvarna för bågarna i snitt Y2-Y5 kommer att placeras enligt *Figur 8.5*.



Figur 8.5 Båglängder och skarvar i snitt Y2-5.

Om man förutsätter att halva det dimensionerande momentet tas upp av den kontinuerliga delen i varje skarv så betyder det att det moment som skarvförbandet måste klara av är

$$\frac{282,4 \text{ kNm}}{2} = 141,2 \text{ kNm}$$



Figur 8.6 Dimensionerande moment som förbandet måste kunna ta upp är 282,4kNm.

Antalet dymlingar som används i förbandet är 18st, detta betyder att 9 dymlingar per sida tillsammans måste klara av att ta upp momentet. Att placera dymlingarna centriskt runt momentpunkten gör att beräkningarna blir enklare och smidigare.

$$Md = n \cdot F \cdot e$$

$$e = 0,642m$$

$$n = 9st \text{ dymlingar}$$

$$\rightarrow F = \frac{141,2}{0,642 \cdot 9} = 24,45kN$$

För säkerhets och enkelhets skull antas att alla dymlingar påverkas med kraften vinkelrätt fiberriktningen. Det är egentligen bara en dymling som belastas vinkelrätt fiberna men det är hållfastheten för denna som blir dimensionerande för hela förbandet.

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Förbandet som finns i skarven kommer vara ett tvåskärigt förband med ett mittstycke av plåt. Enligt **Bilaga 4a** i Limträhandboken har en skruv/dymling i ett tvåskärigt förband en bärförmåga på **14,4kN/skär** vinkelrätt fiberriktningen och en virkestjocklek på 140mm. Detta gäller för *Klimatklass 1, SK3, LTB* (Carling, 2001).

$$2 \text{ skär ger } 14,4 \cdot 2 = \mathbf{28.8kN} > 24,45kN = \mathbf{OK!}$$

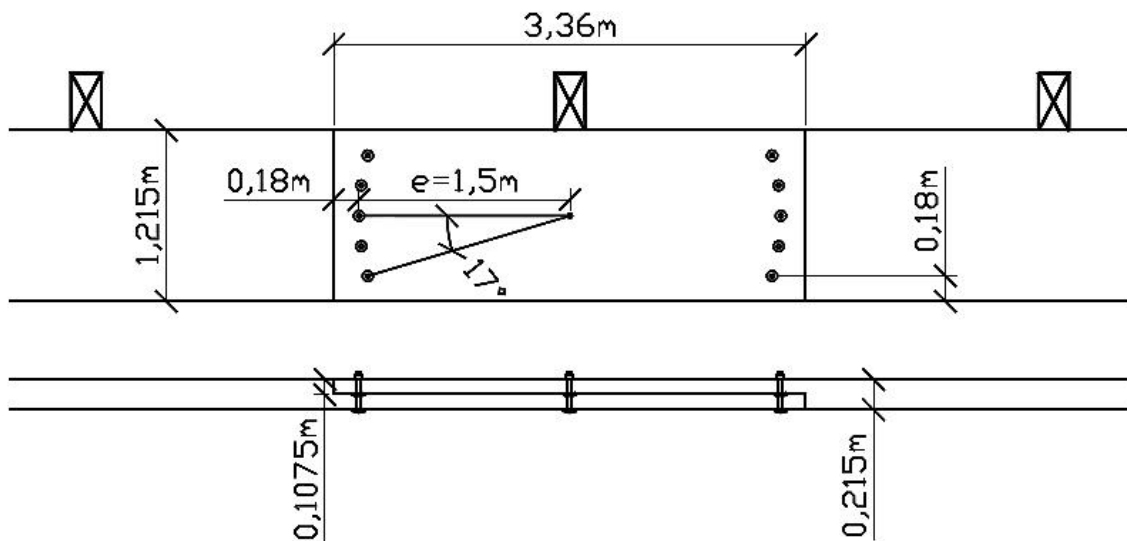
I skarvarna A-E (se Figur 8.5) kommer överallt vara utsatta för tryckande normalkrafter.

Det kan antas att dessa tryckande krafter kommer att tas upp av anliggning mellan bågsegmenten.

Ur ren konstruktionssynpunkt kommer det att krävas att bågar till viss del skarvas redan innan de monteras upp på pelarna. För att underlätta byggandet kommer inslitsningen av mellanstycket gå hela vägen upp till överkanten av bågen. Dock kommer den av estetiska skäl inte vara synlig nertill. Detta kan man se i *Figur 8.6* ovan och i detaljritning *Bågskarv det.2* i APPENDIX B.

Bågar i fasaderna Y1, Y6 & Y9

I fasaderna kommer bågdimensionen 1215x215 L40 användas. Istället för att använda sig av dubbla bågar med skarvar omlott kommer bågar nu fasas av vid skarvarna på ett sätt som gör det möjligt att använda sig av endast en enkel 215mm bred båge. Här kommer infästningarna bestå av skruvade förband med inpressade mellanliggande stålplattor, eller så kallade bulldogs. Anledningen till att använda sig av mellanläggerna är att öka den bärande tvärkraftsförmågan för varje förband utan att behöva öka skruvdimensionerna för mycket. Förbandet som ska dimensioneras kommer se ut på följande vis:



Figur 8.7 Momentstyva skarvar i fasadbågarna.

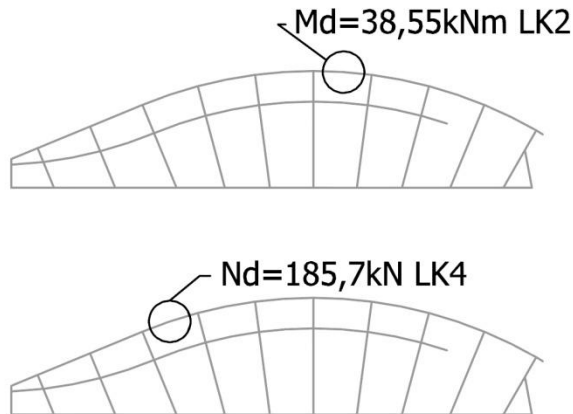
Det kommer att uppstå två stycken olika belastningar för skarvarna i fasadbågarna.

- Dragande normalkrafter i fasadbågarna
- Böjande moment i skarvarna

I snitt Y6 kommer de dimensionerande värdena att inträffa. Den lägre byggnadsdelens primärbärverk påverkas inte av några stora dragande normalkrafter, dock kommer det här att uppstå större moment som en följd av att snön samlas i drivor längs takhöjdsskillnaden. Den högre byggnadsdelens fasadbalkar kommer inte i samma utsträckning påverkas av momentkrafter. Här kommer istället skarvarna påverkas av dragande normalkrafter. Målet är att skapa en anslutning som klarar av båda belastningsfallen.

Fall 1 – Stor dragkraft, mindre moment

Fasadbågarna i den högre byggnadsdelen belastas som mest i följande punkter:

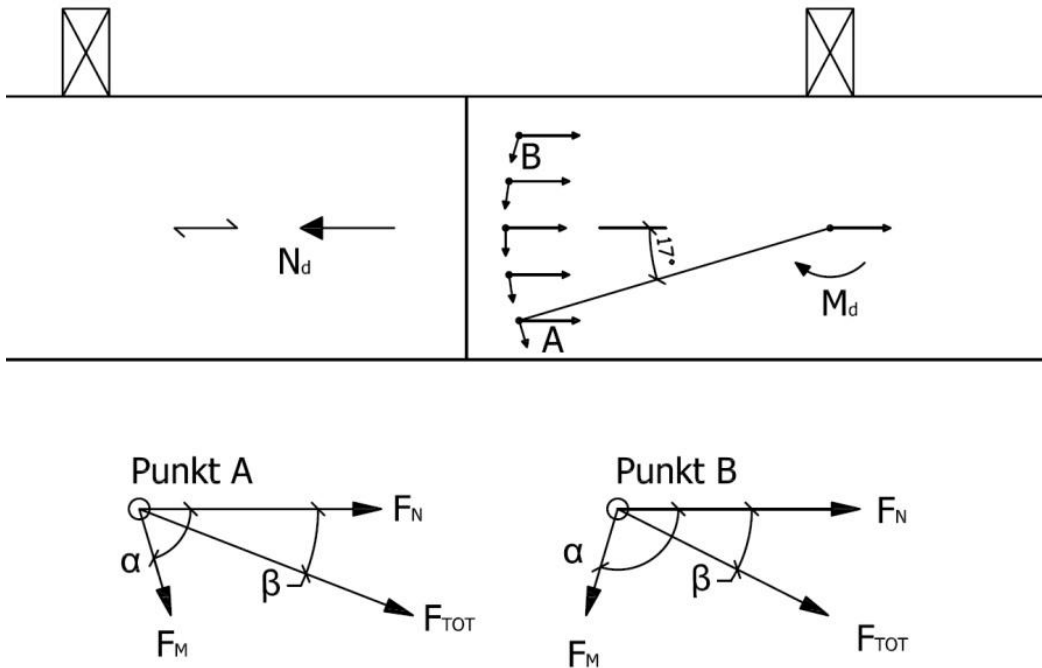


Figur 8.8 Beskrivning av var värsta belastningsfall inträffar för den höga byggnadsdelens fasader.

$$F_N = \frac{N_d}{n_{skruvförband}} = \frac{185,7}{11} = 16,86 \text{ kN per skruvförband}$$

$$F_M = \frac{M_d}{n_{kraftpar} \cdot e} = \frac{38,55}{5 \cdot 1,5} = 5,14 \text{ kN per skruvförband}$$

Beroende på att kombinationen normalkraft/moment påverkar infästningarna olika i förhållande till fiberriktningen måste två kontroller göras, en för den punkt där kraften F_{tot} är som störst men där kraftriktningen är mer gynnsam (punkt A i Figur 8.9 nedan), och en i den punkt där kraften F_{tot} inte är lika stor men där kraftriktningen är mindre gynnsam (punkt B i Figur 8.9 nedan).



Figur 8.9 Intressanta infästningspunkter att beräkna bärigheten på.

Anta att skruvarna som används är **M24, HK 4.6**

Punkt A:

$$\alpha = 90^\circ - 17^\circ = 73^\circ$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{F_M \sin(73)}{F_N + F_M \cos(73)}\right) = 15^\circ$$

$$F_{tot} = \sqrt{(F_M \sin(73))^2 + (F_N + F_M \cos(73))^2} = \mathbf{19,01kN}$$

$$f_{yk} = 400 \cdot 0,6 = 240MPa$$

$$\kappa_{90} = 0,45 + 8d^{-1,5} = 0,518$$

$$\kappa_1 = \kappa_2 = \kappa_\beta = \frac{\kappa_{90}}{\kappa_{90} \cos^2(\beta) + \sin^2(\beta)} = 0,9413$$

$$t_1 = t_2 = 107,5mm$$

$$F_{vk} = \min \begin{cases} 6(\kappa_1 t_1 + \kappa_2 t_2)d & 29,14kN \\ 24(\kappa_1 t_1)d & 58,285kN \\ 4(\kappa_1 t_1 d) + 22d^2 & = \mathbf{22,39kN} \\ 30d^2 \sqrt{\kappa_1 + \kappa_2} \cdot \sqrt{f_{yk}/240} & 23,71kN \end{cases}$$

Punkt B:

$$\alpha = 90^\circ + 17^\circ = 107^\circ$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{F_M \sin(107)}{F_N + F_M \cos(107)}\right) = 17,75^\circ$$

$$F_{tot} = \sqrt{(F_M \sin(107))^2 + (F_N + F_M \cos(107))^2} = 16,12kN$$

$$\kappa_1 = \kappa_2 = \kappa_\beta = \frac{\kappa_{90}}{\kappa_{90} \cos^2(17,75) + \sin^2(17,75)} = 0,9204$$

$$F_{vk} = \min \begin{cases} 6(\kappa_1 t_1 + \kappa_2 t_2)d & 28,495kN \\ 24(\kappa_1 t_1)d & 56,99kN \\ 4(\kappa_1 t_1 d) + 22d^2 & = \mathbf{22,17kN} \\ 30d^2 \sqrt{\kappa_1 + \kappa_2} \cdot \sqrt{f_{yk}/240} & 23,444kN \end{cases}$$

Slutsatsen som kan dras är att om förbandet i form av skruv och mellanlägg tillsammans klarar av F_{tot} i punkt A i den kraftriktning (β) som kraften i punkt B har så är man på säkra sidan.

$$F_{vd} = \frac{\kappa_r \cdot F_{vk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 22,17}{1,2 \cdot 1,25} = 11,82kN$$

För mellanlägg gäller följande regler:

$$F_{skruv + mellanlägg} = F_{vd,skruv} + F_{mellanlägg} \quad (\text{Larsen \& Riberholt, 1999})$$

$$F_{m,k} = k_p \cdot 18d_c^{1,5}$$

$$d_c = 75mm$$

Detta är mellanläggets diameter. Denna storlek fungerar för träkonstruktioner där trätjockleken är större än 90mm för sidostyckena. Enligt Tabell 6.1 (Larsen & Riberholt, 1999)

$$k_p = \min \left\{ \frac{1,5}{\rho_k/350} = \frac{1,5}{500/350} = 1,43 \right.$$

$$F_{m,k} = 1,43 \cdot 18 \cdot 75^{1,5} = 16,75kN$$

Detta är oberoende av kraftens riktning i förhållande till fiberriktningen (Larsen & Riberholt, 1999).

$$F_{m,k} = 1,43 \cdot 18 \cdot 75^{1,5} = 16,75kN$$

$$F_{m,d} = \frac{\kappa_r \cdot F_{m,k}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 16,75}{1,2 \cdot 1,25} = 8,93kN$$

$$F_{skruv + mellanlägg} = 11,82 + 8,93 = \mathbf{20,75kN} > 19,01 = \text{OK!}$$

Fall 2 – Större moment, mindre dragkraft

Fasadbågarna i den lägre byggnadsdelen belastas som mest i följande punkter



Figur 8.10 Beskrivning av var värsta belastningsfall inträffar för den lägre byggnadsdelens fasader.

$$F_N = \frac{N_d}{n_{skruvförband}} = \frac{55,2}{11} = 5,02kN \text{ per skruvförband}$$

$$F_M = \frac{M_d}{n_{kraftpar} \cdot e} = \frac{53,9}{5 \cdot 1,5} = 7,18kN \text{ per skruvförband}$$

En kombination av momentkraften och normalkraften ger som störst samverkan i punkt A, enligt *Figur 8.9*.

$$F_{tot} = \sqrt{(F_M \sin(73))^2 + (F_N + F_M \cos(73))^2} = 9,89kN$$

Värst påverkan vad gäller kraftriktning finner man i punkt B enligt *Figur 8.9*.

$$\alpha = 90^\circ + 17^\circ = 107^\circ$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{F_M \sin(107)}{F_N + F_M \cos(107)}\right) = 67^\circ$$

$$\kappa_{90} = 0,518$$

$$\kappa_1 = \kappa_2 = \kappa_\beta = \frac{\kappa_{90}}{\kappa_{90} \cos^2(67) + \sin^2(67)} = 0,5591$$

$$F_{vk} = \min \begin{cases} 6(\kappa_1 t_1 + \kappa_2 t_2)d & \mathbf{17,31kN} \\ 24(\kappa_1 t_1)d & 34,622kN \\ 4(\kappa_1 t_1 d) + 22d^2 & = 18,44kN \\ 30d^2 \sqrt{\kappa_1 + \kappa_2} \cdot \sqrt{f_{yk}/240} & 18,27kN \end{cases}$$

$$F_{vd} = \frac{\kappa_r \cdot F_{vk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 17,31}{1,2 \cdot 1,25} = \mathbf{9,232kN} < F_{tot} = \mathbf{9,89kN}$$

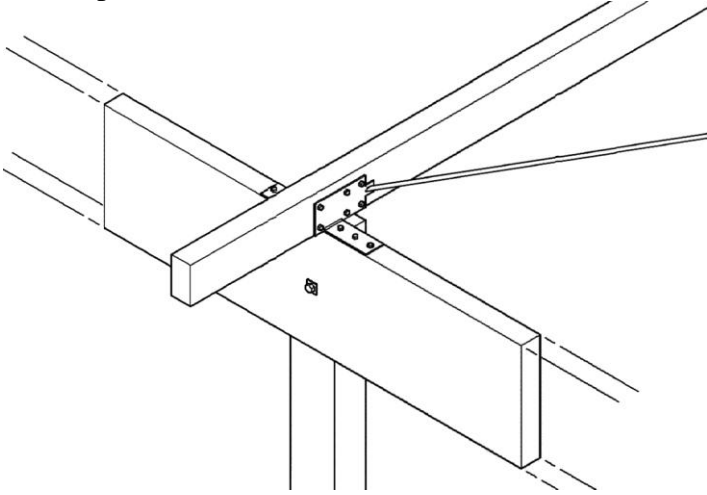
Här visar det sig att det kommer att behövas mellanlägg för att klara av belastningarna. För enkelhetens skull kommer här att användas exakt samma sorts förband både för fasadbågarna i den höga och för den lägre byggnadsdelen. Detta innebär att addition kan göras med hållfastheten från det tidigare uträknade mellanlägget.

$$F_{skruv + mellanlägg} = 9,232 + 8,93 = \mathbf{18,162kN} > 9,89 = \mathbf{OK!}$$

Se detaljritning *Bågskarv det.1* i APPENDIX B för detaljerad ritning

8.3 Fasaddetaljer

Anslutningarna mellan fasadpelare och bågarna i snitt Y1, Y6 och Y9 kommer att behöva kunna ta upp normalkrafter, tvärkrafter och dragande krafter från de vindstag som ansluts i samma punkt.



Figur 8.11 Isometrisk bild av fasaddetaljen i anslutningen pelare/båge i snitt Y1,6 och 9.

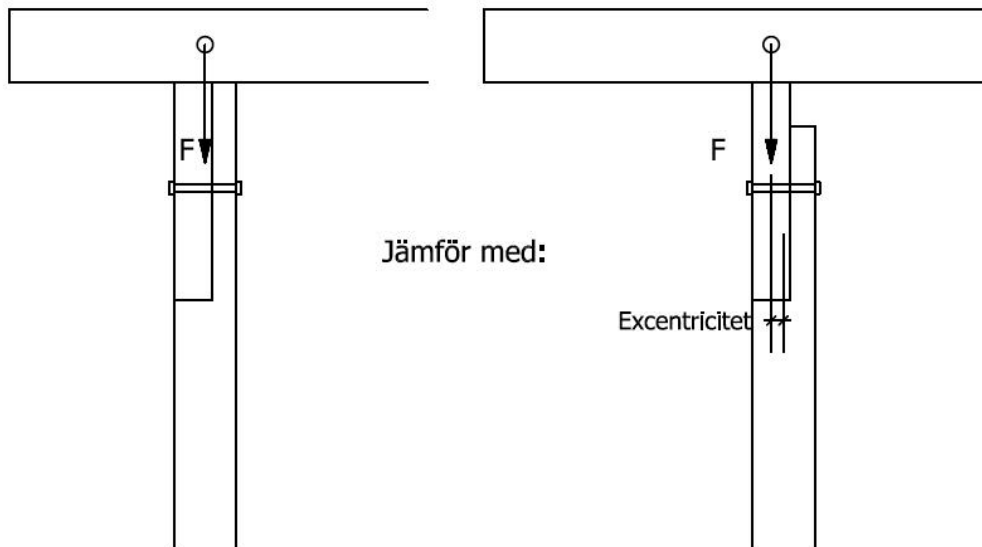
Detaljen delas upp i 3 olika delar:

1. Där vindlasterna ska föras över till överbyggnaden (taket), pelare till primärbalk.
2. Där vindlasterna ska föras över från primärbärverket till de tvärgående sekundärbalkarnas infästningsanordningar.
3. Överföring av stagkrafter och vindlaster från infästningsanordningen till sekundärbalkarna.

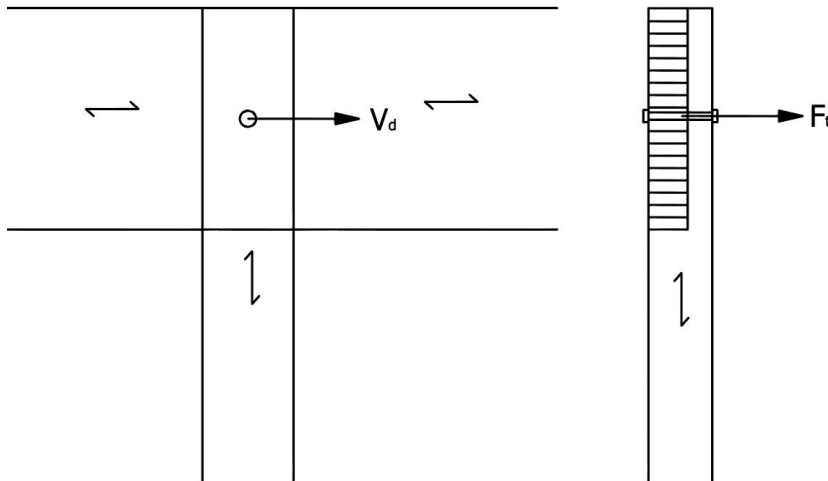
1. Pelare till primärbärverk

Anslutningen skall ha en ledad knutpunkt vilket gör att det bäst lämpar sig att använda sig av ett förband med endast 1 kraftig skruv som i sig tillåter vinkeländringar. Balken placeras infälld i pelartoppen på grund av två anledningar.

- Mer estetiskt tilltalande, då man inte behöver visa stora fula ställaskar.
- Om pelaren fortsätter till balkens överkant behöver man inte ta hänsyn till att taket eventuellt belastar pelaren excentriskt, (se *Figur 8.12*)



Figur 8.12



Figur 8.13

$$\left(\frac{F_v}{R_{vd}}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{R_{td}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Enligt Limträhandboken, avsnitt 13.4.3}$$

R_{vd} = dimensionerande bärförmåga för tvärkraftsbelastad skruv enligt BKR-Träkonstr., avsnitt 5:293

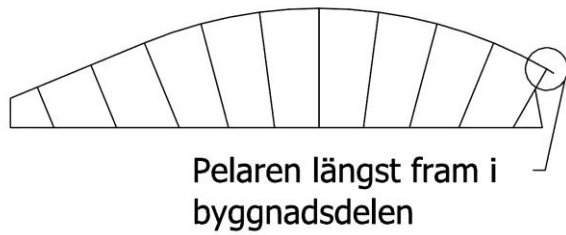
R_{td} = dimensionerande bärförmåga för dragen skruv.

