



**CHALMERS**

# **Finit elementanalys av cisterntak**

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet maskinteknik

Karlsson Widén Oscar  
Tegnemyr Klas

**INSTITUTIONEN FÖR INDUSTRI- OCH MATERIALVETENSKAP**

---

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg, 2020  
[www.chalmers.se](http://www.chalmers.se)

## Förord

Examensarbetet vilket omfattar 15 HP har utförts på Chalmers tekniska högskola, Maskiningenjör 180 HP. Examensarbetet är utfört på begäran av DEKRA industrial och behandlar konstruktionen av cisterner.Handledare tillgivna från DEKRA är Pieter Jilderda, Affärsområdeschef konstruktionskontroll och haveri- och materialteknik (AIM) och Dan Öisjöen, Design review engineer från DEKRA i Göteborg. Handledare och examinator för arbetet är Gert Persson, docent på avdelningen konstruktionsmaterial, institutionen för industri- och materialvetenskap på Chalmers tekniska högskola. Vi vill ta tillfället i akt och tacka Dekra industrial och våra handledare där för att vi fick förtroende att utföra detta examensarbete hos er och all assistans under arbetets gång samt vår handledare på Chalmers som har varit till stor hjälp under arbetets gång.

## Sammanfattning

Cisterner används ofta för lagring av vätskor, dessa kan i många fall vara farliga och är därför kontrollpliktiga. Beräkning i samband med konstruktionskontroll krävs i många fall och utförs till stor del mha formelbaserade metoder. För vissa delar av cisternen kan beräkningar med finita element analys (FEA) vara meningsfullt. Ett bekymmer för dessa FEA beräkningar är tidsåtgången för modelleringen av konstruktionen samt körningen av olika lastfall. Genom att ta fram en FE-modell, som på ett enkelt sätt kan justeras efter önskade mått och material samt klarar av att utföra en realistisk utvärdering av hållfastheten, kommer både tid och pengar att sparas.

FE-modellen har avgränsats till att endast innehålla taket av cisternen och skall vara belägen i Göteborgs området. Modellen bygger på full kontaktyta mellan närliggande parter, detta då en avgränsning har tagits att svetsar inte skall ingå i modellen, detta för att förenkla modellen och då svetsar inte anses kritiska för konstruktionen.

Arbetet har utförts på Chalmers lokaler på Lindholmen samt DEKRA industrials kontor på Gamlestadvägen i Göteborg. Där tillgivna ritningar har analyserats och lagt grunden för framtagningen av en tillförlitlig FE-modell

Genom arbete i Solidworks togs modellen fram som enkelt går att förändra efter önskade mått och material. Med utdrag från Eurokod standarder har de lastfall som kommer verka på modellen beräknats fram. Genom utförandet av de handberäknade verifieringsberäkningarna kunde FE-modellens tillförlitlighet analyseras.

FE-modellens finita element analys genomfördes i programmet Ansys, där dess resultat har analyserats mot vedertagna Eurokod standarder. Arbetets resultat visar en enkelt justerbar FE-modell som mha FEA ger en god och trovärdig utvärdering av modellens hållfasthet. Resultatet från verifieringsberäkningarna tyder på att modellen är korrekt belastat och visar ett trovärdigt resultat. Utvärderingen av resultatet avgränsas till att inte ta hänsyn till vippning och knäckning.

## Summary

Cisterns are often used for storing liquids, these can in many cases be dangerous and are therefore subjected to inspection. Calculation in connection with design control is in many cases required and is largely performed using formula-based methods. For some parts of the cistern, calculations with finite element analysis (FEA) can be meaningful. One concern for these FEA calculations is the time required for the modeling of the design as well as the execution of different load cases. By developing an FE model, which can easily be adjusted to the desired dimensions and materials and can perform a realistic evaluation of the strength, both time and money will be saved.

The FE model's analysis has been limited to contain only the roof of the cistern and should be located in the Gothenburg area. The model is based on full contact surface between neighboring parties, this being because it has been defined that welds should not be included in the model, this is to simplify the model and then welds are not considered critical to the design.

The work has been carried out at Chalmers premises in Lindholmen as well as DEKRA industrial office on Gamlestadsvägen in Gothenburg. Where study of the supplied drawings has laid the foundation for the development of a reliable FE model.