F_v = dimensionerande tvärkraft = V_d

Tvärkraften uppstår då bågarna i taket vill flytta sig framåt på grund av eventuella vindlaster och de osymmetriskt belägna snölasterna. Pelarna håller däremot emot på grund av att de i fasaden är låsta av horisontella mellanliggande balkelement.

Maximal tvärkraft inträffar i LK5, HL snö bak, vind i Y-led, enligt FEM-uträkningarna

$$V_d = 11,86kN$$

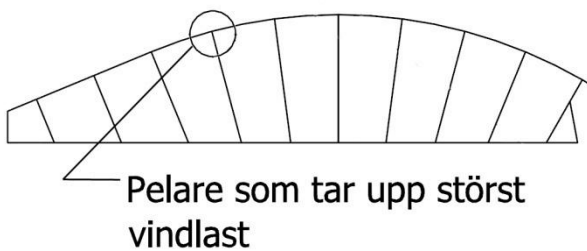


Figur 8.14 Pelare-båganslutning som tar upp störst tvärkrafter.

F_t = dimensionerande dragande belastning på skruvförbandet och ges av vindbelastningen på den pelare som tar upp störst väggyta. Den största vindbelastningen inträffar i LK6, HL vind Y-led, snö bak.

Se avsnitt 4.2, Tabell 4.3, Area A5, Infästningspunkt F1

$$F_t = 1,3 \cdot 25,35 \text{ kN} = \mathbf{33 \text{ kN}}$$



Figur 8.15 Pelare-båganslutning som tar upp störst vindlast.

För enkelhets och säkerhets skull kombineras största tvärkraft och dragkraft. Klarar förbandet denna kombination av F_t och V_d så är det på säkra sidan för hela fasaden.

Anta 1st **M30, HK8.8**

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 800 \cdot 0,8 = 640 \text{ MPa}$$

$$\kappa_{90} = 0,45 + 8d^{-1,5} = 0,498$$

$$\kappa_{0^\circ} = 1$$

$$t_1 = 135 \text{ mm}$$

$$t_2 = 215 \text{ mm}$$

Krav:

$$\kappa_1 \cdot t_1 \leq \kappa_2 \cdot t_2$$

$$0,498 \cdot 135 \leq 1 \cdot 215$$

$$R_{vk} = \min \begin{cases} 6(\kappa_1 t_1 + \kappa_2 t_2)d & 50,818 \text{ kN} \\ 24(\kappa_1 t_1)d & 48,472 \text{ kN} \\ 4(\kappa_1 t_1 d) + 22d^2 & = \mathbf{27,878 \text{ kN}} \\ 30d^2 \sqrt{\kappa_1 + \kappa_2} \cdot \sqrt{f_{yk}/240} & 53,970 \text{ kN} \end{cases}$$

$$R_{vd} = \frac{\kappa_r \cdot R_{vk}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 27,878}{1,2 \cdot 1,25} = \mathbf{14,87kN}$$

$$R_{td} = \varphi_t \cdot A_s \cdot f_{bud}$$

$$f_{bud} = 556MPa \quad (\text{Tabell och formelsamling, tab. 2.6})$$

$$\varphi_t = 0,6 \text{ för en normalt åtdragen skruv} \quad (\text{Tabell och formelsamling, avsn. 2.82})$$

$$A_s \sim 0,74 \cdot A_n$$

Detta är ett antagande som är på säkra sidan. Exakta värden för just M30 har inte hittats. Dock är det ett värde som kan antagas vara säkert. Som klargörande av detta antagande är att de större skruvdimensionerna har ett A_s -värde, något högre än 0,76. De mindre dimensionerna har A_s -värden som är runt 0,74-0,75. Därför väljs det lägsta av dessa värden, alltså 0,74, trots att det med stor sannolikhet ligger över 0,76

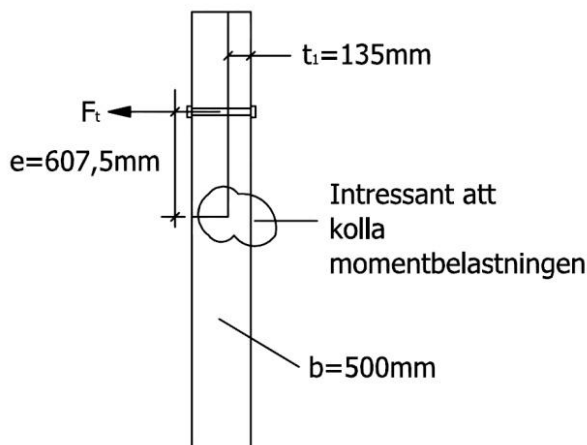
$$A_n = \pi(0,015)^2 = 7,06 \cdot 10^{-4}m^2$$

$$A_s = 0,74 \cdot 7,06 \cdot 10^{-4} = 5,231 \cdot 10^{-4}m^2$$

$$R_{td} = 0,6 \cdot 5,231 \cdot 10^{-4} \cdot 556 \cdot 10^6 = 174,5kN$$

$$\left(\frac{11,86}{14,87}\right)^2 + \left(\frac{35,23}{174,5}\right)^2 = \mathbf{0,6761 \leq 1 = OK!}$$

Kontroll av momentet i den avfasade pelaren



Figur 8.16

$$M_d = f_{md} \cdot W \cdot \kappa_{inst}$$

$$\kappa_{inst} = 1 \text{ (ingen risk för vippning)}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,5 \cdot 0,135^2}{6} = 0,00151875m^3$$

$$f_{md} = \frac{f_{mk} \cdot \kappa_r}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{33 \cdot 0,75}{1,2 \cdot 1,15} = 17,93 \text{MPa}$$

$$M_d = 17,93 \cdot 10^6 \cdot 0,00151875 = \mathbf{27,23 \text{kNm}} > e \cdot F_t = 0,6075 \cdot 33 = \mathbf{20,04 = OK!}$$

Kontroll av kontaktryck

Anta att all vertikal last från taket förs över till pelaren genom anliggning.

Dimensionerande värde med avseende på kontaktryck uppstår i LK5, HL snö bak, vind i Y-led.



Figur 8.17

$$F = f_{c90d} \cdot b \cdot b_{balk}$$

b = bredd som krävs på upplaget

$$b_{balk} = 0,215 \text{m}$$

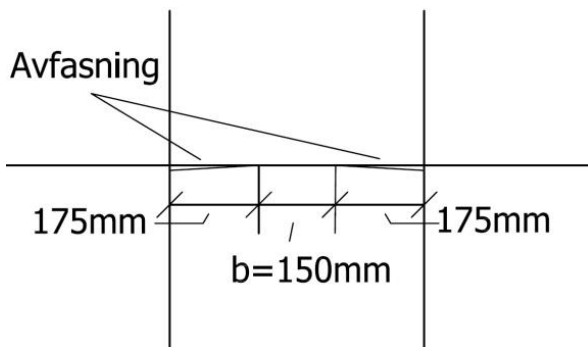
$$f_{c90d} = \frac{8 \cdot 0,75}{1,2 \cdot 1,15} = 4,348 \text{MPa}$$

F motsvaras av normalkraften som takkonstruktionen ger pelaren.

$$F = N_d = 101,02 \text{kN}$$

$$101,02 \text{kN} = 4,348 \text{MPa} \cdot b \cdot 0,215 \text{m} \rightarrow b = 0,108 \text{m}$$

Sätt $b = 0,15 \text{m}$

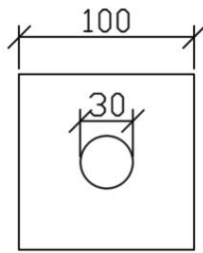


Figur 8.18

Dimensionering av bricka

$$F_t \leq \kappa_c \cdot f_{c90d} \cdot A_b$$

$A_b = \text{brickans area} = 0,0093\text{m}^2$



$$\kappa_c = \sqrt[4]{\frac{150}{D}} \leq 1,8$$

$$\kappa_c = \sqrt[4]{\frac{150}{100}} = 2,659 \rightarrow \kappa_c = 1,8 \quad (\text{Limträhandboken, avsnitt 13.4.2})$$

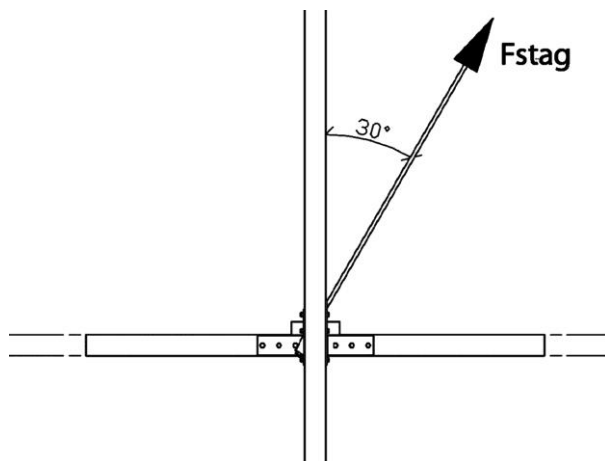
$$F_t = 1,8 \cdot 4,348\text{MPa} \cdot 0,0093 = 72,78\text{kN} > 33\text{kN} = \text{OK!}$$

Tjocklek:

$$t_b \geq D \sqrt{\frac{D}{D-d}} \cdot \sqrt{\frac{f_{c90d}}{2f_{yd}}} = 100 \sqrt{\frac{100}{70}} \cdot \sqrt{\frac{4,348}{2 \cdot 296}} = 10,24\text{mm}$$

Sätt $t_b = 12\text{mm}$

2. Primärbärverk - infästning sekundärbärverk



Figur 8.19 Toppvy av infästningen och dess stagkraft.

Dimensionerande stagkraft uppstår enligt FEM-beräkningarna i **LK6**, HL vind i Y-led, snö bak.

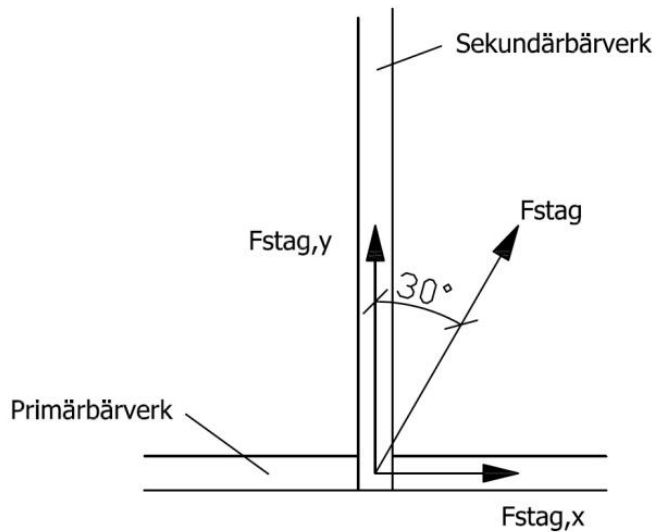
$$F_{stag} = 86,5\text{kN}$$

Denna dimensionerande last inträffar enligt Figur 7.5, sid 40

Dimensionering av arkitektförslag till Ängelholms nya badhus

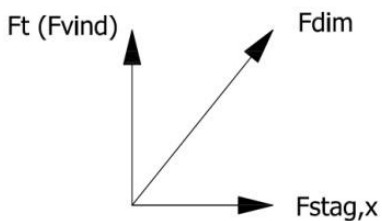
Det är denna belastning som alla infästningar i takkonstruktionen (sekundärbärverket) måste klara av att ta upp.

Stagkraftens Y-komponent skall tas upp av sekundärbärverket för att sedan ledas ner i byggnaden längre in. Dess X-komponent kommer däremot helt och hållet tagas upp av fasadväggen och på så sätt också längsled i primärbärverket (bågen).



Figur 8.20 Toppvy av infästningen, med de ingående krafterna.

De skruvar som håller fast infästningsskon måste då i klara av en kombination av vindlasten som påverkar fasaden i Y-led (F_t) och stagkraften i X-led ($F_{stag,x}$).



$$F_{stag,x} = F_{stag} \sin(30) = 43,25kN$$

$$F_{t(vind)} = 33kN \text{ (vindlast)}$$

$$F_{dim} = \sqrt{43,25^2 + 33^2} = 54,4kN$$

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4**:

Dimensionerande bärförmåga för ett enskärigt skruvförband, stål mot trä är:
(Säkerhetsklass 3, Klimatklass 1, Lasttyp B)

14,32kN/skär för kraft parallellt fiberriktningen.

10,95kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Dock går kraften någonstans mitt emellan dessa riktningar så om man utgår från hållfastheten vinkelrätt fiberriktningen så är det på säkra sidan.

$$\frac{54,4kN}{10,95kN} = 4,96st$$

Använd **6st.**

Avstånd mellan skruvarna i förbandet och dess förankringslängd

BKR-Träkonstruktioner, avsnitt 5:243 ger följande regler:

Mellan skruvar längsfiberriktningen krävs minst
 $7 \cdot d = 7 \cdot 24 = 168mm$ Sätt 170mm.

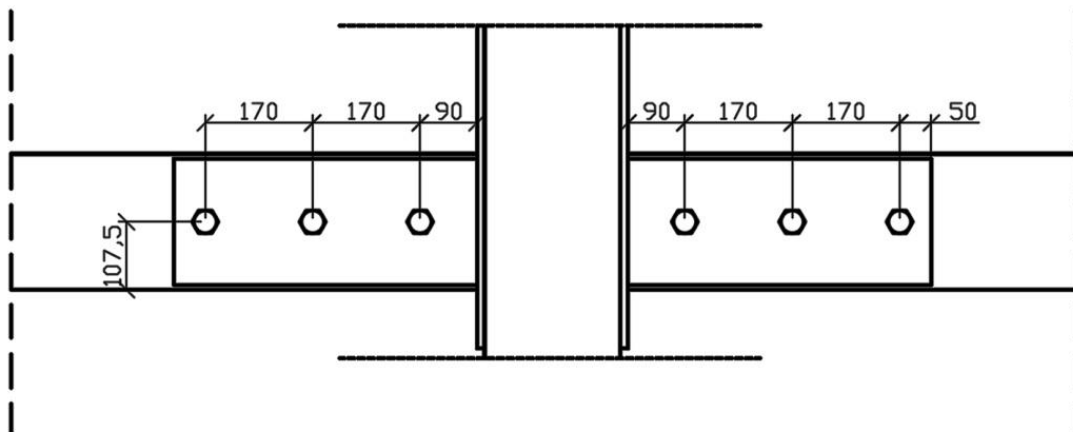
Avstånd mellan skruv och belastad virkesdel krävs minst
 $4 \cdot d = 4 \cdot 24 = 96mm$

Om förbandet sätts i mitten av primärbärverket blir avståndet till kanten 107,5 mm vilket är tillräckligt.

Förankringslängden hos skruvarna krävs vara minst $8 \cdot d = 8 \cdot 24 = 192mm$

(Enligt BKR-Träkonstruktioner, avsnitt 5:244)

Använd 200 mm som förankringslängd.

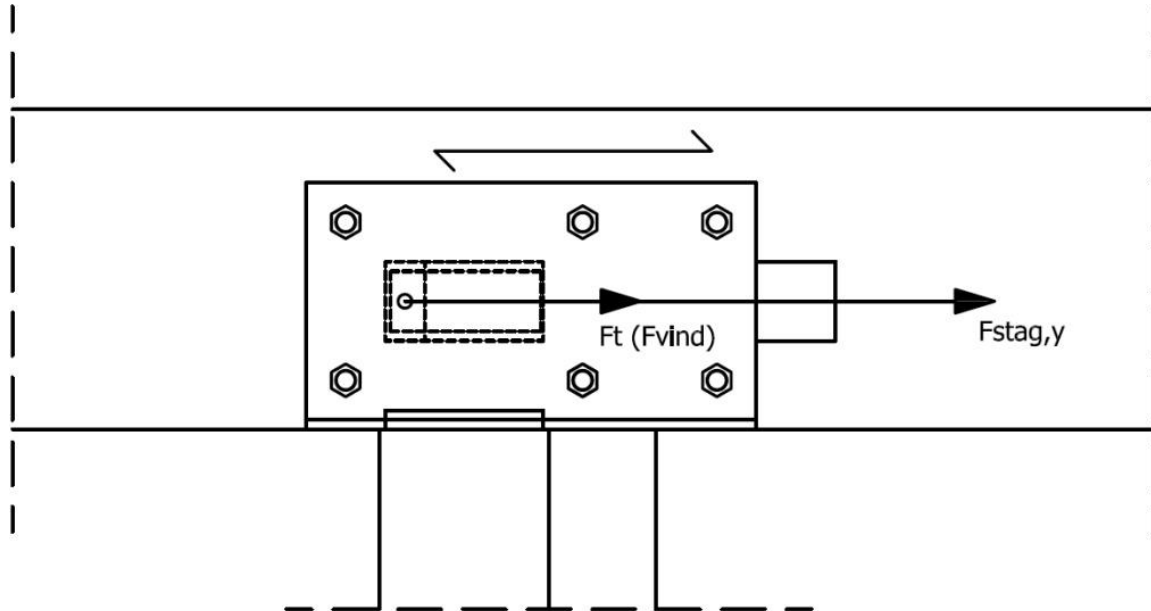


Figur 8.21 Avstånd mellan skruvar.

3. Överföring av stagkrafter och vindlaster från infästningsanordningen till sekundärbalkarna

Stagkraftens Y-komponent, $F_{stag,y}$ kommer att föras över till sekundärbärverket. Här kommer dessutom vindlasten i Y-led, F_t att tas upp av sekundärbärverket från infästningsskon.

$$F_{dim} = F_{t(vind)} + F_{stag} \cos(30) = 107,9 \text{ kN}$$



Figur 8.22 Staginfastning i sekundärbärverket.

Antag **6st M24, HK4.6** skruvar. (2skär/skruv)

Kraften går här parallellt fiberriktningen vilket enligt Limträhandboken, **Bilaga 4** ger en bärförmåga

14,32kN/skär för ett 2-skärigt förband med sidostycken av stål.

$$6 \cdot 2 \text{ skär} = 12 \text{ skär}$$

$$14,32 \cdot 12 \text{ skär} = \mathbf{171,84 \text{ kN}} > 107,9 \text{ kN} = \mathbf{OK!}$$

Här gäller samma avståndskrav som tidigare, $7 \cdot d = 7 \cdot 24 = 168 \text{ mm}$. Sätt 170 mm

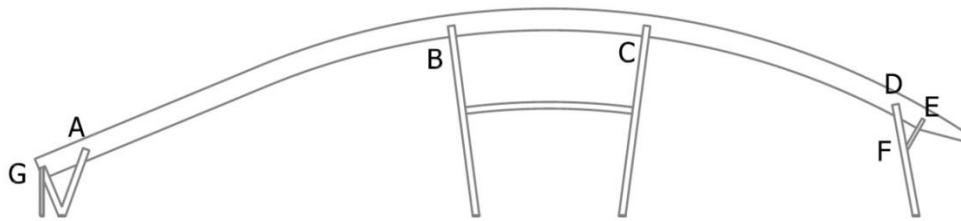
Avstånd mellan skruv och belastad virkesdel krävs minst
 $4 \cdot d = 4 \cdot 24 = 96 \text{ mm}$

Dock finns här ingen belastad kant på samma sätt. För obelastad kant gäller då 2d.
 $2 \cdot d = 2 \cdot 24 = 48 \text{ mm}$. Sätt 50mm.

För fullständiga konstruktionsritningar se detaljritning *Detalj Y1-6:1* i APPENDIX B, sid 97

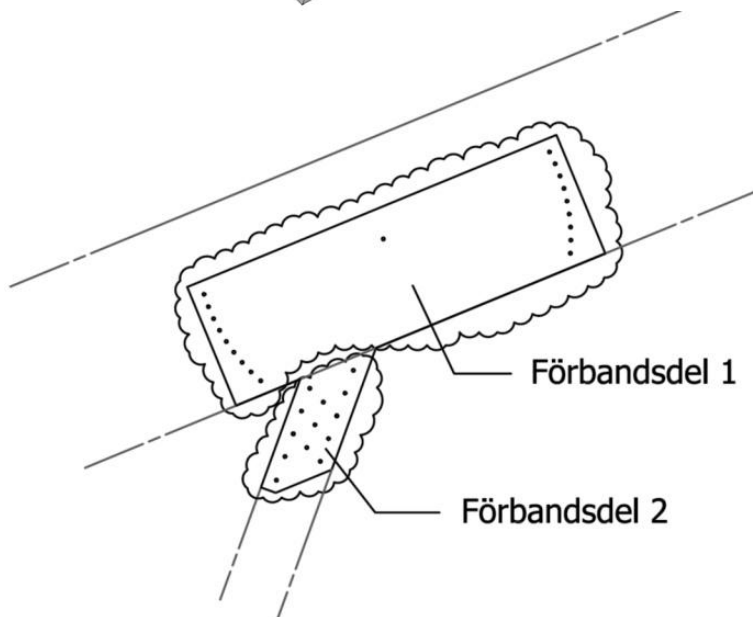
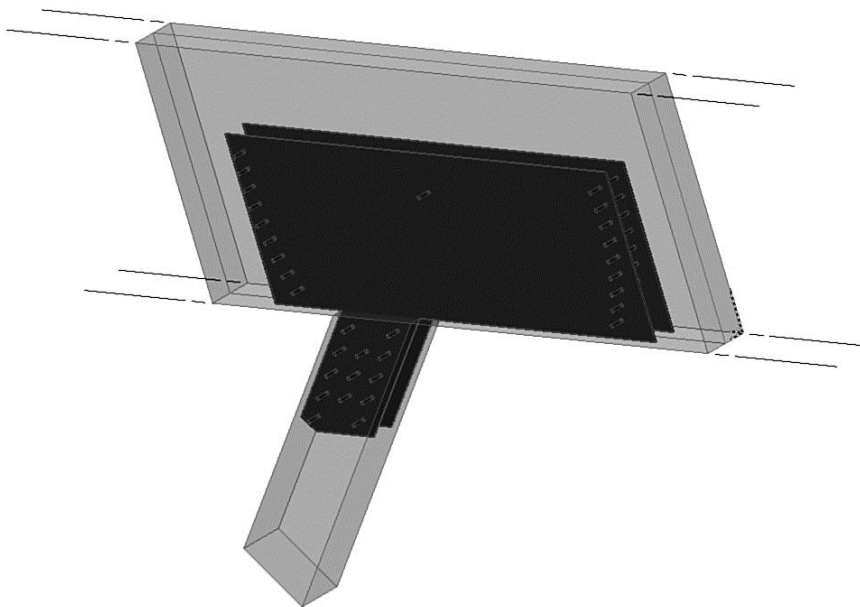
8.4 Detaljer i snitt Y2-5

De detaljer som måste dimensioneras i detalj för snitt Y2 till Y5 är följande:



Figur 8.23 Beskrivning av de detaljer i snitt Y2-5 som ska dimensioneras.

Detalj i stöd A



Figur 8.24 Isometrisk överblick och förbandsuppdelning av detaljen i stöd A.

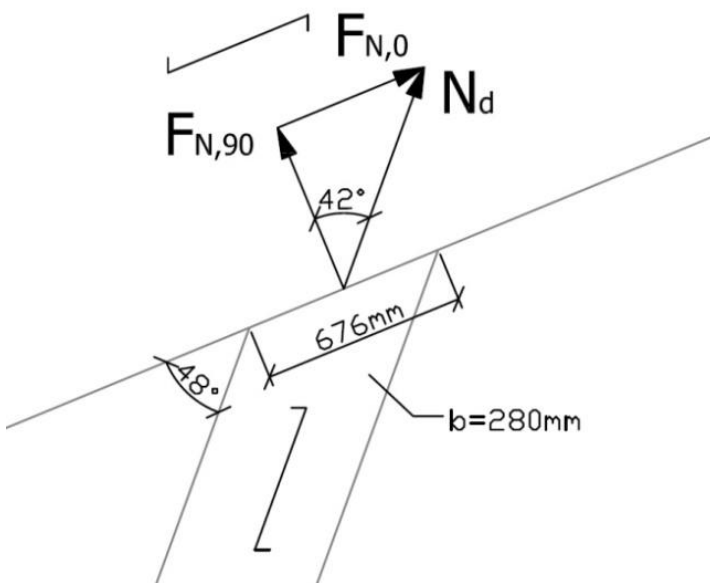
Detaljen i stöd A kommer att vara utsatt för en stor tryckande normalkraft N_d och ett ganska litet dimensionerande moment M_d . Anledningen till att det uppstår ett moment i knutpunkten är att en momentstyv infästning är vald. Eftersom en momentstyv infästning förhindrar vinkeländringar mellan pelaren och bågen gör detta att anliggningsytan mellan båge och pelare inte ändras. Detta på grund av att pelaren och bågen inte kan vrida sig i förhållande till varandra. Det är viktigt i avseendet att normalkraftens komponent, $F_{,90}$, går vinkelrätt i förhållande till bågens fiberriktning och ska på så sätt tas upp genom kontaktrycket mellan pelaren och bågen.

Normalkraftens komponent, parallellt bågens fiberriktning ska tas upp av förbandets dymlingar och dess inslitsade stålplåtar.

$N_d = 681,8kN$ och uppstår i LK4 (se avsnitt 7.3, sid 37)

$M_d = 16,4kNm$ och uppstår i lastkombination 5

Kontaktryck mellan pelare och båge



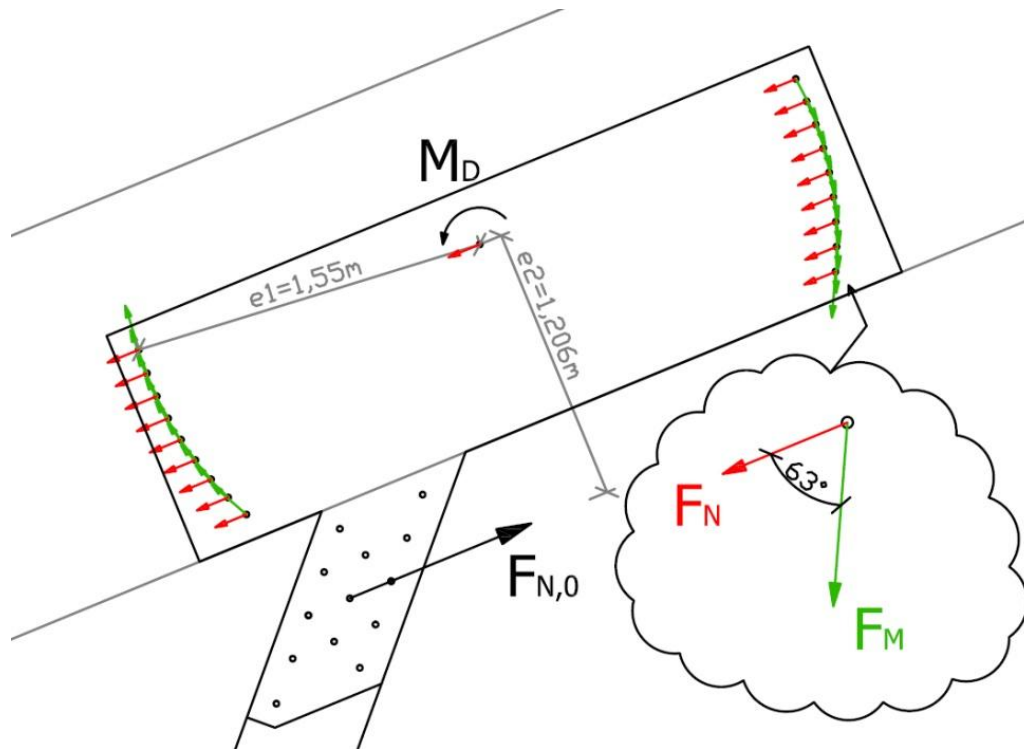
Figur 8.25 Komponentuppdelning av normalkraften N_d .

$$F_{N,90} = 681,8 \cos(42) = \mathbf{507kN}$$

$$F_{N,0} = 681,8 \sin(42) = 456kN$$

$$f_{c90d} \cdot b \cdot b_{balk} = 4,348MPa \cdot 0,676 \cdot 0,28 = \mathbf{823kN} > \mathbf{507kN} = \mathbf{OK!}$$

Förbandsdetalj 1



Figur 8.26 Frilägning av kraftspelet i förbandsdetalj 1.

$$F_M = \frac{M_d}{n_{kraftpar} \cdot e_1} + \frac{F_{N,0} \cdot e_2}{n_{kraftpar} \cdot e_1} = \frac{16,4 + (456 \cdot 1,206)}{9 \cdot 1,55} = 40,59\text{kN/skruv}$$

$$F_N = \frac{F_{N,0}}{n_{dymningar}} = \frac{456}{19} = 24\text{kN/skruv}$$

Som Figur 8.26 visar samverkar dessa som mest då vinkeln mellan dem är 63° . Den sammanlagda kraften F_{tot} blir då:

$$F_{tot} = \sqrt{(F_N + F_M \cos(63^\circ))^2 + (F_M \sin(63^\circ))^2} = 55,75\text{kN}$$

Varje dymling/skruv går genom 2st inslitsade plåtar, vilket ger 4-skär per dymling.

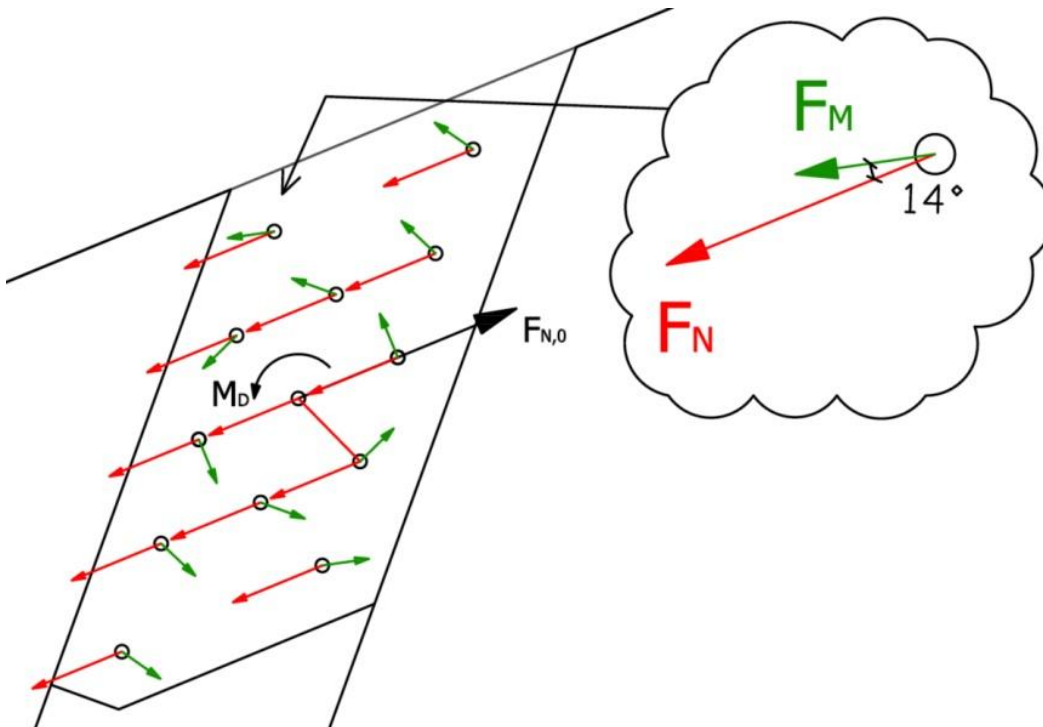
$$\frac{55,75\text{kN}}{4\text{st skär}} = 13,93\text{kN/skär}$$

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 140mm.

19,53kN/skär för kraft parallellt fiberriktningen.

Förbandsdetalj 2

Figur 8.27 Friläggning av kraftspelet i förbandsdetalj 2.

Antalet kraftpar i förbandsdetalj 2 är 6st. Dessa har dock inte samma avstånd till momentpunkten vilket kommer göra att förbandet blir lite krångligare att dimensionera. För enkelhetens skull antas att alla dymlingar tar upp samma momentkraft, F_M , oavsett hävarm. De dymlingar med minst hävarm ($e_{min} = 0,16m$), kommer vara tvungna att ta upp störst krafter. Dessa sätts som dimensionerande. Med den utjämningen kommer det vara på säkra sidan vad gäller hållfastheten.

$$F_M = \frac{M_d}{n_{kraftpar} \cdot e_{min}} = \frac{16,4}{6 \cdot 0,16} = 17,08kN$$

$$F_N = \frac{F_{N,0}}{n_{dymlingar}} = \frac{456}{13} = 35,1kN$$

$$F_{N,0} = 456kN$$

$$F_{tot} = \sqrt{(F_N + F_M \cos(14^\circ))^2 + (F_M \sin(14^\circ))^2} = 51,83kN$$

Varje dymling går genom 2st inslitsade plåtar, vilket ger 4 skär per dymling.

$$\frac{51,83kN}{4st\ skär} = \mathbf{12,96kN/skär}$$

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 140 mm.

19,53kN/skär för kraft parallellt fiberriktningen.

14, 40kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Även det lägre av dessa två hållfasthetskrav klarar förbandet.

Kontroll av tvärkraft i slitsplåtarna

En kontroll om slitsplåtarna klarar av den skjuvande tvärkraften som uppstår i förbandet måste göras.

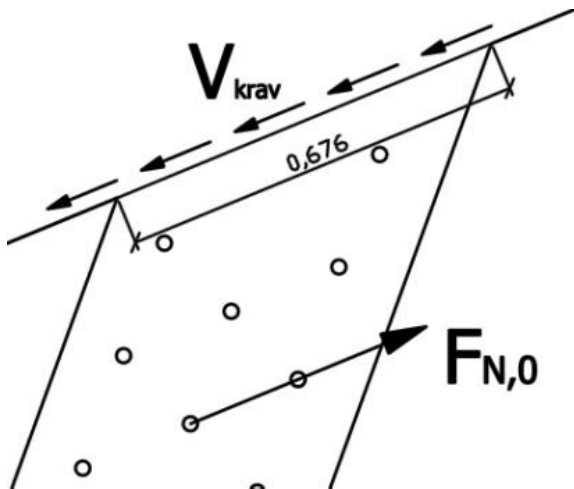
$$F_{N,0} = 454,7kN$$

Anta stålqualitet S275. Plåttjocklek, $t = 10mm$

SK3 ger $f_{yd} = 229MPa$ (Tabell- och Formelsamling, Tabell 2.2)

Skjuvad area:

$$A = t \cdot l = 0,01 \cdot 0,676 = 0,00676m^2/plåt = 0,01352m^2 \text{ totalt}$$



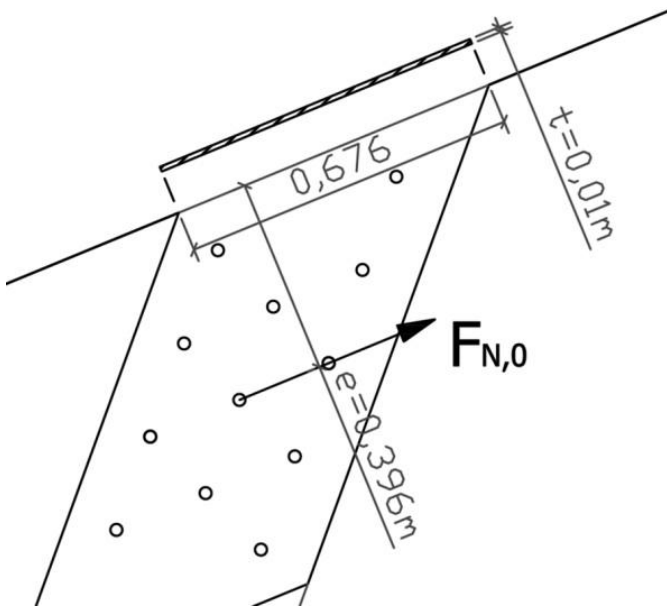
Figur 8.28

$$V_d = 0,5 \cdot A \cdot f_{yd} = 0,5 \cdot 0,01352 \cdot 229 \cdot 10^6 = 1548kN > 454,7kN = OK!$$

(Enligt Tabell och formelsamling, Avsnitt 2.4, tvärkraftskapacitet för plattstång)

Kontroll av moment i slitsplåtarna

Det kommer att uppstå ganska stora momentkrafter i slitsplåtarna på grund av excentriciteten mellan infästningarna. Det tvärsnitt av plåten som utsätts för störst moment är precis i övergången mellan pelaren och bågen.



Figur 8.29

Den övre delen av plåtarna, d.v.s. den som sitter inslitsad i bågarna, anses nu som fast inspänd. Det moment som uppstår precis i övergången räknas då ut som

$$M_d = e \cdot F_{N,0} = 0,396 \cdot 454,7 = 180 \text{ kNm}$$

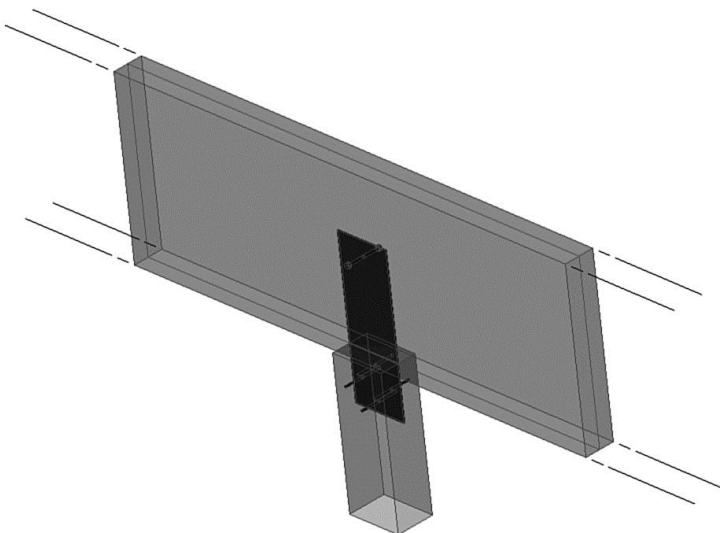
$$M_{kapacitet} = W \cdot f_{yd} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 229 \cdot 10^6 = \frac{0,01 \cdot 0,676^2}{6} \cdot 229 \cdot 10^6 = 174,4 \text{ kNm}$$

2 plåtar ger:

$$M_{kapacitet} = 2 \cdot 174,4 = 348,8 \text{ kNm} > 180 \text{ kNm} = \text{OK!!}$$

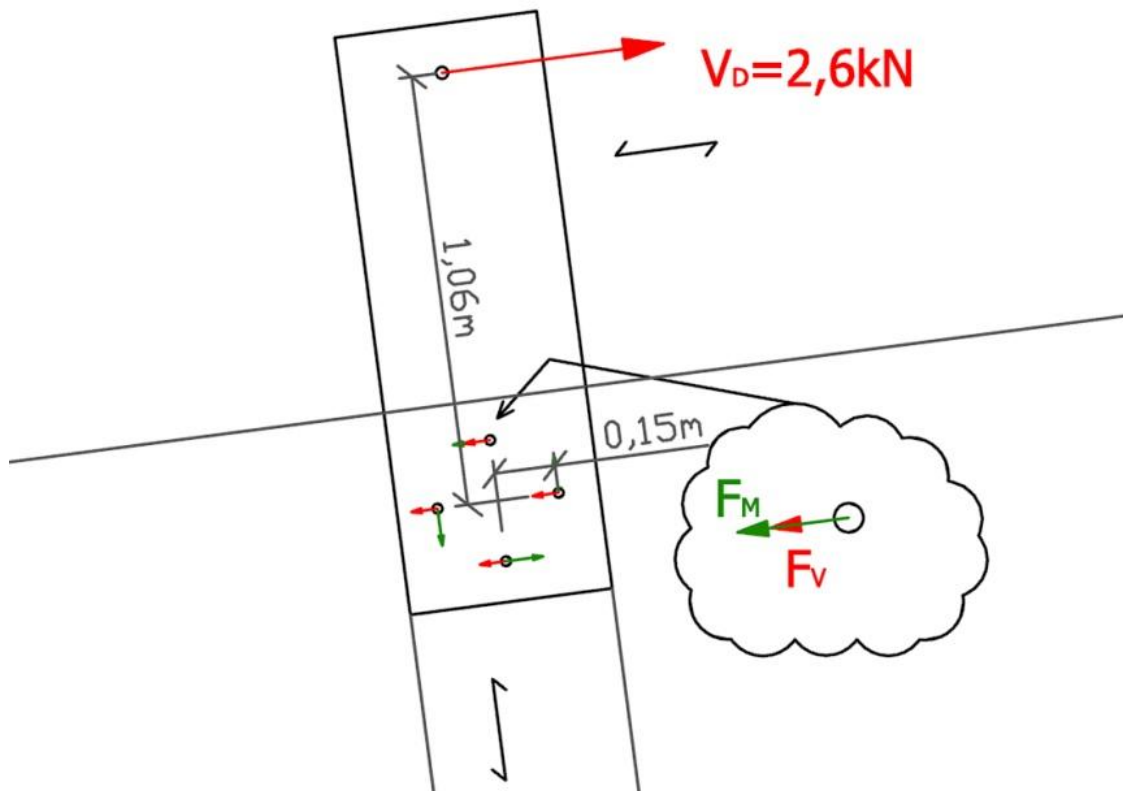
För fullständiga konstruktionsritningar, se *Detalj Y2-5:A* i APPENDIX B, *sid 99*

Detalj i stöd B och C



Figur 8.30 Isometrisk överblick av detaljen i stöd B.

För stöd B och C kommer samma infästning att användas. Detta är för att de har nästan exakt samma förutsättningar och ingående belastningar. Stöd B har lite högre belastningar för alla lastfall vilket gör det dimensionerande.



Figur 8.31 Friläggning av kraftspelet i stöd B.

Det är enbart en tvärkraft och en normalkraft som belastar stöden i B och C. Det är en ledad knutpunkt, vilket inte ger något moment. Anledningen till att det uppstår en tvärkraft i förbandet är inte helt självklar. Takbågarna vill förflytta sig framåt på grund av snölasten medan pelarna är fästa i den nedre byggnadsdelen. Detta kan vara en orsak. Att byggnaden har en komplex struktur gör att förståelsen för kraftspelet, vad gäller tvärkrafterna, ibland kan vara svår. I stöd B och C är dock tvärkraften mycket liten i förhållande till normalkraften och har då ingen stor betydelse.

Normalkraft

Den tryckande normalkraften tas upp av kontaktrycket mellan pelaränden och bågen.

$$N_d = 412,4 \text{ kN} \text{ (se avsnitt 7.3)}$$

$$f_{c90d} \cdot b \cdot b_{balk} = 4,348 \text{ MPa} \cdot 0,5 \cdot 0,28 = 608,7 \text{ kN} > 412,4 \text{ kN} = \text{OK!}$$

Tvärfkraft

Största tvärkraft, $V_d = 2,6 \text{ kN}$ uppstår för förbandet i LK4.

Den ledade infästningen i bågens centrumlinje tillåter en eventuell vinkeländring genom att endast ett förband används.

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 140mm.

19, 53kN/skär för kraft parallellt fiberriktningen.

Detta är gott och väl tillräckligt med tanke på att det dessutom finns 2st skär i förbandet och att den verkliga trädimensionen är 280 mm. Man kan vara lugn för att det kommer hålla.

Av estetiska skäl kommer det dock att användas M30 skruvar. De ger ett mer gediget och robust intryck. Det är dessutom samma dimension som kommer användas i anslutningarna mellan pelare och bågar i fasaderna för att få ett enhetligt utseende.