Through work in Solidworks, the model was developed which can easily be changed to the desired dimensions and materials. Hand calculations have produced the load cases that will be assigned to the model, which is based on excerpts from Eurocode standards. By performing the hand-calculated verification calculations, the FE model's reliability could be analyzed.

The FE model's finite element analysis was carried out in the Ansys program, where its results have been analyzed against accepted Eurocode standards. The results of the work show a simple adjustable FE model which, with the FEA, provides a good and credible evaluation of the model's strength. The results from the verification calculations indicate that the model is correctly loaded and shows a credible result. The evaluation of the result does not take tilting and cracking into account.

# Innehållsförteckning

## Förord

## Sammanfattning

## Summary

## Innehållsförteckning

<b>Inledning</b>	6
1.1 Bakgrund	6
1.2 Syfte	7
1.3 Avgränsningar	7
1.4 Precisering av frågeställning	7
<b>Teoretisk referensram</b>	8
2.1 Finita elementmetoden	8
2.2 Ansys	8
2.3 Dassault Systèmes	8
2.4 EN Eurokoder	8
<b>Metod</b>	9
3.1 Förstudie	9
3.2 CAD-modellering	9
3.3 Beräkningar	10
3.4 FEA	10
<b>Förstudie</b>	11
4.1 CAD-modellering	11
4.2 Beräkning	11
4.3 FEA	13
<b>CAD-Modellering</b>	14
5.1 Beskrivning av ritningar	14
5.1.1 Cisterntak 1	14
5.1.2 Cisterntak 2	15
5.2 Beskrivning av CAD-parter	16
5.2.1 Cisterntak 1	16
5.2.2 Cisterntak 2	18
5.3 Diskussion	20
5.5 Beskrivning för slutgiltig CAD-modell	22
5.6 Förändring av CAD-modell	26
<b>Beräkning</b>	27
6.1 Egenvikt och laster	27
6.2 Beräkning av lastfall	28
6.3 Verifieringsberäkning	29

6.4 Verifieringsberäkningar för förändrad CAD-modell	34
<b>FEA</b>	36
7.1 Genomförande och villkor	36
7.2 Jämförelse med handberäkningar	37
7.3 Slutligt FEA	41
7.4 Verifiering av förändrad CAD-modell	45
<b>Slutsats</b>	48
8.1 Slutsats	48
8.2 Vidareutveckling	49
<b>Referenser</b>	50
<b>Bilagor</b>	51
Bilaga 1	51
Bilaga 2	52
Bilaga 3	53
Bilaga 4	54
Bilaga 5	55
Bilaga 6	56
Bilaga 7	57
Bilaga 8	58
Bilaga 9	58
Bilaga 10	60
Bilaga 11	62
Bilaga 12	73
Bilaga 13	74
Bilaga 14	76
Bilaga 15	78
Bilaga 16	78

# 1. Inledning

Under våren 2020 skall ett arbete utföras på uppdrag av DEKRA. Handledare och examinator för arbetet är Gert Persson, docent på avdelningen konstruktionsmaterial, institutionen för industri- och materialvetenskap på Chalmers tekniska högskola. Handledare från DEKRA är Pieter Jilderda, Affärsområdeschef konstruktionskontroll och haveri- och materialteknik (AIM) och Dan Öisjöen, Design review engineer från DEKRA i Göteborg.

DEKRA är ett ledande företag inom oberoende besiktning, provning och certifiering med verksamhet världen över, inom de flesta branscher. I Sverige är Dekra verksamma på 28 orter med ett och samma mål - att du alltid ska vara på den säkra sidan.

## 1.1 Bakgrund

Cisterner som används för lagring av vätskor är delvis kontrollpliktiga. Beräkning i samband med konstruktionskontroll krävs i många fall och utförs till stor del mha formelbaserade metoder. Äldre cisterner har ofta räknats/konstruerats mot andra regelverk, t.ex. svenska cisternanvisningar, som idag inte är giltiga längre.

Konstruktionen kan variera, men merparten av cisternerna har följande uppbyggnad:

- Fundament - betong
- Botten - helsvetsade plåtar
- Bottenrand - randplåt med fläns och fjäderplåt förankrad med bultar i fundamentet
- Mantel - Plåtar i varierande tjocklek, tunnare längre upp, med förstärkt ytterring, t.ex. L-profil, längst upp i övergången till taket
- Tak - centrumring med varierande antal balkar från centrumring till ytterring, täcka med relativt tunna plåtar

Normala belastningar som måste betraktas är inre och yttre tryck, hydrostatiskt tryck och egenvikt. Tillfälliga laster består av vind och snö samt eventuella påbyggnader.