I pelardelen av förbandet kommer det att krävas att det moment som tvärkraften skapar, på grund av excentriciteten till bågens centrumlinje, kan tas upp av infästningsdymplingarna. (se *Figur 8.31*)

$$F_v = \frac{V_d}{n_{skruvar}} = \frac{2,6kN}{4} = 0,65kN$$

$$F_M = \frac{V_d \cdot 1,06m}{n_{kraftpar} \cdot e} = \frac{2,6 \cdot 1,06}{2 \cdot 0,15} = 9,187kN$$

I ett fall (se *Figur 8.31*) samverkar F_v och F_M helt i samma riktning, vinkelrätt pelarens fiberriktning.

$$F_{tot} = F_v + F_M = 0,65 + 9,18 = \mathbf{9,837kN}$$

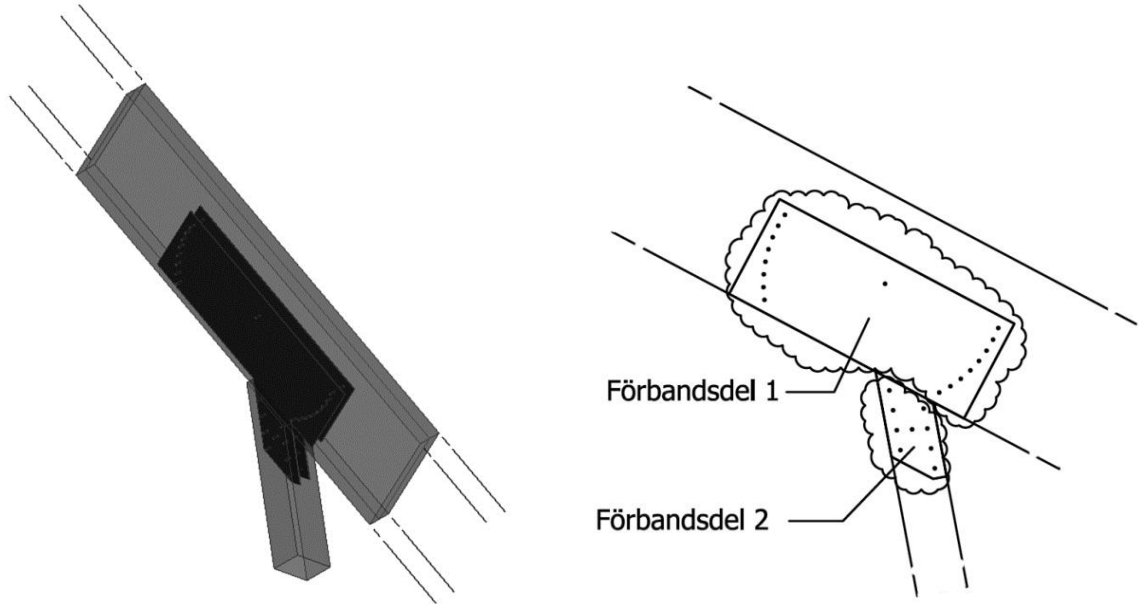
Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 280 mm. Vilket är mer än 215 mm, som enligt *Bilaga 4* i limträhandboken har ett hållfasthetsvärde **4, 94kN/skär** för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

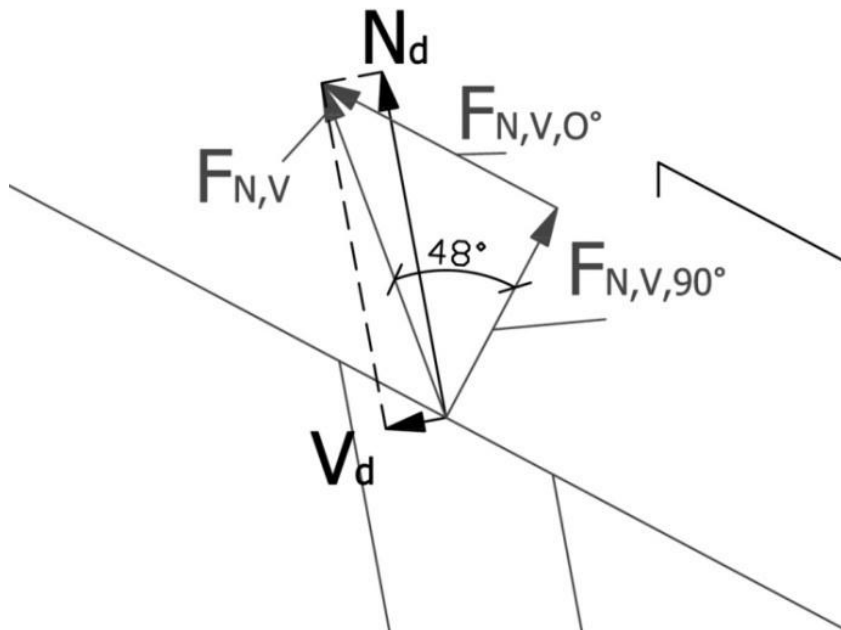
Detta klarar förbandet.

För fullständiga konstruktionsritningar, se detaljritning *Detalj Y2-5:BC* i APPENDIX B, sid 100

Detalj i stöd D

Figur 8.32 Isometrisk överblick och förbandsuppdelning av detaljen i stöd D.

I stöd D kommer förbandet att belastas, dels med en tryckande normalkraft, N_d , från bågen och takkonstruktionen, och dels med en tvärkraft, V_d . Dessa kommer tillsammans skapa den resulterande kraft $F_{N,V}$ som är dimensionerande för förbandet (se Figur 8.33, nedan). Även här precis som i stöd B och C uppstår en tvärkraft som är svår att tyda orsaken till. Den beror med största sannolikhet på att pelaren utsätts för en böjande kraft halvvägs upp från grunden (punkt F, Figur 8.23). Tvärkraften kan vara den reaktionskraft som stödet ger.



Figur 8.33 Komposantuppdelning av normalkraften N_d och tvärkraften V_d .

$$N_d = 464,5 \text{ kN} \quad (\text{se avsnitt 7.3, Figur 7.4})$$

$$V_d = 30,76 \text{ kN}, \text{ LK 4, HL snö bak, vind x-led.}$$

$$F_{N,V} = \sqrt{464,5^2 + 30,76^2} = 465,5 \text{ kN}$$

Den komponent som går vinkelrätt bågens fiberriktning, $F_{N,90^\circ}$, kommer att tas upp av kontaktrycket. Den komponent som går parallellt med fiberriktningen, $F_{N,0^\circ}$, kommer att tas upp av förbandet.

$$F_{N,V,0^\circ} = 465,5 \sin(48) = 346 \text{ kN}$$

$$F_{N,V,90^\circ} = 465,5 \cos(48) = 311,5 \text{ kN}.$$

Detaljen kommer att till stor del vara lik den i stöd A. Precis som i stöd A, kommer denna infästning göras momentstyv, vilket innebär att ett moment M_d uppstår. Detta måste också räknas in.

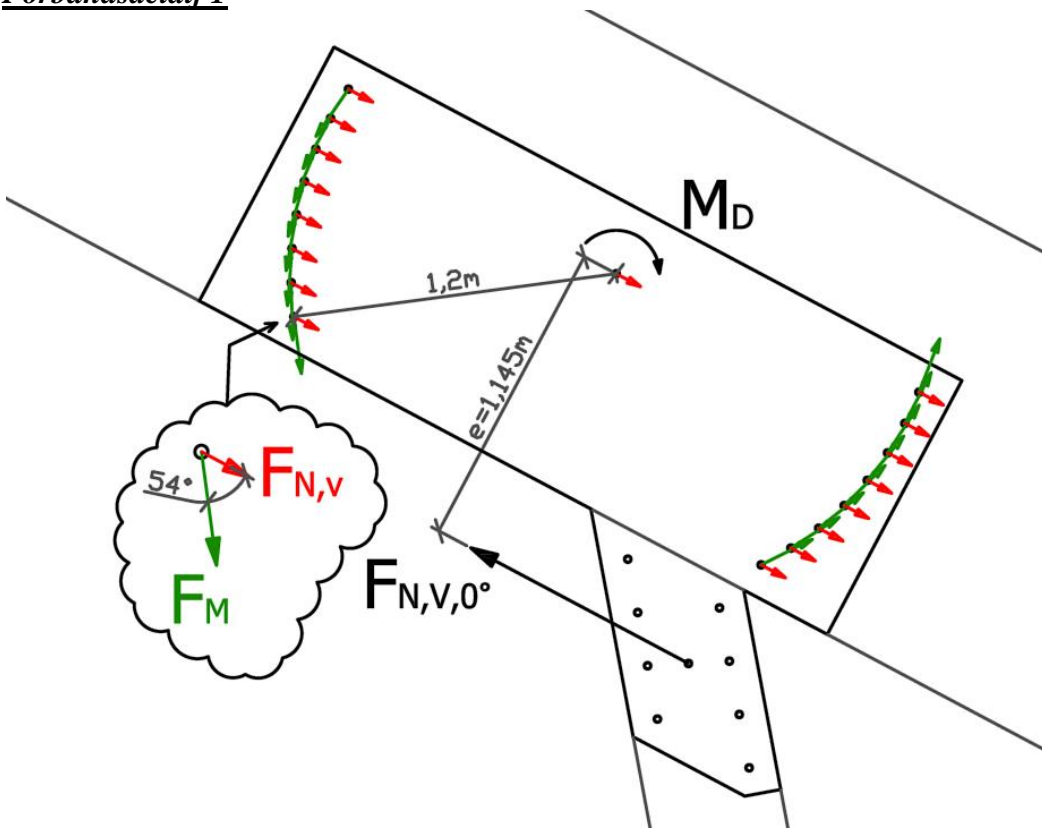
$M_d = 9,56 \text{ kNm}$ och uppstår i Lastkombination 2.

Kontaktryck mellan pelare och båge

$$f_{c90d} \cdot b \cdot b_{balk} = 4,348 \text{ MPa} \cdot 0,638 \cdot 0,28 = 782 \text{ kN} > 311,5 \text{ kN} = \text{OK!}$$

$b = 638 \text{ mm}$ för stöd D

Förbandsdetalj 1



Figur 8.34 Friläggning av kraftspelet i stöd D, förbandsdetalj 1.

$$F_M = \frac{M_d}{n_{kraftpar} \cdot 1,2} + \frac{F_{N,V,0} \cdot e}{n_{kraftpar} \cdot 1,2} = \frac{9,56 + (346 \cdot 1,145)}{8 \cdot 1,2} = 42,26 \text{ kN/skrub}$$

$$F_{N,V} = \frac{F_{N,V,0}}{n_{dymlingar}} = \frac{346}{17} = 20,35 \text{ kN/skrub}$$

Som *Figur 8.34* visar samverkar dessa som mest då vinkeln mellan dem är 54° . Den sammanlagda kraften F_{tot} blir då

$$F_{tot} = \sqrt{(F_{N,V} + F_M \cos(54^\circ))^2 + (F_M \sin(54^\circ))^2} = 56,715 \text{ kN}$$

Varje dymling/skruv går genom 2st inslitsade plåtar, vilket ger 4 skär per dymling.

$$\frac{56,715 \text{ kN}}{4 \text{ st skär}} = 14,17 \text{ kN/skär}$$

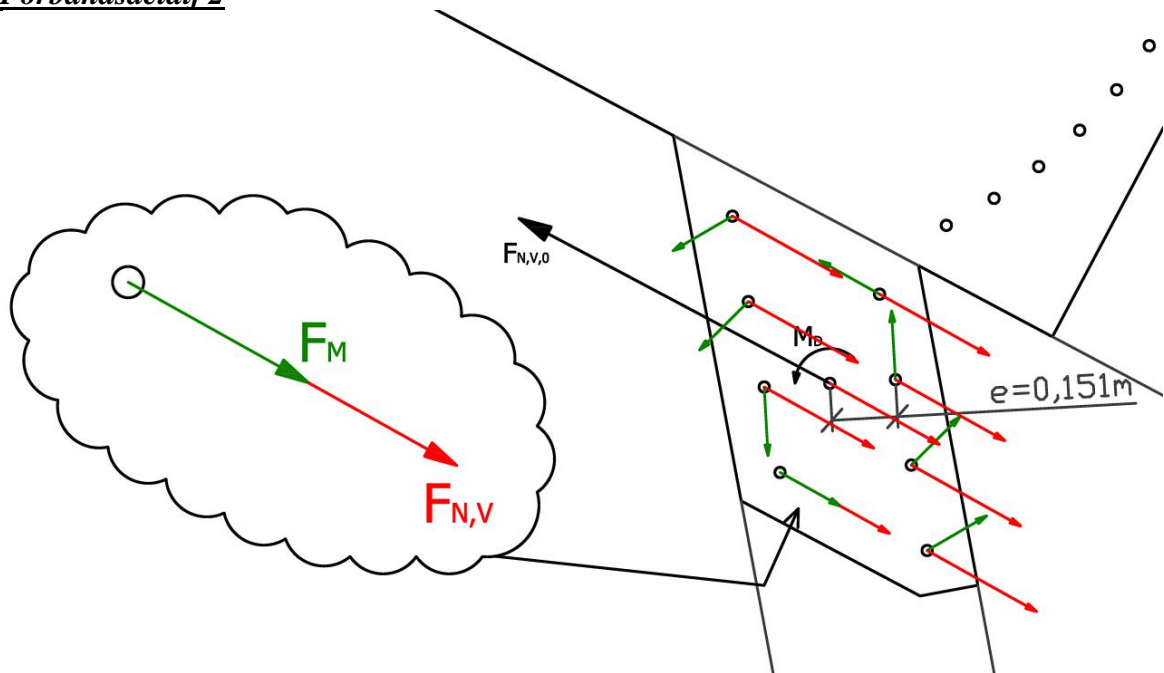
Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.
Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 140mm.

19,53 kN/skär för kraft parallellt fiberriktningen.
14,40 kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Även det lägre av dessa två hållfasthetskrav klarar förbandet.

Förbandsdetalj 2



Figur 8.35 Friläggning av kraftspelet i stöd D, förbandsdetalj 2.

Antalet kraftpar i förbandsdetalj 2 är 4st. Precis som i dimensioneringen av förbandsdetalj 2 i stöd A (avsnitt 8.4, Detalj i stöd A), kommer inte alla skruvar/dymlingar ha samma hävarm. För enkelhetens skull antas att alla dymlingar precis som i stöd A, förbandsdetalj 2, tar upp samma momentkraft, F_M , oavsett hävarm. De dymlingar med minst hävarm ($e = 0,151 \text{ m}$), kommer vara tvungna att ta upp störst krafter. Dessa sätts som dimensionerande. Med den utjämningen kommer det vara på säkra sidan vad gäller hållfastheten.

$$F_M = \frac{M_d}{n_{kraftpar} \cdot e} = \frac{9,56}{4 \cdot 0,151} = 15,83kN$$

$$F_{N,V} = \frac{F_{N,V,0}}{n_{dymlingar}} = \frac{346}{9} = 38,44kN$$

$$F_{tot} = F_M + F_{N,V} = 54,3kN$$

Varje dymling går genom 2st inslitsade plåtar, vilket ger 4 skär per dymling.

$$\frac{54,3kN}{4st\ skär} = 13,56kN/skär$$

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.
Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 175 mm, (350mm/2). Hållfasthetsvärdena gäller då för trädimensioner med tjocklek 165-215 mm.

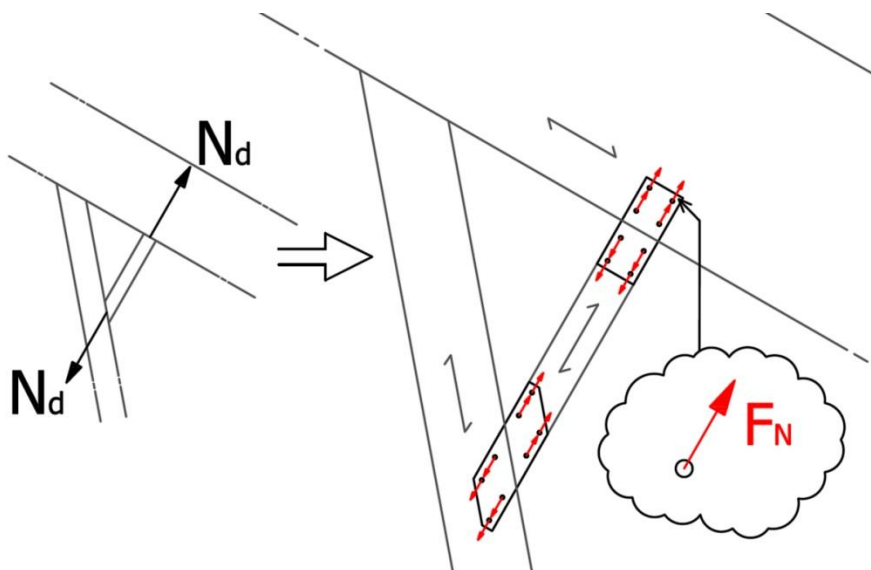
19,53kN/skär för kraft parallellt fiberriktningen.
14,94kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Även det lägre av dessa två hållfasthetskrav klarar förbandet.

Kontroll av moment och tvärkrafter i slitsplåtarna

Samma kontroll har gjorts som i stöd A. Det är i detta förband mindre krafter som belastar plåtarna än i stöd A, samtidigt som dimensionerna på plåtarna i det närmaste är identiska. För fullständiga konstruktionsritningar, se detaljritning *Detalj Y2-5:D* i APPENDIX B, *sid 101*

Detalj i stöd E och F



Figur 8.36 Friläggning av kraftspelet i stöd E och F.

Alla dymlingar i stöd E och F kommer att ta upp samma krafter, F_N . Dock kommer kraften att verka vinkelrätt fiberriktningen i anslutningen till primärbärverket. Det är här som lasten är dimensionerande.

$N_d = 78,05 \text{ kN}$ i LK5, HL snö bak, vind i y-led.

$$F_N = \frac{N_d}{n_{\text{dymlingar}}} = \frac{78,05}{4} = 19,51 \text{ kN/dymling}$$

Förbanden kommer endast ha en inslitsad plåt. Detta betyder att varje skruv har 2st skär.

$$\frac{19,51 \text{ kN}}{2 \text{ st skär}} = 9,75 \text{ kN/skär}$$

Anta att **M20, HK4.6** används i förbandet.

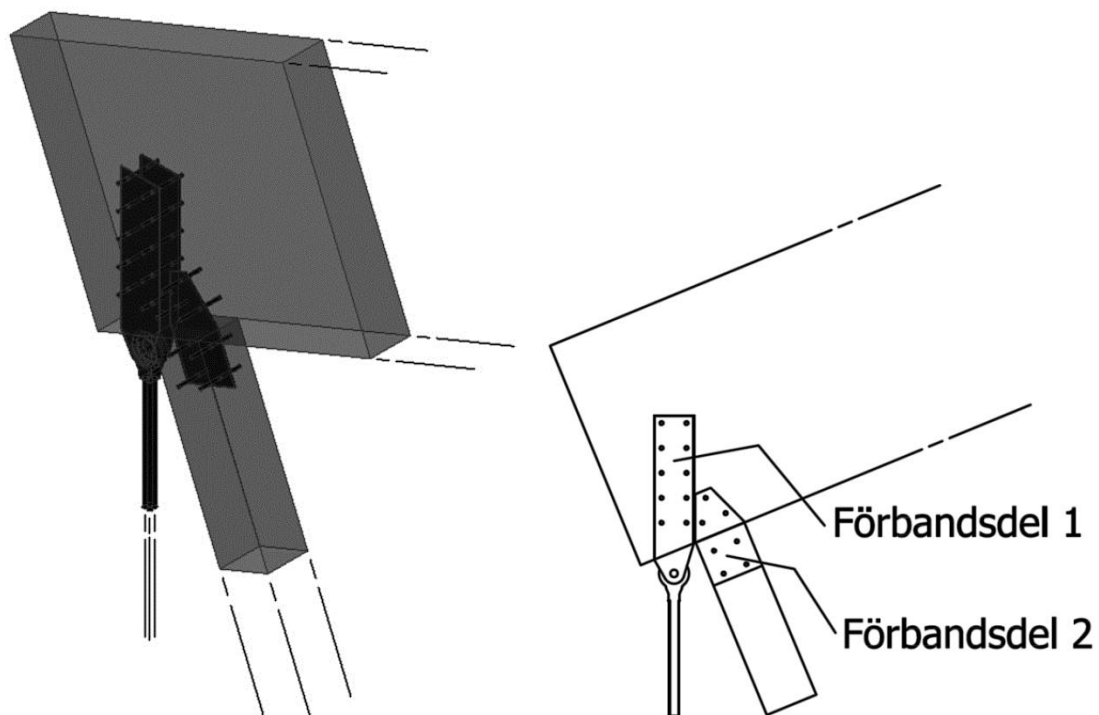
Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål. Trädimension 280 mm. Vilket är mer än 215 mm, som enligt **Bilaga 4a** i limträhandboken har ett hållfasthetsvärde på:

10,83 kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen. Detta klarar förbandet.

För fullständiga konstruktionsritningar, se detaljritning *Detalj Y2-5:EF* i APPENDIX B, sid 102

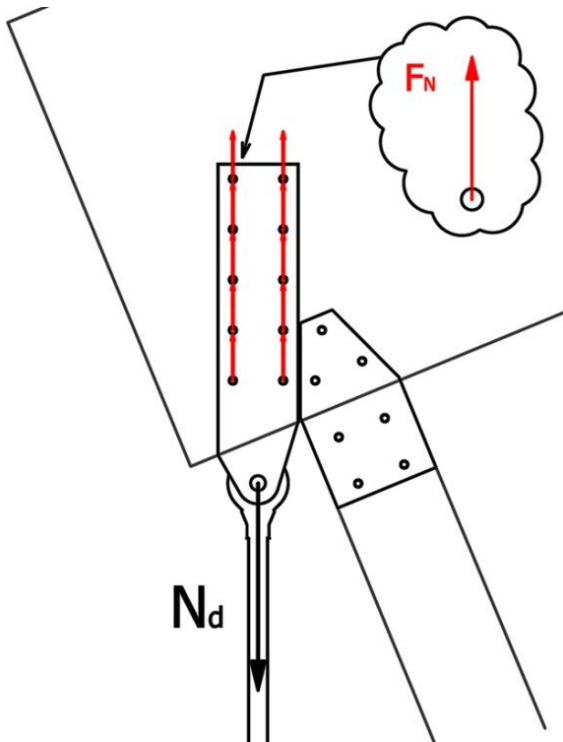
Detalj i stöd G



Figur 8.37 Isometrisk överblick och förbandsuppdelning av detaljen i stöd G.