För vissa delar av cisternen kan beräkningar med finita element analyser (FEA) vara meningsfullt. Det gäller främst taket och bottenranden. FEA beräkningar kan behövas för att kontrollräkna konstruktioner vilket är utanför giltighetsområden av de formelbaserade metoder samt konstruktioner som enligt formelberäkning är underdimensionerade. FEA beräkningar ökar dessutom insikten i spänningsbilden av konstruktionen.

Ett bekymmer för dessa FEA beräkningar är tidsåtgången för modellering av konstruktionen samt körning av olika lastfall.

## 1.2 Syfte

Skapa en FE-modell som på ett enkelt sätt kan justeras efter önskade mått och material. FE-modellen skall kunna utföra relativt snabb beräkning och det kan därför komma att krävas förenklingar av modellen för att möjliggöra en realistisk utvärdering av hållfastheten.

Spänningarna för FE-modellen skall kunna redovisas enligt Treska eller Von Mises, utvärdering för vissa typ-fall av FE-modellen kan göras mot vedertagna standarder (Eurokoder EN-1990). Jämförande beräkningar skall genomföras mha formelbaserade metoder. Detta för att kunna säkerställa att FE-modellen stämmer överens med handberäkningarna.

## 1.3 Avgränsningar

Arbetet kommer att begränsas till taket av cisternen. Lastfallet vilket kommer användas i beräkningarna är undertryck, egenvikt, snö samt vind. Modellen kommer att utgå ifrån två standardkonstruktioner tilldelad av DEKRA.

Då vind och snölast varierar över landet kommer beräkningar att göras på värden från Göteborg.

Föra att undvika höga spänningskoncentrationer i FEA kommer fullkontakt att läggas mellan parterna dvs svetsar kommer ej att läggas mellan parterna. Detta är möjligt för att en rätt utförd svets kommer att länka samman de olika delarna med lika mycket, även mer, material som fullkontakt utgör.

Detta arbete kommer att utvärdera FE-modellen i spänningar enligt von Mises. Arbetet kommer inte täcka in hållfastheten på konstruktionen med avseende på vippning eller knäckning. För dessa fall kommer vidare beräkningar att krävas.

## 1.4 Precisering av frågeställning

Är det möjligt att ta fram en FE modell av ett cisterntak som enkelt går att förändra för olika typer av konstruktioner? Stämmer de formelbaserade beräkningarna av konstruktionen överens med FEA?

## 2. Teoretisk referensram

Följande kapitel kommer att beskriva teorin samt de programvaror vilket användes i arbetet.

### 2.1 Finita elementmetoden

Finita elementmetoden, FEM, är en approximativ lösningsmetod av partiella differentialekvationer. Metoden har använts av ingenjörer sedan 1950-talet. FEM använder sig av finita element i form av trianglar i två dimensioner och tetraedrar i tre dimensioner. Metoden leder till många parametrar och stora ekvationssystem vilket gör att handberäkning blir problematiskt. Därför är det fördelaktigt att använda datorer för uträkningar av FEM. Metoden har gjort det möjligt för ingenjörer att, med hjälp av CAD-modeller, simulera hur olika typer av konstruktioner påverkas utan att fysiskt bygga konstruktioner, vilket har lett till både tid- och kostnadsbesparingar. [1][9]

### 2.2 Ansys

Ansys är ett företag vilket utvecklar ingenjörssimulationsprogram. De grundades 1970 i USA och är idag världsledande inom ingenjörssimuleringar. Huvudsyftet för deras programvaror är att genom beräkningar förutsäga hur produkter kommer reagera i verkliga miljöer innan produkterna tillverkas. Programmen kan utföra simuleringar inom bland annat finit element analys, strömningsdynamik samt designoptimering. [2]

### 2.3 Dassault Systèmes

Dassault Systèmes är ett företag vilket utvecklar programvaror för datorstödd design, Computer-Aided Design CAD. Företaget grundades 1981 i Frankrike och har idag två av det världsledande CAD-programmen, CATIA och Solidworks. CATIA är Dassault Systèmes flaggskeppsprogram och skapades under företagets första år. Solidworks var en start-up vilket förvärvades 1997. Syfte av förvärvet var att bredda företagets 3D design genom att använda ett Windowsbaserat upplägg och erbjuda en enkel övergång från 2D till 3D design. [3]

### 2.4 EN Eurokoder

EN Eurokoder, även känd som europeiska konstruktionsstandarder, är standarder för hur konstruktioner inom Europa skall konstrueras. Eurokoderna är uppdelad i tio standarder EN 1990-EN 1999. Dessa standarder appliceras på geotekniska aspekter, konstruktions branddesign samt jordbävningar och tillfälliga konstruktioner. Uppkomsten av EN Eurokoderna var för att säkerställa säkerheten i EU-ländernas konstruktioner och höja konkurrenskraften inom unionen.

Utöver standarderna ska nationella val göras. Dessa val baseras på de olika ländernas förutsättningar avseende geologi, klimat och kultur. I Sverige är det Boverket vilket sätter konstruktionsstandarderna. Dessa standarder täcker de nationella val vilket eurokoderna nämner. Den senaste uppdaterade standarden är EKS 11 och började gälla 01-07-2019. [4][5]

## 3. Metod

Följande kapitel kommer redovisa hur arbetet är upplagd. Vid starten av projektet genomfördes en planeringsrapport, här delades arbetet upp i olika arbetsuppgifter. Detta metodkapitel kommer att redovisa dess arbetsgång i följande undergrupper, förstudie, CAD-modellering, beräkningar och FEA.

### 3.1 Förstudie

En förstudie var det första som genomfördes, detta för att få en bredare grund av arbetet. Arbetet går ut på att modellera en CAD-modell som enkelt skall kunna justera för att passa två olika konstruktioner. För att säkerställa att detta är möjligt kommer handberäkningar, utvärderingar och FEA att användas. För att kunna genomföra dessa steg behövs en förståelse över de olika arbetsområdena och det är där förstudien kommer in. Förstudien inriktar sig därför på CAD-modelleringen, beräkningarna och FEA.

Då CAD-modelleringen skall genomföras i programmet Solidworks utfördes en stor del av förstudien på att få en förståelse över programmet, detta genomfördes genom att testa modellera olika typer av geometrier. Nästa steg var att skapa sig en förståelse över ritningarna, genom att läsa igenom ritningarna och tillsammans med Dan Öisjöen gå igenom dem skapades en god förståelse.

Handberäkningarna och utvärderingen av FEA skall göras emot Eurocode standarder EN-1990 och EKS-11. Dessa standarder kommer att lägga grunden till de lastfall som skall beräknas.

FEA kommer att utföras i programmet Ansys, detta är ett väldigt omfattande program där förkunskaper saknas. För att skapa sig en bild av programmet och en bättre förståelse genomfördes här testanalyser av de tidigare skapade CAD-filerna.

### 3.2 CAD-modellering

CAD-modelleringen genomfördes genom att först modulera de båda modellerna helt efter ritningar. Detta gjordes för att skapa en förståelse för hur modellerna skiljer sig från varandra och vilka delar av modellerna som kommer att vara kritiska för modelleringen av konstruktionen.

De avvikelser och problem vilket framkom i CAD-modelleringen sammanställdes och togs vidare till ett möte med handledare på Dekra, varvid lösningar för ett slutligt koncept diskuterades fram.

För att säkerställa att den slutgiltiga modellen går att modellera om efter önskade mått, skapades en ny modell vilket också togs vidare för verifiering mot handberäkning.

### 3.3 Beräkningar

För beräkningen av last och egenvikt användes Eurokod EN-1991, EKS-11 och volymberäkningar. Eurokod EN-1991 och EKS-11 användes för beräkningen av vindlasten samt snölasten och för bestämning av vindhastighet samt snömängd. Volymberäkningar användes vid beräkningen av modellens egenvikt.

För beräkningen av lastfall användes Eurokod EN-1990 och EKS-11. EN-1990 användes för beräkningen av lastfallen och EKS-11 användes för att hämta reduktionsfaktorer.

För verifieringsberäkningar användes formelbaserade metoder, här användes definitionen av normalspänning och elementarfall [8].

### 3.4 FEA

FEA genomfördes i Ansys, här användes Static Structural för analysen. Assemblyn av den slutgiltiga modellen laddades upp som en step-fil. De randvillkor som angavs i Ansys var symmetrivillkor på modellens kanter samt att bottendelen av manteln låstes.