Förbandsdel 1

I stöd G kommer det att uppstå stora dragande normalkrafter som ska tas upp av ett vertikalt stålstag. Infästningen för stålstaget består av två inslitsade plåtar i primärbalken/bågen.



Figur 8.38 Friläggning av kraftspelet i stöd G.

$$N_d = 477.64 \text{ kN} , \text{ LK4, HL snö bak, vind x-led (se avsnitt 7.3, Figur 7.3)}$$

Först och främst måste de 10 dymlingarna klara av belastningen. Sedan måste dessutom den skruv som håller fast stålstagen klara av den skjuvande kraft som belastar den. Det tredje och sista kravet på förbandet är att stålplåtarna i de värst dragbelastade tvärsnitten måste klara av dragspänningarna.

$$F_N = \frac{N_d}{n_{dymlingar}} = \frac{477,64}{10} = 47,764 \text{ kN/dymling}$$

Varje dymling/skruv går genom 2st inslitsade plåtar, vilket ger 4 skär per dymling.

$$\frac{47,764 \text{ kN}}{4 \text{ st skär}} = \mathbf{11,94 \text{ kN/skär}}$$

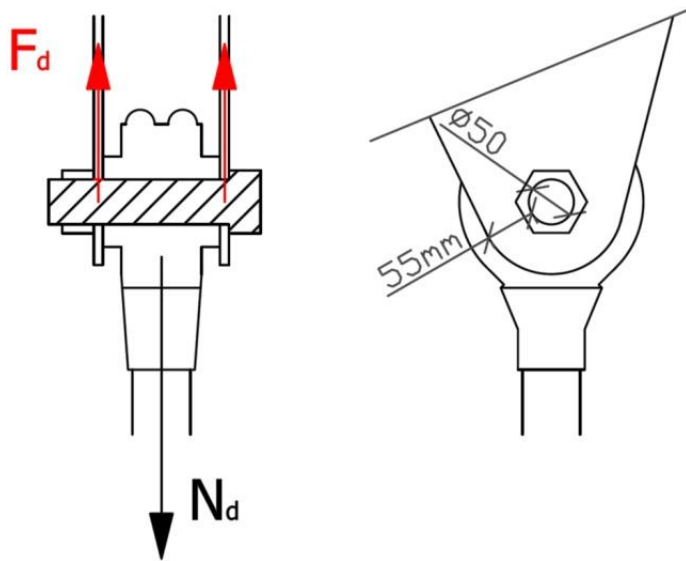
Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.
Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med mittstycken av stål.
Trädimension 140 mm.

14,40 kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Detta klarar förbandet av.

Dimensionering av staginfastningen



Figur 8.39 Friläggning av kraftspelet i staginfastningen.

$$F_D = \frac{N_d}{2} = \frac{479,2}{2} = 239,6 \text{ kN}$$

$$F_{Rvd} = 0,6 \cdot A_{nom.} \cdot f_{bud} \quad (\text{Tabell och Formelsamling, avsnitt 2.83})$$

Skruvdimension **M50, HK4.6**

$$A_{nom.} = \pi(0,025^2) = 0,001963 \text{ m}^2$$

$$f_{bud} = 278 \text{ MPa} \quad (\text{Tabell och Formelsamling, tabell 2.6})$$

$$F_{Rvd} = \mathbf{327,5 \text{ kN} > 239,6 \text{ kN} = \text{OK!}}$$

Enligt Figur 8.39 så är stålplåtens minsta tvärsnittsarea, precis runt infästningen av skruven.

Anta stålqualität S275, $t=10\text{mm}$ $f_{yd} = 229 \text{ MPa}$

$$F_{kap} = f_{yd} \cdot A$$

$$A = 2 \cdot 0,055 \cdot 0,01 = 0,0011 \text{ m}^2 \quad (\text{två brottytor})$$

$$F_{kap} = 229000 \cdot 0,0011 = \mathbf{251,9 \text{ kN} > 239,6 \text{ kN} = \text{OK!}}$$

Själva stålstaget är 4st Moelven VF 1:5. Dessa har var för sig en dragkraftskapacitet

$$R_{td} = 161 \text{ kN} \quad (\text{Moelven, 2009})$$

$$4 \cdot 161 \text{ kN} = 644 \text{ kN} > 479,2 \text{ kN} = \mathbf{OK!}$$

Förbandsdetalj 2

Enbart tryckande normalkrafter påverkar förbandsdetalj 2. Dessa tas upp med hjälp av kontaktrycket mellan pelaren och bågen.

Pelarens dimensioner är $t \times b = 280\text{mm} \times 405\text{mm}$

Dimensionerande normalkraft för förbandsdel 2 är enligt avsnitt 7.3, *Figur 7.3*

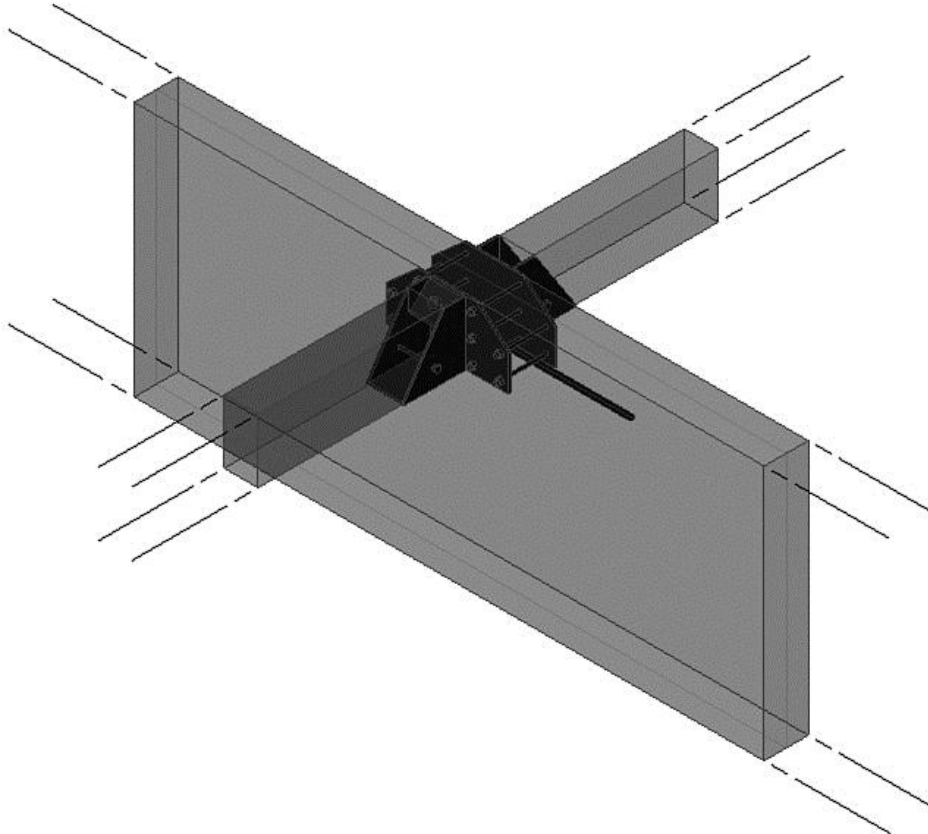
$$N_d = 477.64\text{kN}$$

$$f_{c90d} \cdot b \cdot b_{balk} = 4,348\text{MPa} \cdot 0,405 \cdot 0,28 = 493\text{kN} > 477,64\text{kN} = \text{OK!}$$

För fullständiga konstruktionsritningar, se detaljritning *Detalj Y2-5:G* i APPENDIX B, *sid 103*

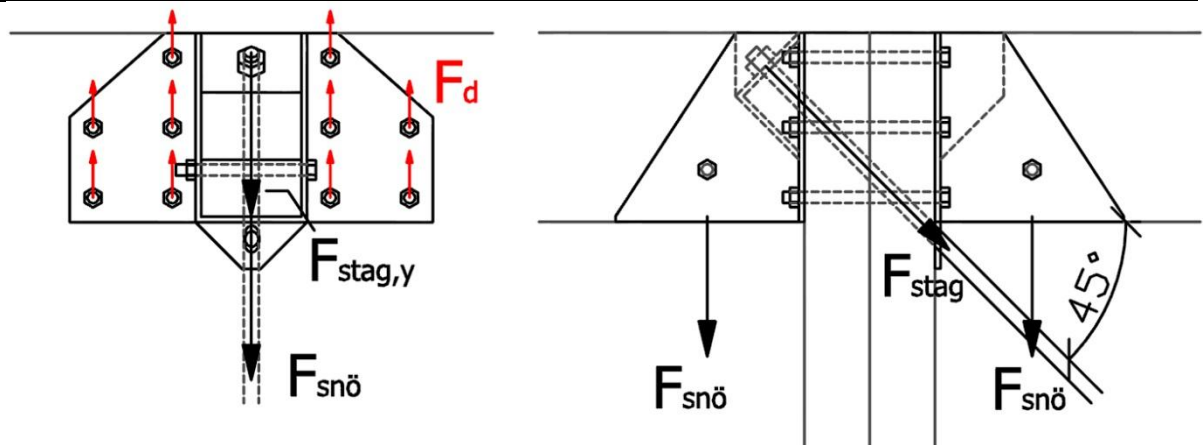
8.5 Infästning av sekundärbärverk och vindstag i snitt Y2-Y5

Detaljdimensionering av balkskor



Figur 8.40 Isometrisk översiktsbild av sekundärbärverkets infästningsdetaljer.

Sekundärbärverket kommer att hänga infäst med hjälp av balkskor. Dessa är i princip helt normala balkskor av svetsade 12 mm tjocka stålplåtar. Dock kommer de på några platser att dessutom innehålla infästningar till de stålstag som leder vindkrafterna ner i byggnaden. Stålstagens infästningar är infällda i mitten av balkskon för att motverka att excentriska belastningar ska uppstå. Detta kräver att sekundärbalkarna här fasas av i överkant för att ge plats till staginfästningen, (se *Figur 8.41*).



Figur 8.41 Kraftuppdelning i sekundärbärverkets infästningar.

Störst dragkraft i stålstagen, F_{stag} , uppkommer i LK6, enligt avsnitt 7.3, Figur 7.5.

$$F_{stag} = 82,25kN$$

$F_{stag,y}$ är den vertikala komponenten av stagkraften F_{stag} som vill dra ner infästningen.

$$F_{stag,y} = F_{stag} \cdot \cos(45^\circ) = 58,16kN$$

$F_{snö}$ är den belastning som snön ger infästningen av sekundärbärverket i den värst utsatta punkten. Detta är enligt avsnitt 3.2, linjelasten, $R_2 = 19,1kN/m$ (båge).

Med tanke på att varje sekundärbärverksinfästning har ett c/c avstånd på ca 3,5m och halva belastningen läggs på var sin balksko, ger det en punktlast på infästningen:

$$F_{snö} = \frac{R_2 \cdot cc}{2} = \frac{19,1 \cdot 3,5}{2} = 33,425kN$$

$$F_d = \frac{F_{stag,y} + F_{snö}}{n_{skruvar}} = \frac{58,16 + 33,425}{10} = 9,16kN/skär$$

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

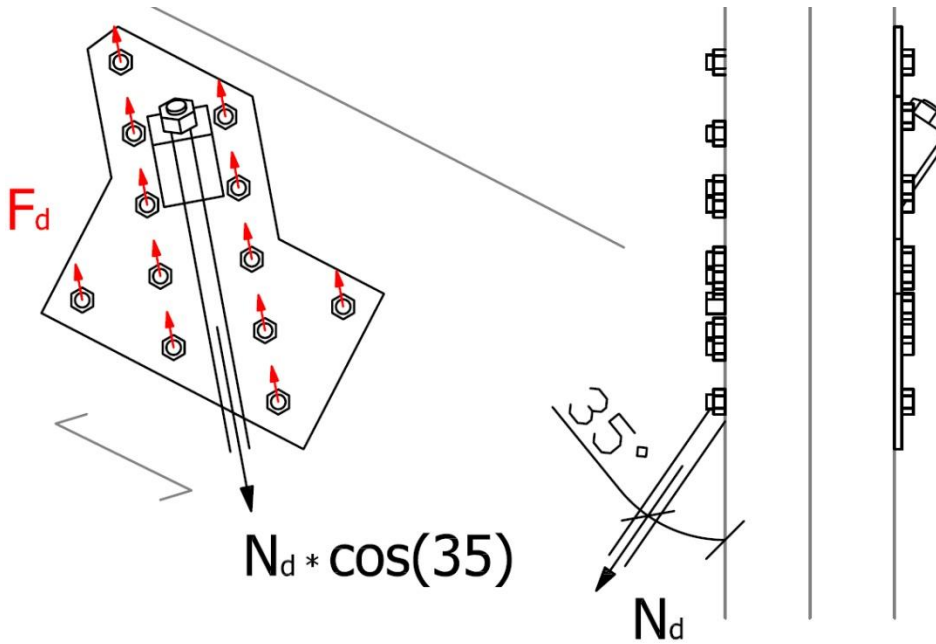
Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett tvåskärigt skruvförband, trä med sidostycken av stål. Trädimension 280 mm. Hållfasthetsvärdena gäller då för trädimensioner med tjocklek 215 mm.

10,95kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Detta hållfasthetskrav klarar förbandet.

För fullständiga konstruktionsritningar, se detaljritning i APPENDIX B, sid 104.

Vindstaginfästning i främre fasaden

Figur 8.42 Kraftuppdelning i staginfästningen.

De två stagen i den främre fasaden i byggnadsdel 1 går inte genom en sekundärbärverksinfästning, utan istället diagonalt ner genom primärbärverket. Beslagets skruvar kommer då endast att ta upp belastningar i ett skär.

$$N_d = 145,732kN \text{ (se avsnitt 7.3, Figur 7.6)}$$

$$N_d \cos(35) = 119,38kN$$

Antal skruvar i förbandet är 12st, vilket ger en dimensionerande kraft

$$F_d = 119,38 / 12 = \mathbf{9,95kN/skär}$$

Anta att **M24, HK4.6** används i förbandet.

Enligt Limträhandboken, **Bilaga 4a**:

Dimensionerande bärförmåga för ett enskärigt skruvförband, trä mot stål.

Trädimension 280 mm. Hållfasthetsvärdena gäller då för trädimensioner med tjocklek 215 mm.

10,95kN/skär för kraft vinkelrätt fiberriktningen.

Detta hållfasthetskrav klarar förbandet.

För fullständiga konstruktionsritningar, se detaljritning i APPENDIX B, sid 105.

9. Slutsats

Att konstruera en byggnad med bärande limträbågar görs i de flesta fall antingen med hjälp av att dragna stag förhindrar bågarna att vika sig utåt eller att bågarna förankras hela vägen ner i grunden. I detta fall har inga sådana stag använts och dessutom vilar de bärande bågarna på snedställda pelare. Man kan dra som slutsats att det hade varit mycket enklare att med hjälp av sådana dragband stabilisera byggnaden. Dock så förstör dessa hela principen med att ha stora öppna rum med högt i tak, i detta fall i form av en stor simhall. Byggnaden stabiliseras istället med att byggnadens väggar är lutade inåt och håller emot de horisontella laster som bågtaget skapar. Dessutom fungerar det bra med att i taket ha stag som leder lasterna utåt mot de stabila fasaderna. Det är komplicerat och svårt att förutse hur stora dessa dragande stagkrafter blir men med hjälp av datorteknologi har dessa beräkningar ändå kunnat genomföras.

Att ha möjligheten att vid små moment kunna skarva limträbågarna har gjort att byggnaden ökar sin stabilitet ytterligare. Kontinuerliga bågar över mittstöden har också bidragit till att deformationerna har kunnat minskas ytterligare, jämfört med om bågarna hade varit ledade i sina skarvar. De nedböjningar som uppstår i bruksgränstillståndet är för det stora bågspannet långt under de begränsande krav som finns enligt svensk konstruktionsnorm.

De missar som har uppstått vid FEM-beräkningarna är att programmet FEM-Design 8.0 inte har någon funktion för uträkning av linor, d.v.s. programmet kan inte räkna ut de element som tar upp dragkrafter men inte tryckkrafter, alltså stålstag. Fel kan ha uppstått då lasterna inte leds vidare i konstruktionen enligt den tänkta vägen utan istället ger felaktiga resultat. Det har gått att undvika dessa fel i stor utsträckning genom att placera ut stålstagen på vissa sätt. Dock skulle det vara intressant att göra samma uträkning med en nyare version av FEM-Design, där det finns en linfunktion.

Vad gäller detaljnivån i dimensioneringsarbetet kan man slå fast att det över lag krävs många och mycket stora dimensioner av skruvar för att inte byggnaden ska gå till brott. I de flesta fall har en skruv/dymlingsdimension på M24 använts. Enbart i enstaka anslutningspunkter har en mindre dimension kunnat användas. De inslitsade stålplåtarna kommer också att behöva ha stora dimensioner. Om man jämför dess storlekar i förhållande till byggnadens storleksordning kan dock anses som rimliga.

Att bygga en byggnad så som i denna rapport är med största sannolikhet mycket kostsamt. Mycket på grund av den nästan uteslutande har specialtillverkade byggnadselement som inte följer standard i sin form eller utförande. Oregelbundenheten i konstruktionens form gör att det finns många individuella detaljer. Dessa är både komplicerade att tillverka och att montera. Det är också viktigt att noggrannheten i detaljtillverkningen är hög, vilket såklart är mer tidskrävande och då också mer kostsamt.

Utförandet av själva byggnadsskedet är väl genomtänkt i utformningen av varje konstruktionselement och har hela tiden varit en faktor vid designen.

Referenser

Böcker

Boverket. (2003). *Regelsamling för konstruktion – Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*. Vällingby: Elanders Gotab.

Boverket. (1997). *Snö och vindlast*. Karlskrona: Boverket, byggavdelningen.

Carling, O. (2001). *Limträhandbok*. Stockholm: Svenskt Limträ AB.

Cook, N. J. (1990). *The Designer's Guide To Wind Loading Of Building Structures, Pt.2 Static Structures*. Tiptree, Essex, Great Britain: British Library in publication data.

Larsen, H. J., & Riberholt, H. (1999). *Trækonstruktioner - Forbindelser*. Hørsholm: Statens Byggeforskningsinstitut.

Mårtensson, A., & Isaksson, T. (2000). *Tabell- och Formelsamling*. Lund: Konstruktionsteknik, LTH.

Internet

Moelven. (den 23 09 2009). *Moelven*. Hämtat från <http://www.moelven.com/se/> den 23 09 2009

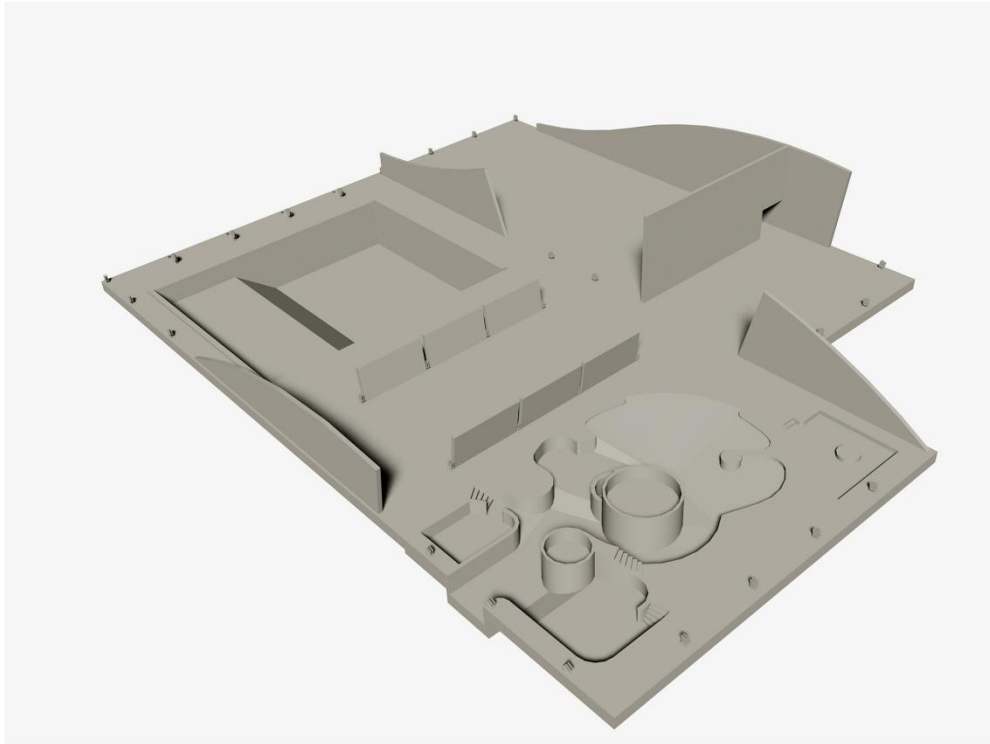
Elektroniska källor/ datorprogram

Strusoft. (April - Oktober 2009). FEM-Design 8.0. Malmö, Skåne, Sverige.