Symmetrivillkoren angavs genom att skapa ett cylindriskt koordinatsystem och från detta användes Cyclic Region på modellens samtliga kanter. För att låsa mantelns bottendel användes Fixed Support. Meshen som användes i FEA var av typen MultiZone.

De laster som användes i FEA pålas genom Pressure, här används de värden som beräknades fram i beräknings kapitlet. Då egenvikten skulle multipliceras med en faktor framtagen från eurokoderna skapades en accelerationskraft, i negativ Y-riktning för modellen.

För analysen av FEA används verktygen Deformation, Normal Stress, Principal stress (Von-Mises) samt Reaction force.

## 4. Förstudie

En förstudie har genomförts för att få en bredare grund av arbetet. Förstudien är inriktad på följande arbetsområden, CAD-modellering, beräkning och FEA. Nedan kommer förstudien för respektive arbetsområde att redovisas.

### 4.1 CAD-modellering

För modellering i CAD kan flertalet program användas, Dekra använder programmen Solidworks och Ansys. CAD-filerna behöver därför vara kompatibla till dessa programvaror. Då förkunskaper i Catia finns har en förstudie genomförts för att kolla dess kompatibilitet till det olika programmen. Förstudien har genomförts genom att skapa en CAD-part i programmet Catia för att därefter öppna filen i programmet Solidwork. Resultatet från förstudien visar att CAD-filer från Catia kan öppnas i programmet Solidworks men dem kan ej redigeras, dvs modellerna går ej att ändra. Resultatet från denna förstudie ligger som grund för beslutet att genomföra CAD-modelleringen i Solidworks.

Då inga förkunskaper för Solidworks fanns, krävdes även en förstudie för programvaran. Denna genomfördes genom att sätta sig in i programmet och testa modellera CAD-parter. Vid användandet av Solidworks såg tydliga likheter till Catia då de båda programmen har utvecklats av samma företag Dassault Systèmes.

Dekra har begränsat antal licenser för Solidworks och därför kommer Chalmers skollicenser att användas under arbetet. För att kontrollera att CAD-filerna som skapas från skollicenser är kompatibla med företagslicenser från Dekra, togs de tidigare skapade filerna och skickades till Dan Öisjöen, Design review engineer på Dekra i Göteborg. Dan verifierade att dessa filer var tillgängliga för redigering för deras företagslicenser.

CAD-modellering bygger på två ritningar tilldelade av Dekra, då ritningarna är väldigt detaljerade krävs det en tydlig förståelse över dessa. Detta genomfördes genom att läsa igenom ritningarna samt att tillsammans med Dan Öisjöen gå igenom dem.