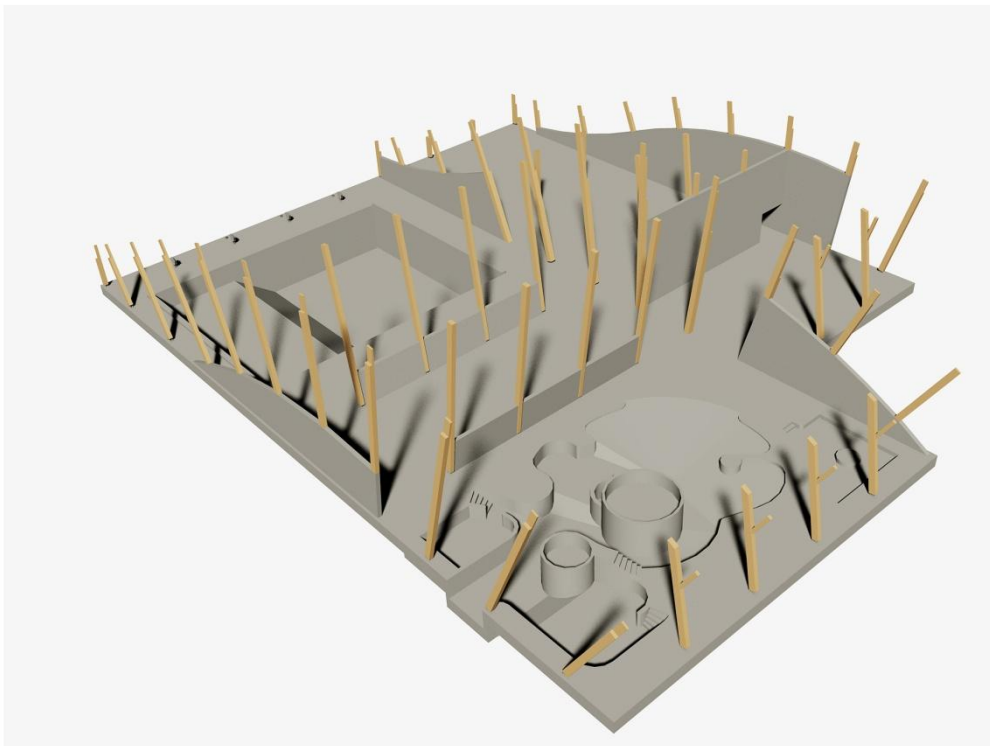
Strusoft. (den 05 12 2009). WIN-Statik, Frame Analysis. Malmö, Skåne, Sverige.

Appendix A

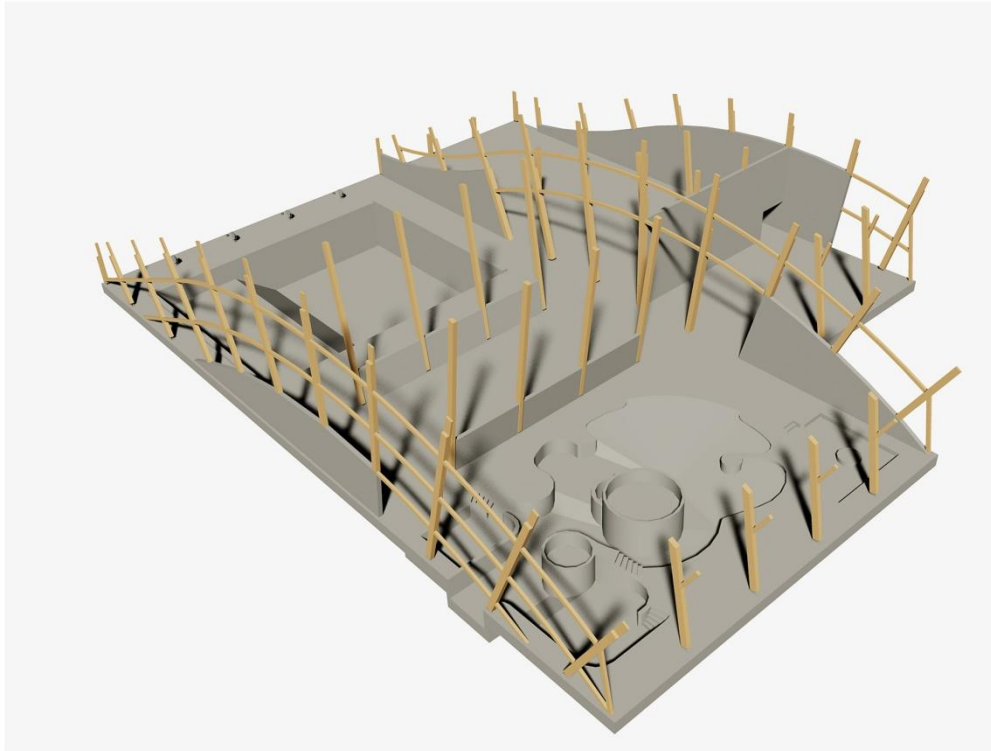
Tillvägagångssätt i byggnadsskedet



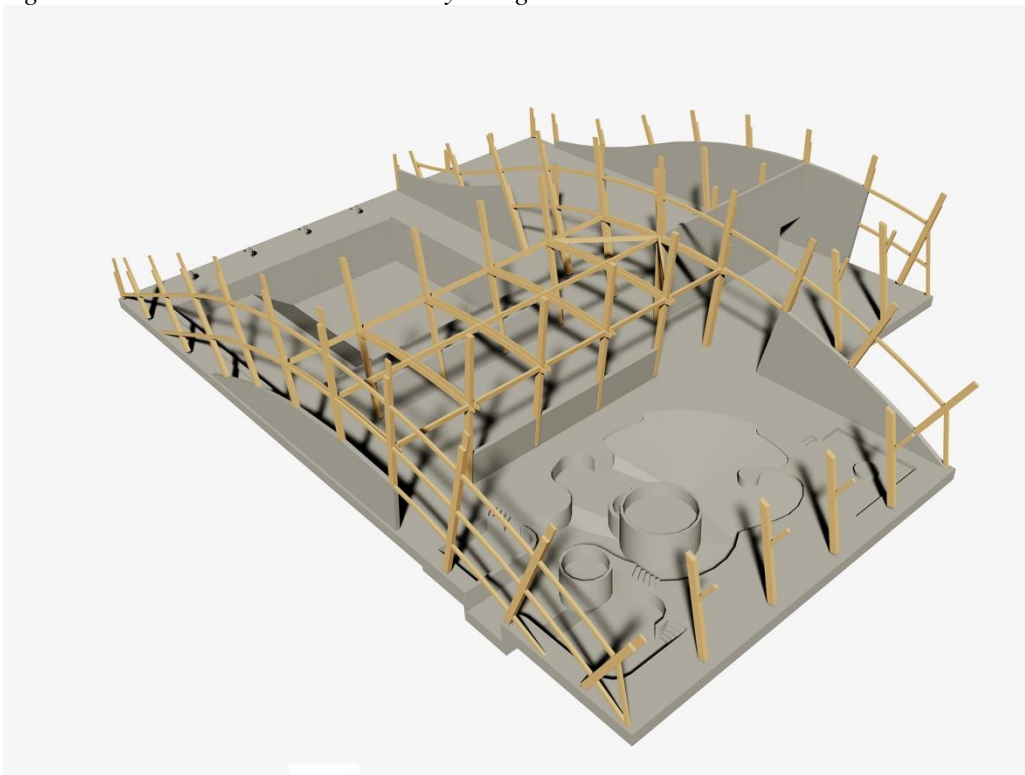
Figur A.1 Betongstommen gjuts.



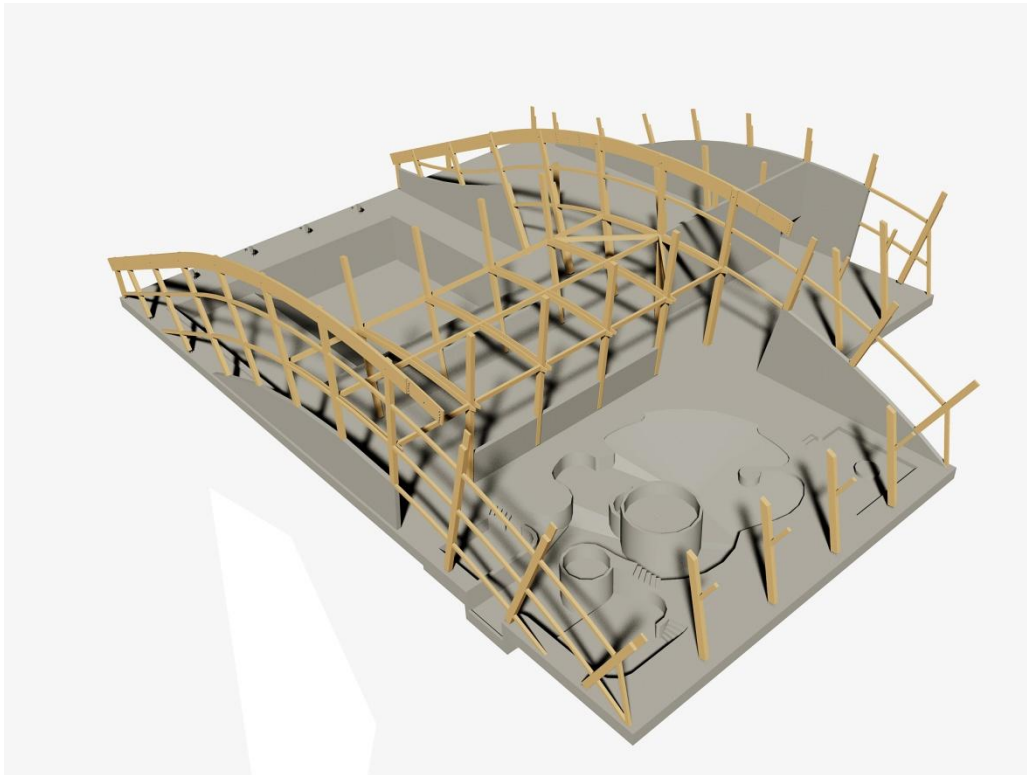
Figur A.2 Pelarna monteras på plats och hålls i rätt vinkel med stöd.



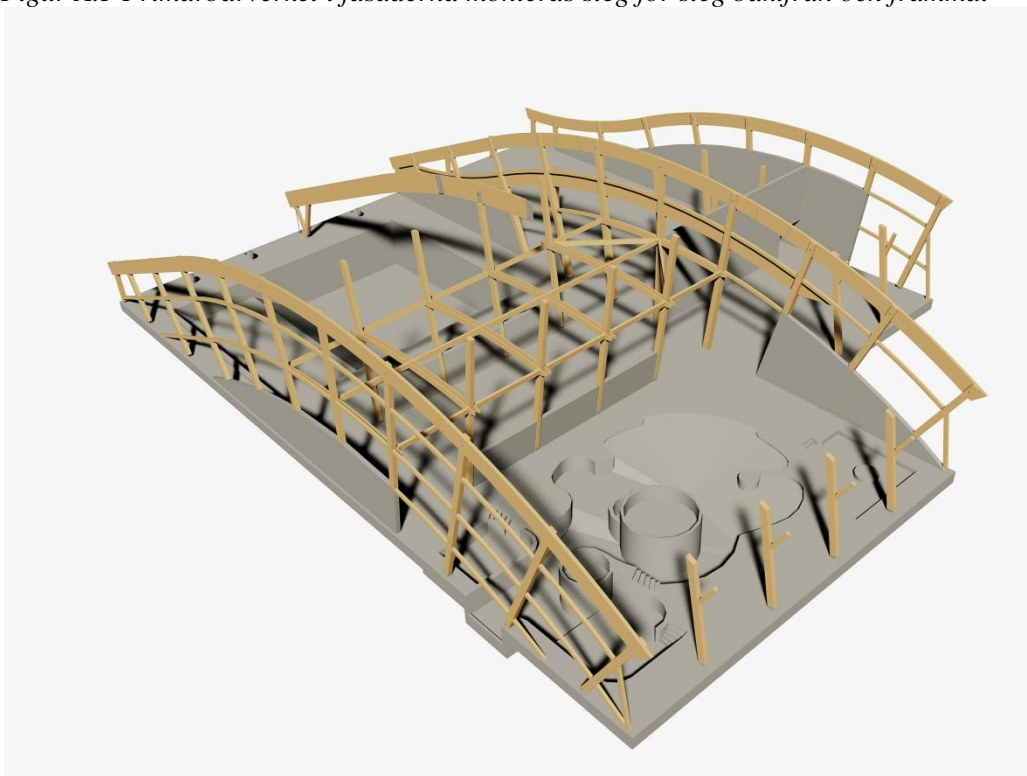
Figur A.3 Fasadkonstruktionen stärks ytterligare.



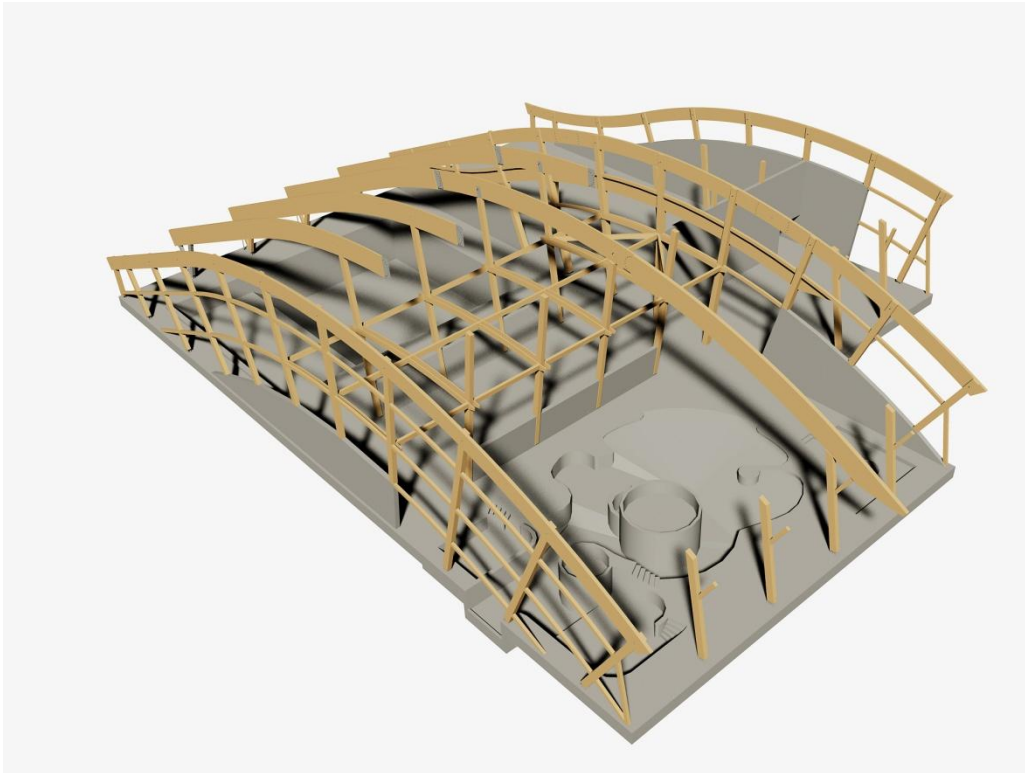
Figur A.4 Innerbyggnadens bågar och tvärgående bärverk monteras på plats.



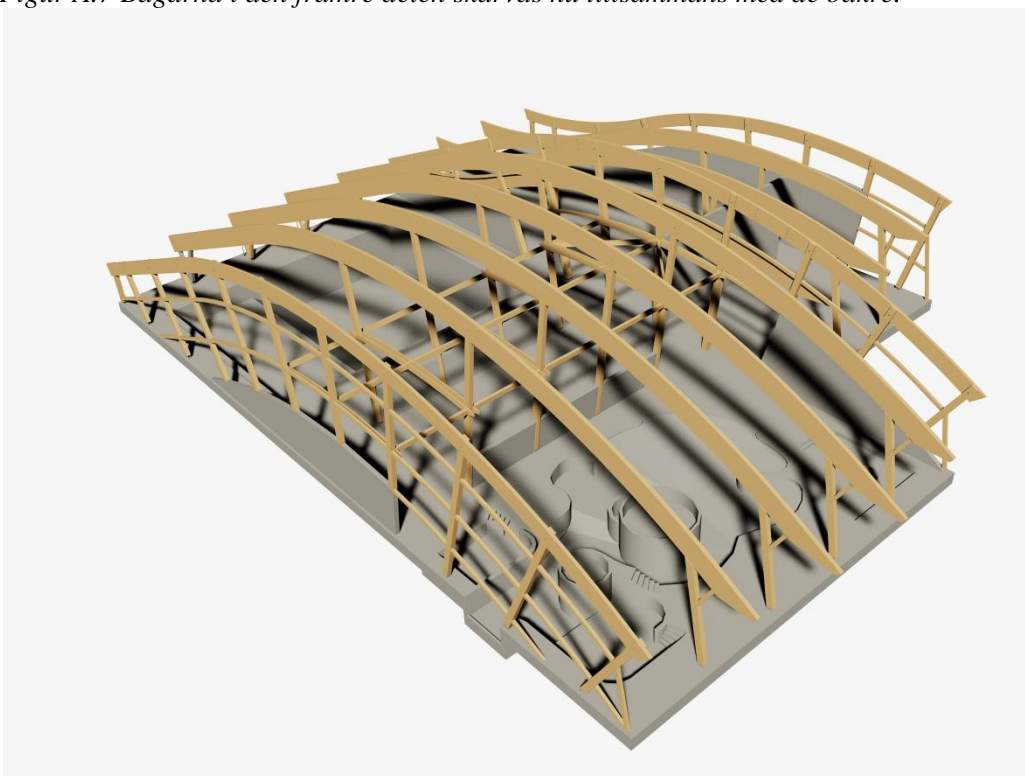
Figur A.5 Primärbärverket i fasaderna monteras steg för steg bakifrån och framåt



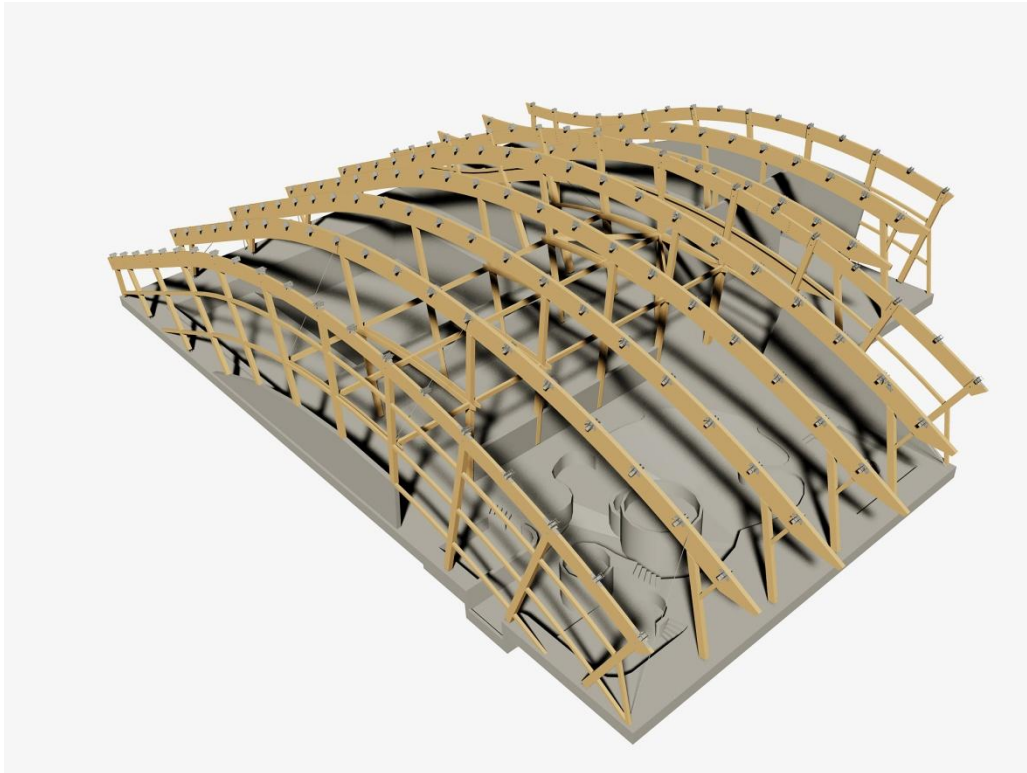
Figur A.6 Primärbärverket i det stora bakre spannet monteras upp på de bakre inre pelarna.



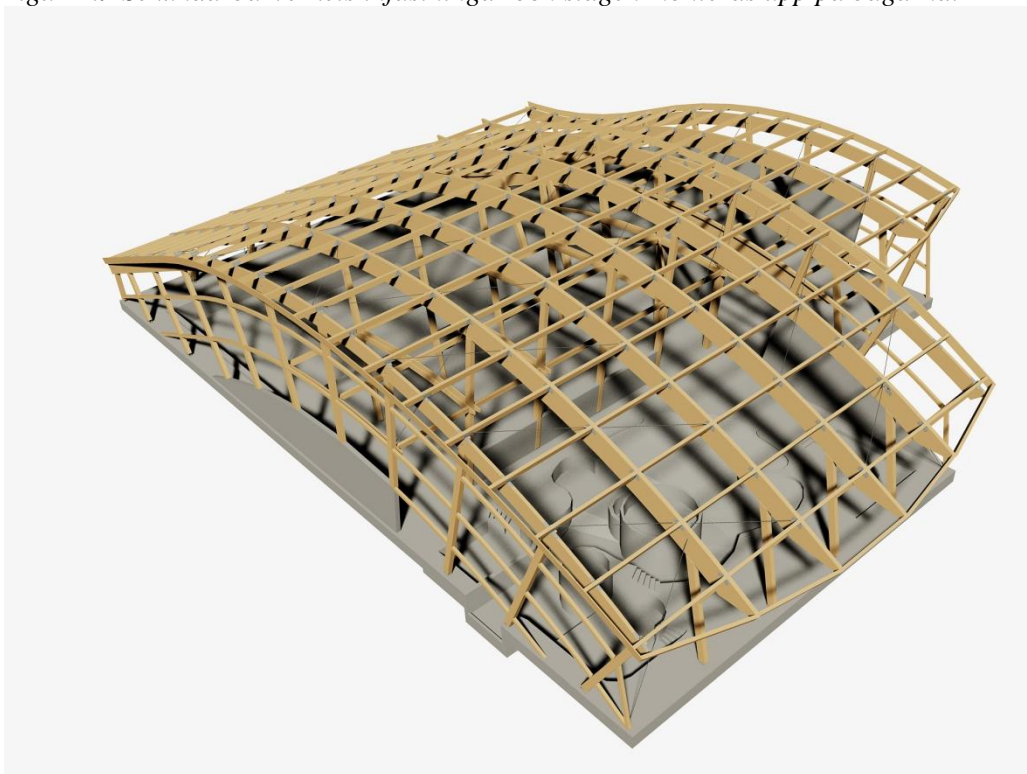
Figur A.7 Bågarna i den främre delen skarvas nu tillsammans med de bakre.



Figur A.8 Hela primärbärverket ligger nu på plats och stegas upp med stöd i sidled.

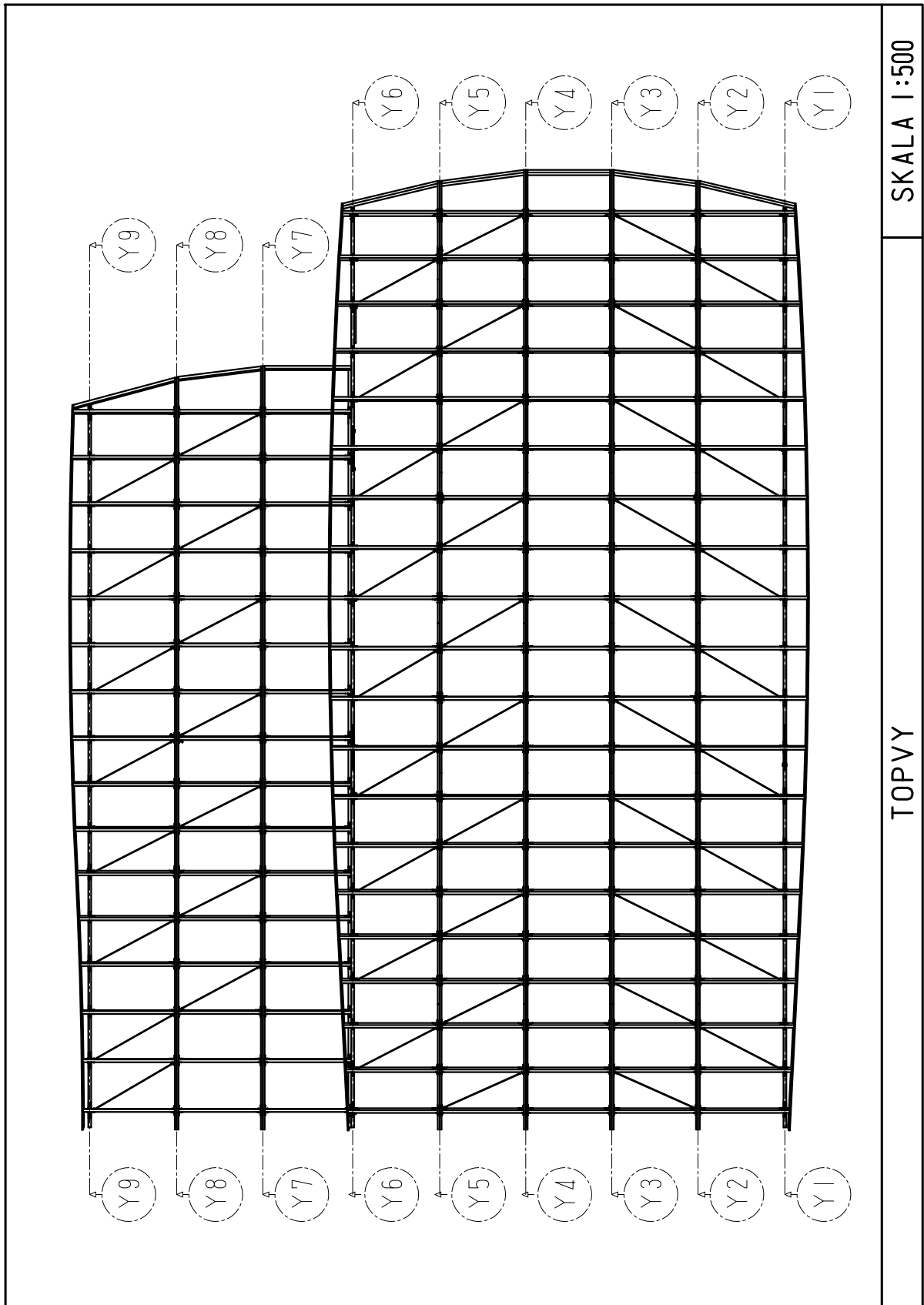


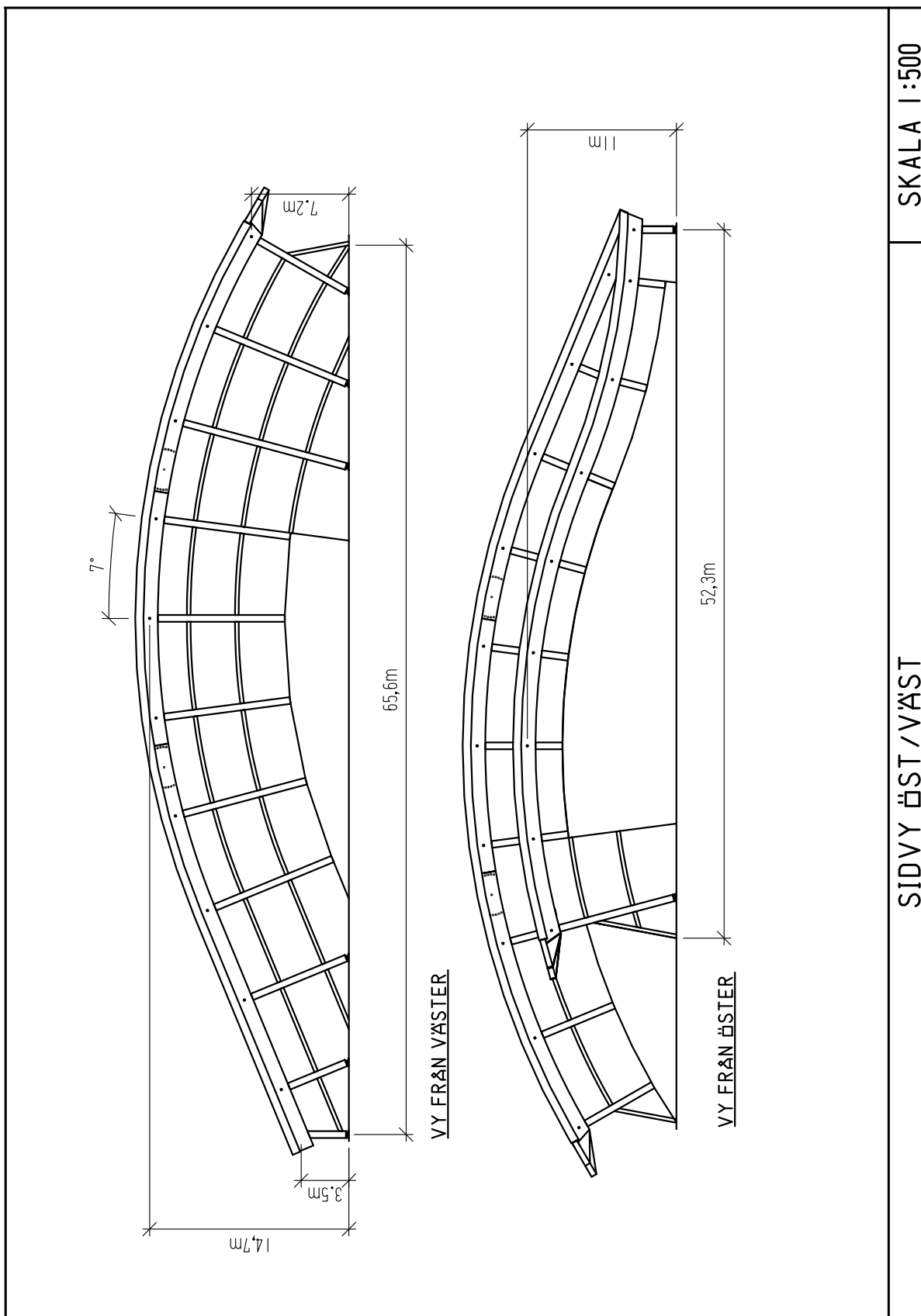
Figur A.9 Sekundärbärverkets infästningar och stagen monteras upp på bågarna.

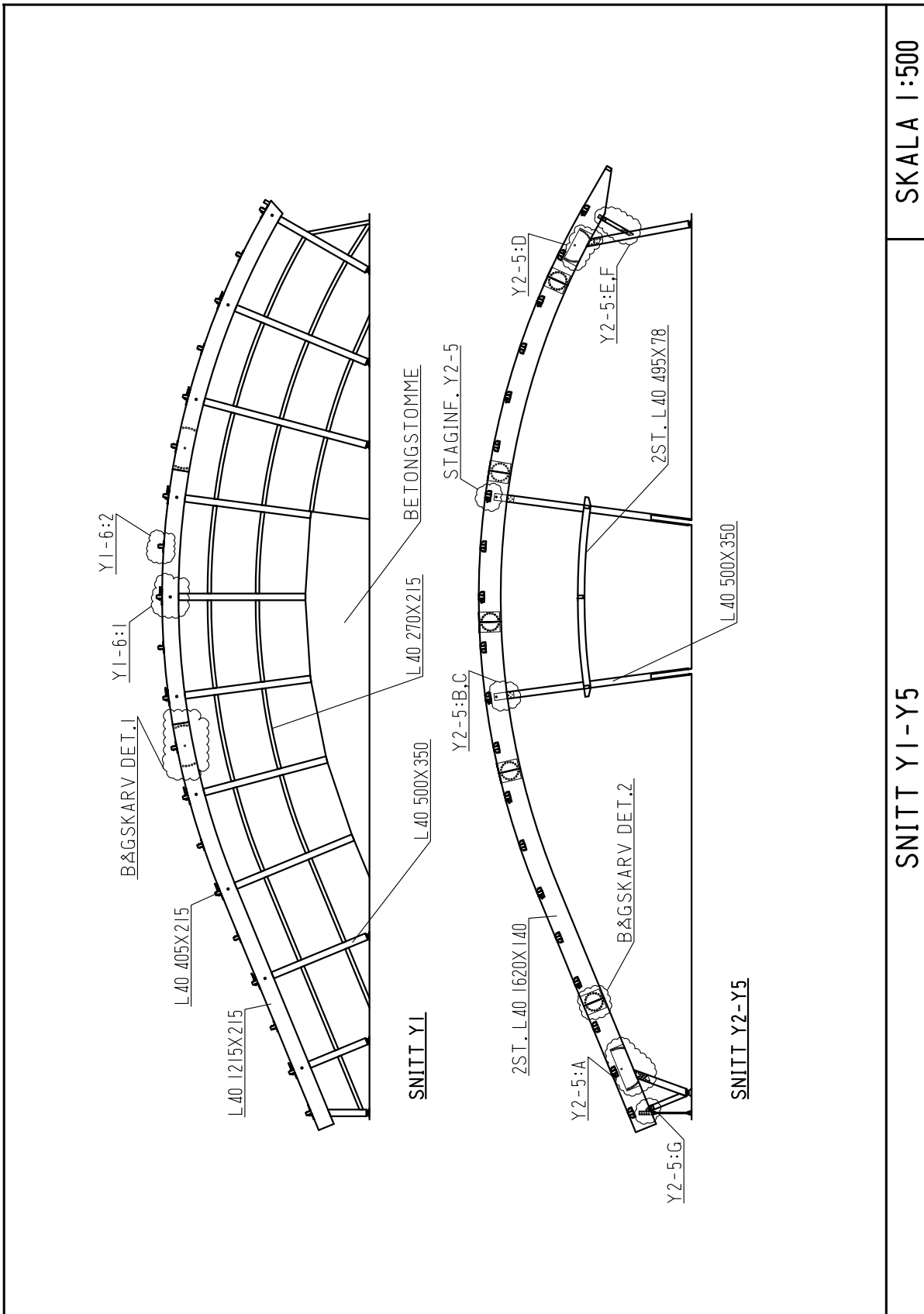


Figur A.10 Slutligen monteras sekundärbärverket och byggnaden är stabil.

Appendix B

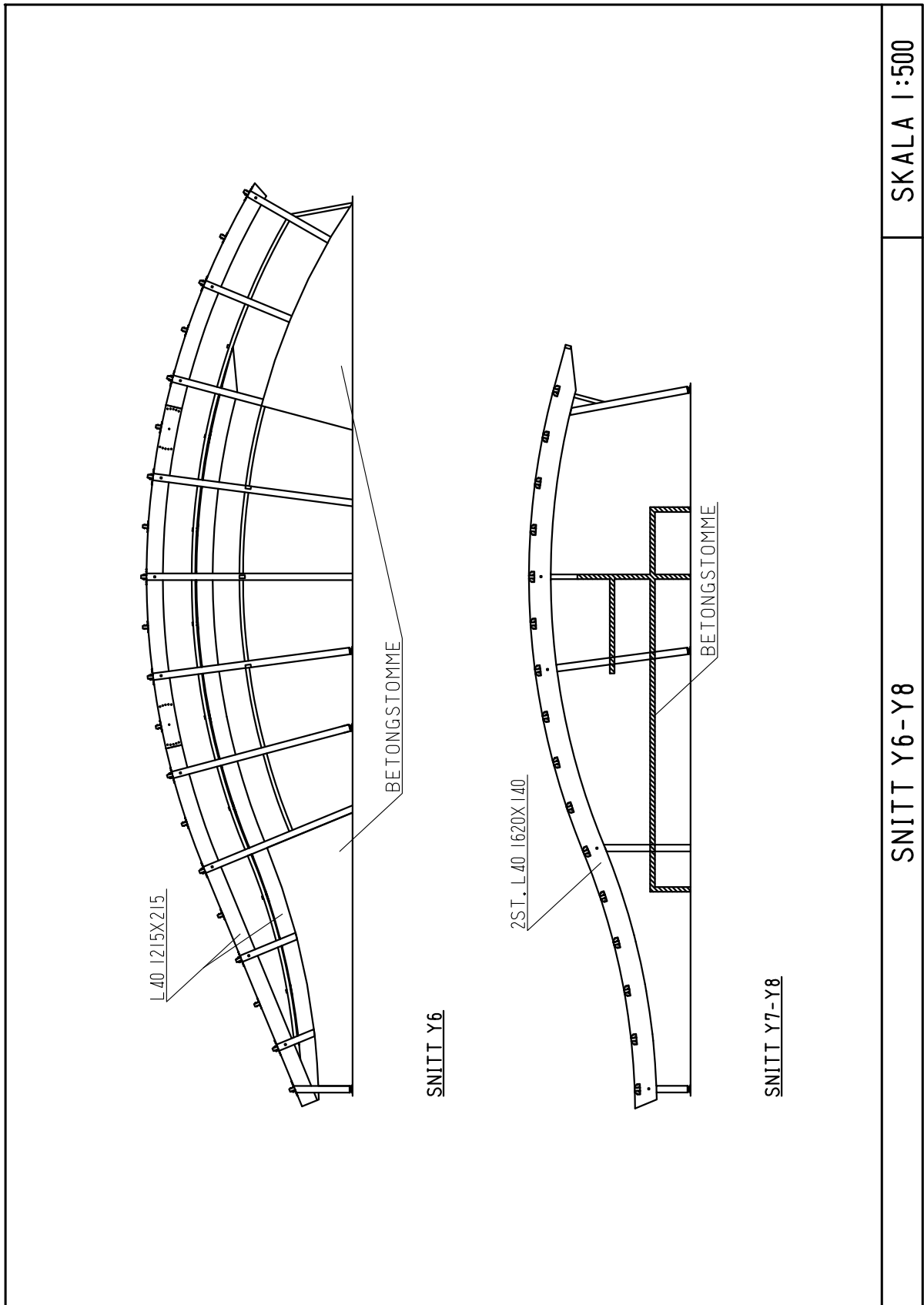


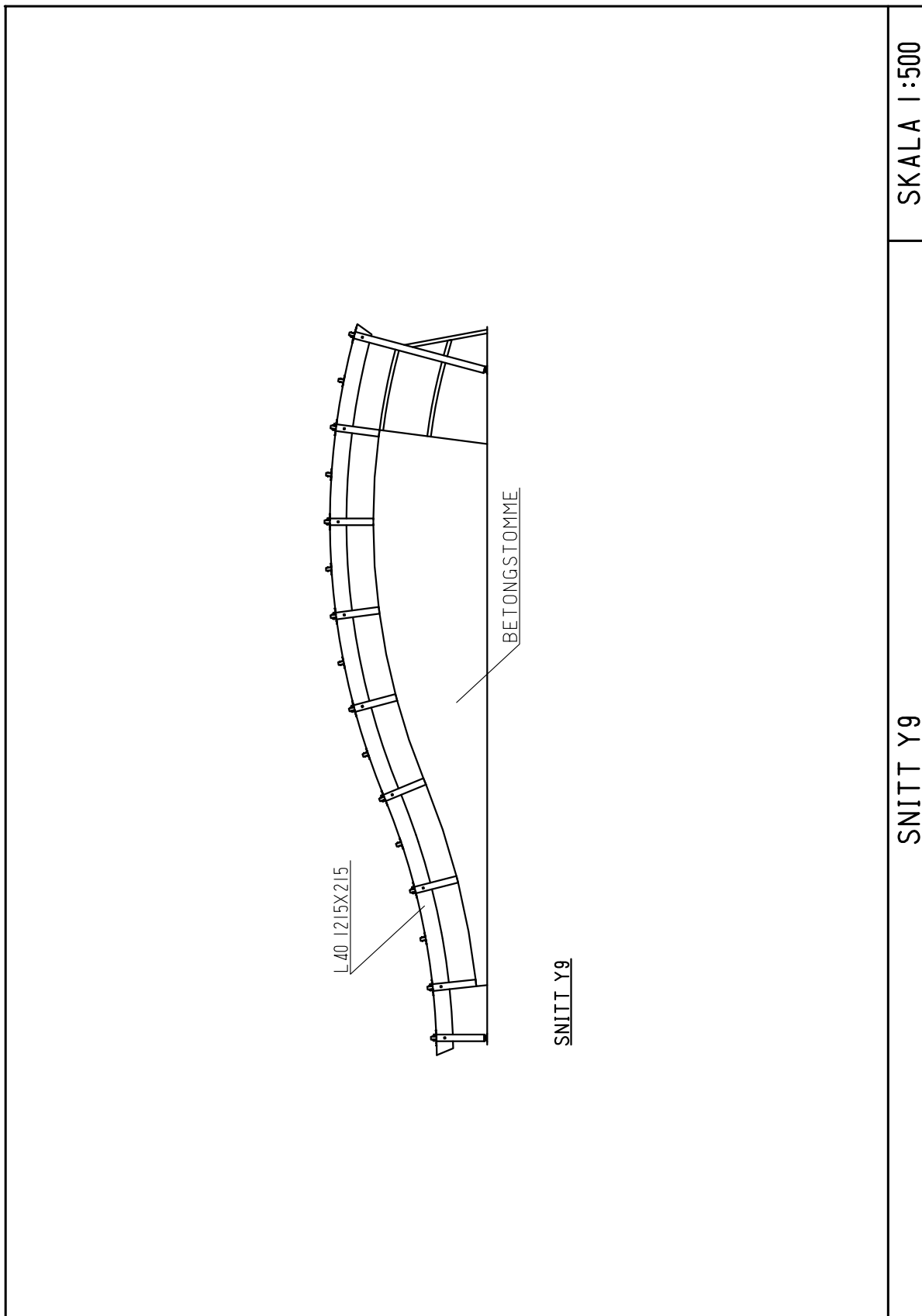


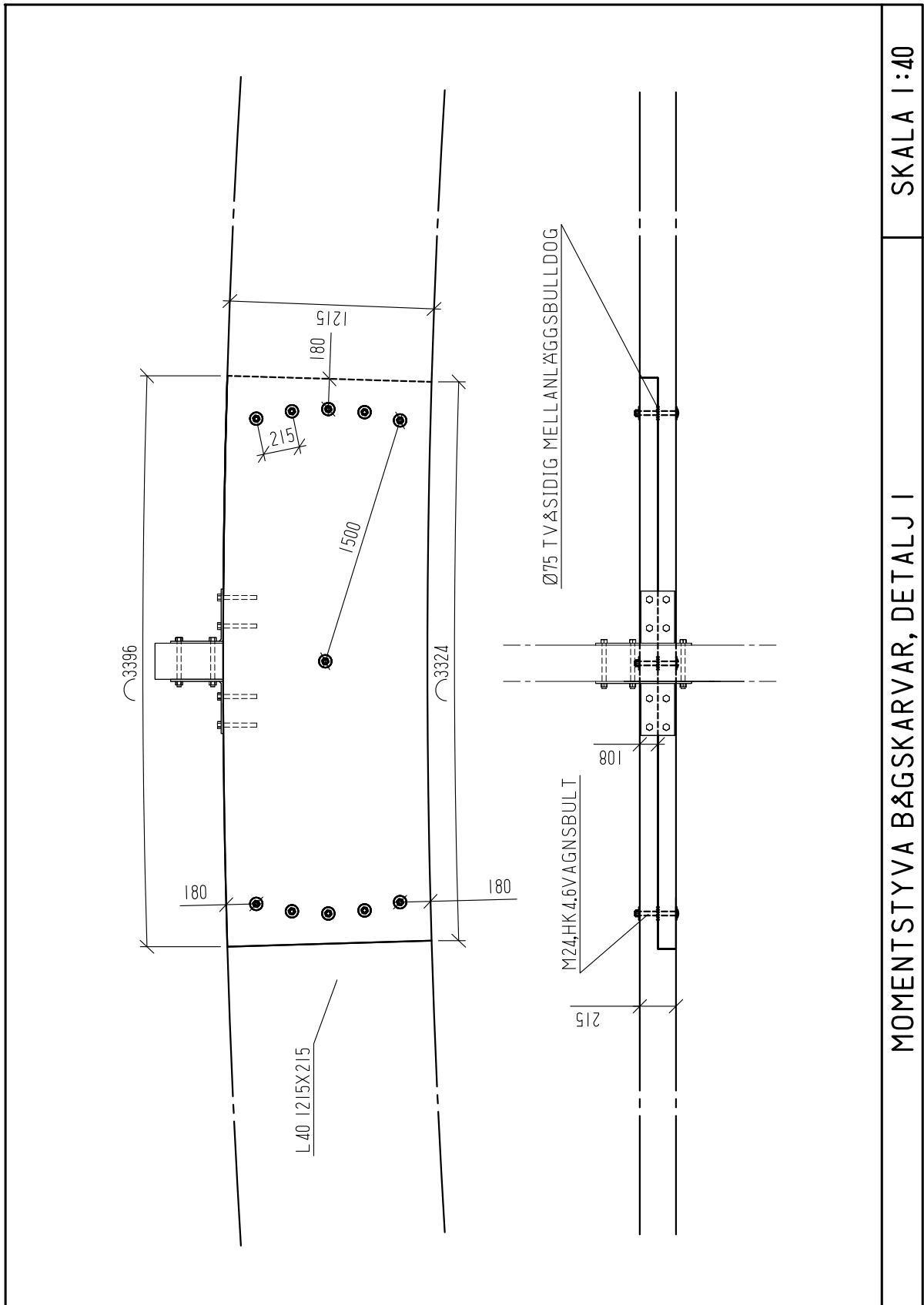


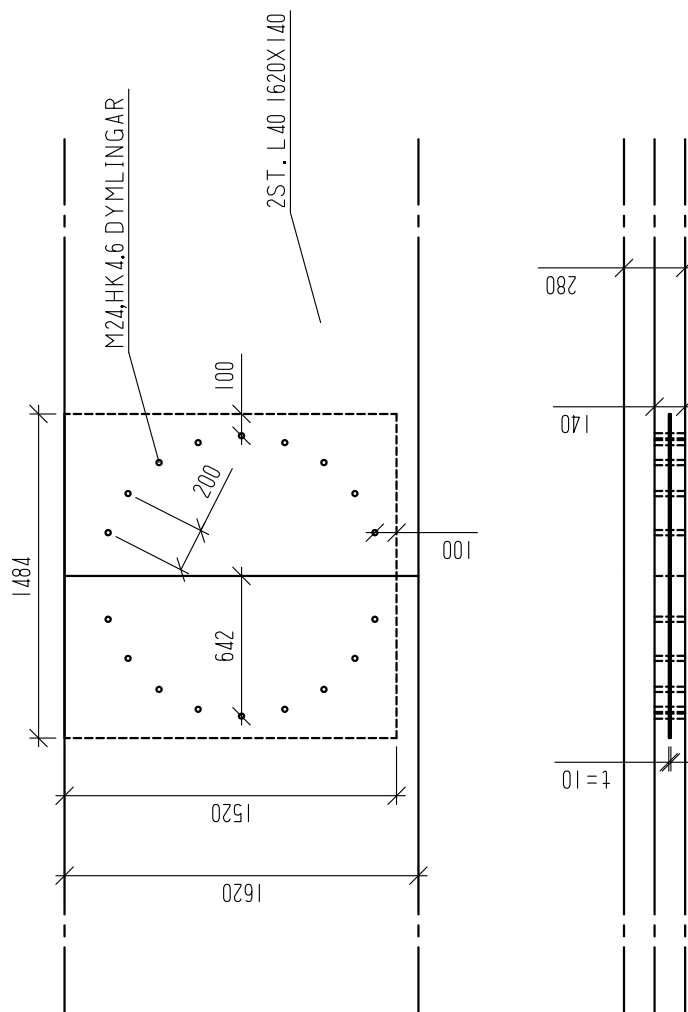
SKALA 1:500

SNITT Y1-Y5



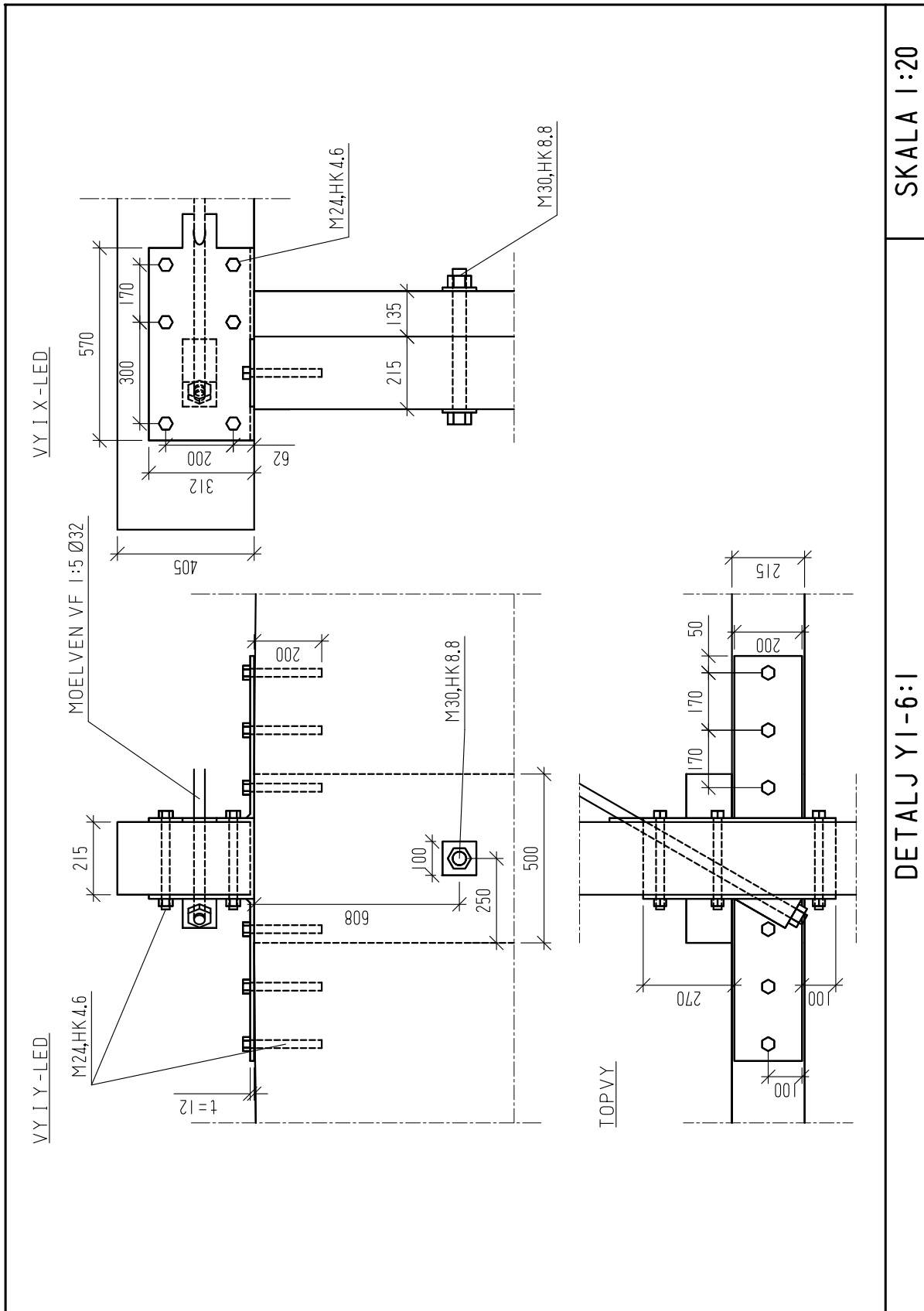






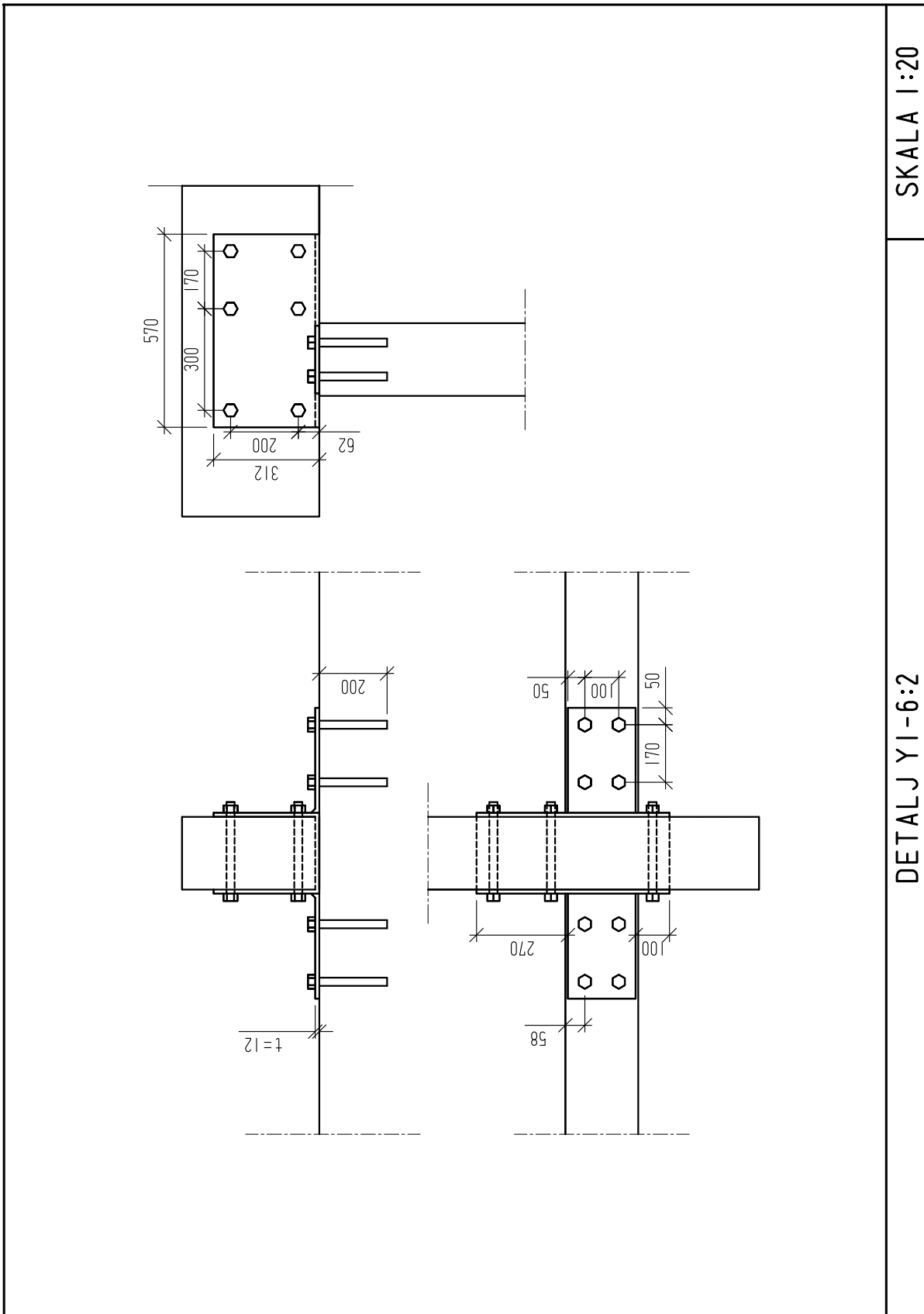
MOMENTSTYVA BÄGSKARVAR, DETALJ 2

SKALA 1:40



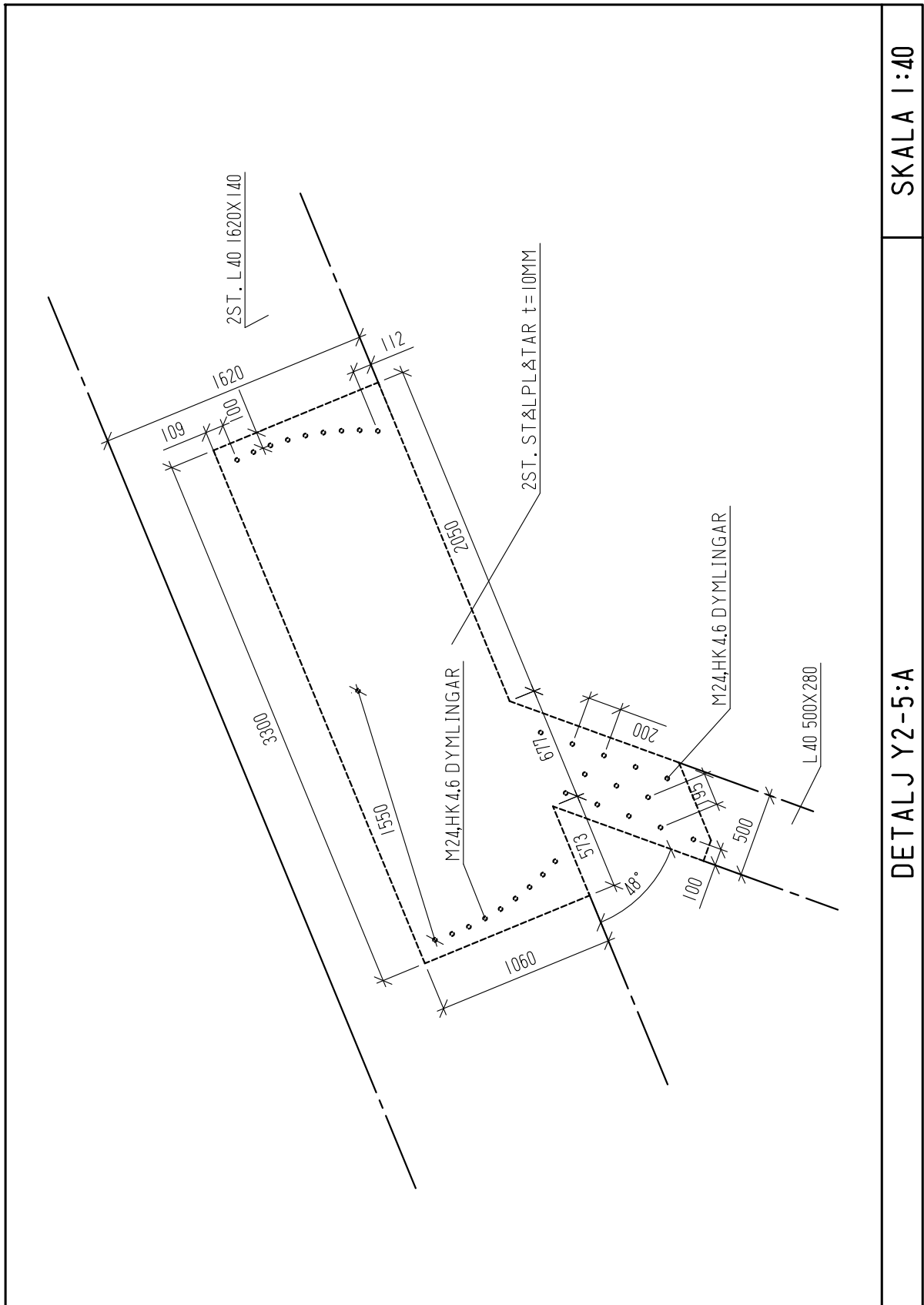
DETALJ YI-6:1

SKALA 1:20



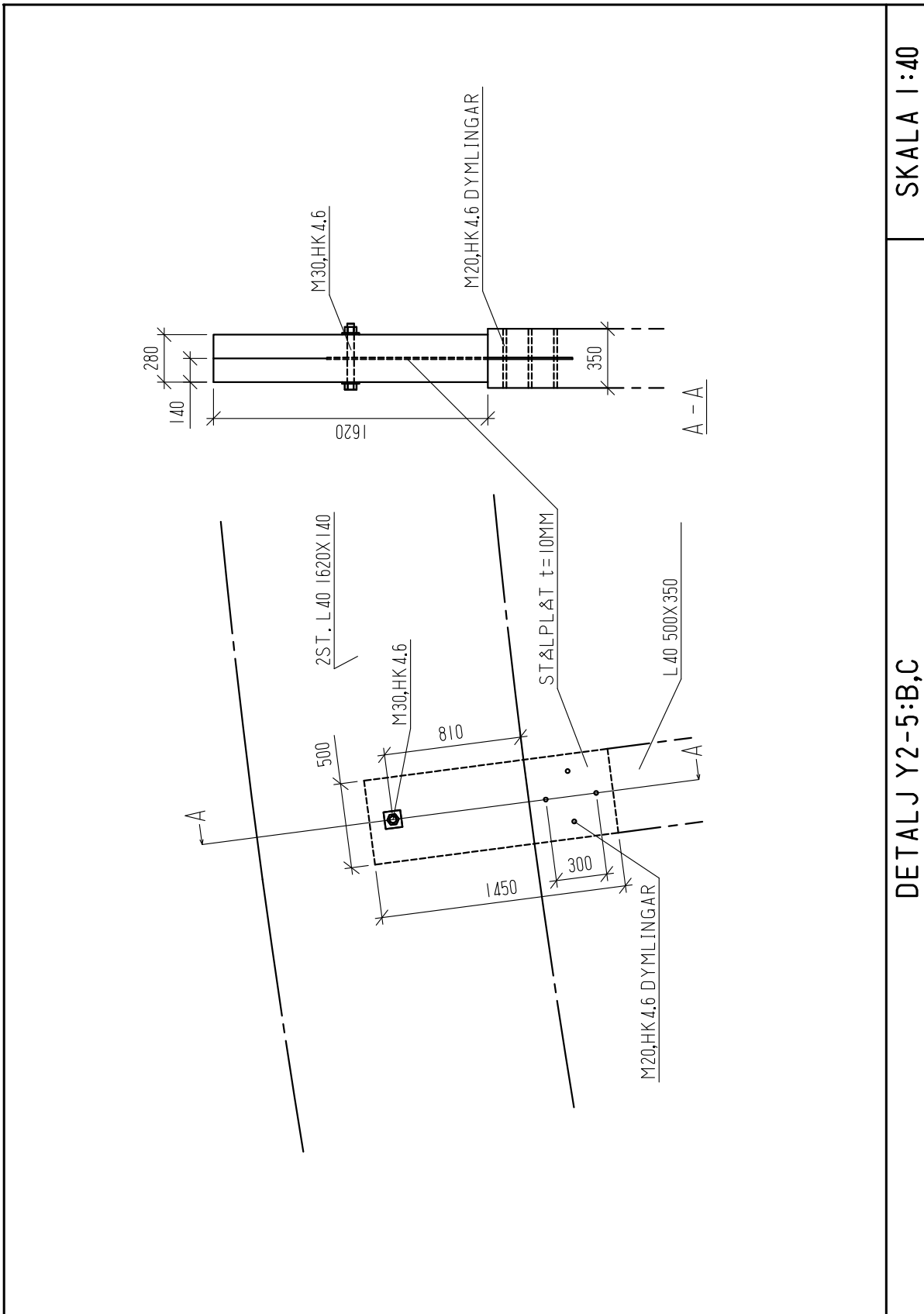
SKALA 1:20

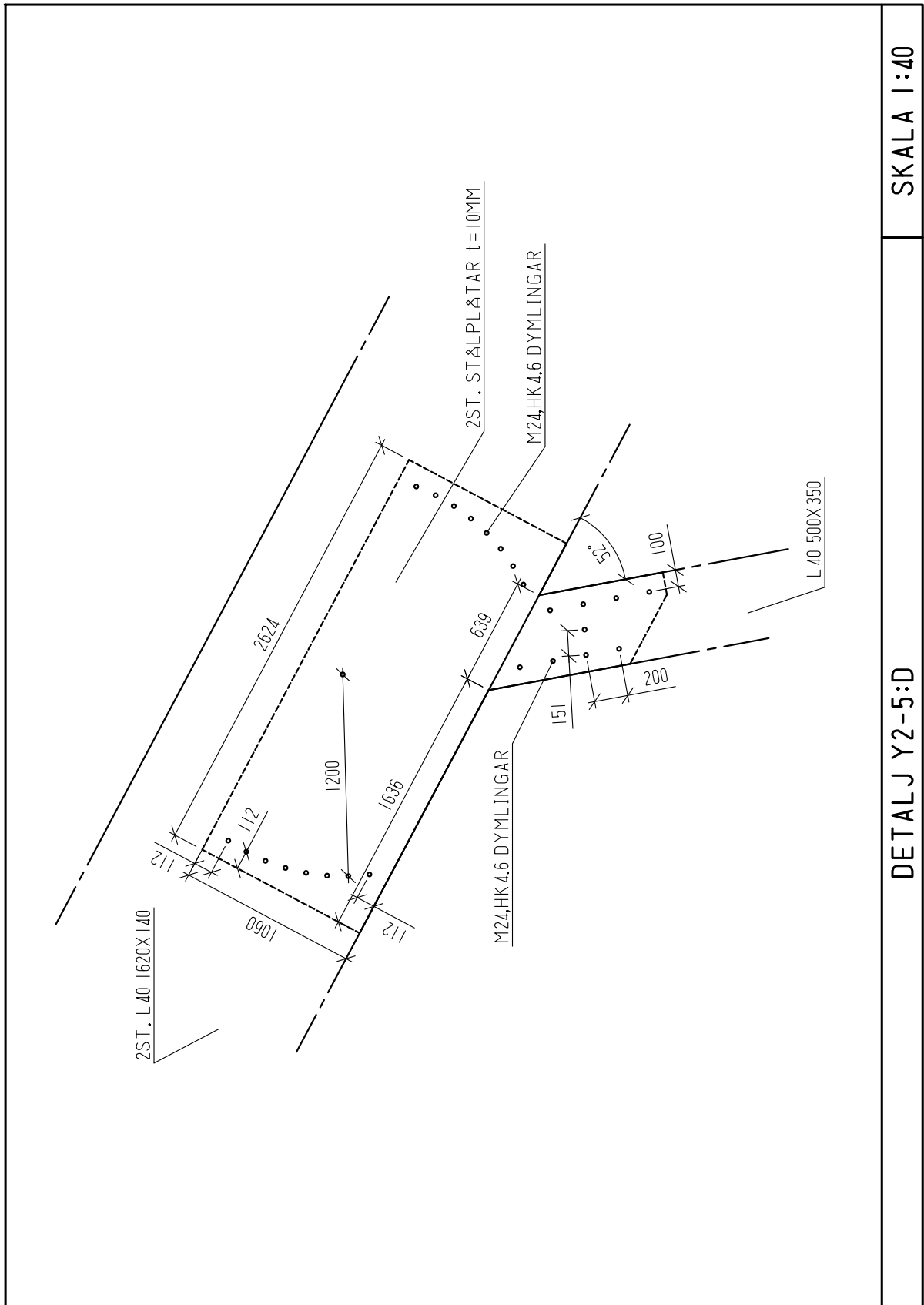
DETALJ Y1-6:2



SKALA 1:40

DETALJ Y2-5:A





SKALA 1:40

DETALJ Y2-5:D