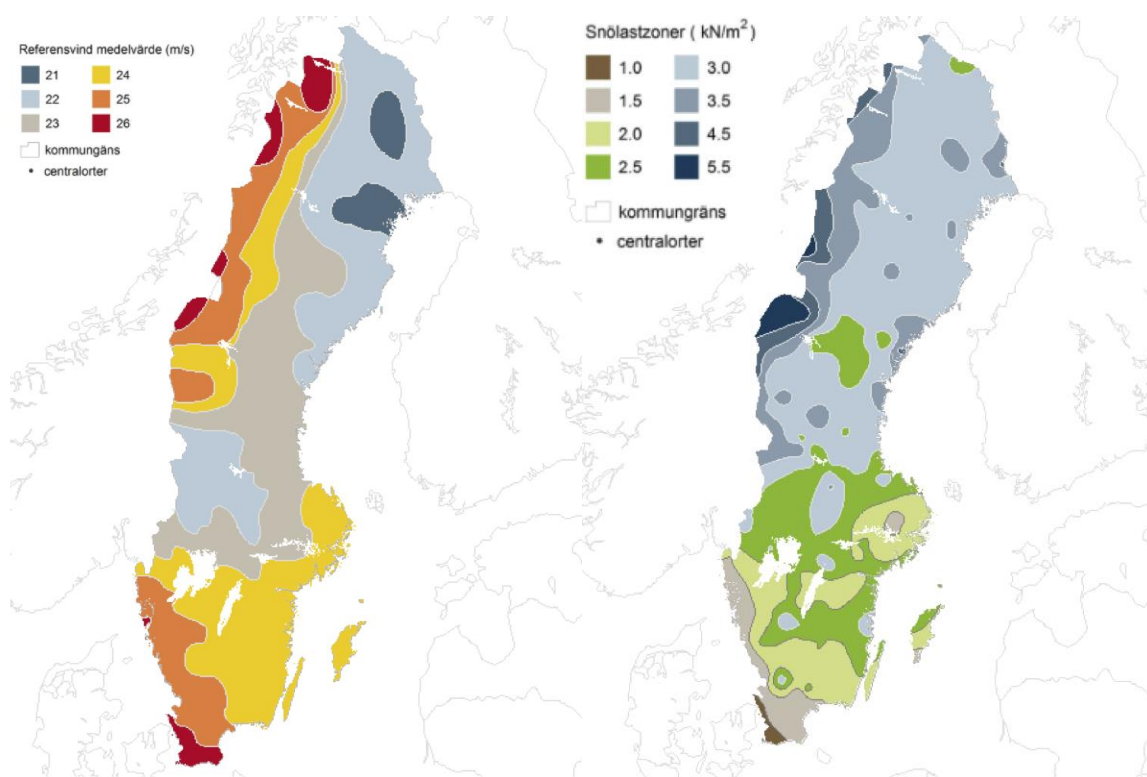
### 4.2 Beräkning

För att kunna kontrollera FE-modellens tillförlitlighet kommer handberäkningar att genomföras, dessa skall därefter jämföras med resultatet från FEA. De lastfall och krafter vilket kommer belasta modellen kommer beräknas genom formelbaserade metoder enligt vedertagen standard Eurokod EN-1990. Eurokod EN-1990 är en standard för grundläggande konstruktionsdesign. Den definierar de krav och principer som ställs på konstruktionen. EN-1990 kommer här att användas för att definiera de laster vilket kommer ställas på modellen. För standarden finns tre säkerhetsklasser, där säkerhetsklass 3 är den högsta. Dessa säkerhetsklasser används för dimensionering med partialkoefficientmetoden, se bilaga 1 för dessa ekvationer.

Dessa ekvationer bygger på permanenta laster, variabel huvudlast och samverkande variabla laster. Permanenta laster grupperas också till gynnsamma och ogynnsamma laster, för denna modell kommer endast ogynnsamma laster att påverka modellen, då inga gynnsamma laster kommer påverka cisterntaket. Med gynnsamma laster menas laster som motverkar varandra medan ogynnsamma laster summeras.

Variabel huvudlast och samverkande variabla laster är laster som kan inträffa samtidigt, för denna modellen motsvarar det snö- och vindlaster. Skillnaden mellan variabel huvudlast och samverkande variabla laster är att dess extremvärden sällan inträffar samtidigt, på detta sätt kan man därför reducera dess extremvärden. Detta ger upphov till två lastfall som kommer att beräknas, ett med snö som huvudlast och ett med vind som huvudlast. För de samverkande variabla lasterna används även reduktionsfaktorer, dessa går att hämta från EKS-11, se bilaga 2. Här finner man reduktionsfaktorer för snö och vind. Genom att ställa upp dessa ekvationer kan man få ut lastkombinationerna som skall appliceras till handberäkningarna och FEA.

Snölaster och vindlaster kan variera stort i Sverige på Boverkets hemsida finns kartor över snö- och vindlastzoner, se figur 1 och 2. Dessa kartor används vid appliceringen av snö- och vindlast.



Figur 1, Vindlastzoner Sverige[7]

Figur 2, Snölastzoner Sverige[6]

För bestämning av vindlast behövs ytterligare värden beräknas, dessa tas från EKS-11 samt EN 1991-1-4. EKS-11 används för att beräkna det karakteristiska hastighetstrycket, se bilaga 3. Detta värde är beroende av terrängtyp, vindhastighet och höjden för cisternen. Det finns fem olika terrängtyper, se bilaga 4.

En 1991-1-4 används för att beräkna den utvändiga vindlasten på ytor, se bilaga 5. Denna ekvation är beroende av det karakteristiska hastighetstrycket hämtat från EKS-11 och en formfaktor för utvändig vindlast. Denna formfaktor hämtas från EN 1991-1-4, 7.2.5 Sadel- och motfallstak.

### 4.3 FEA

För finita element analys, FEA, används programmet Ansys. För att undersöka hur kompatibiliteten mellan Solidworks och Ansys fungerade gjordes en simpel modell i Solidwork vilket sedan sparades ner i formatet .step. Filen går sedan att öppna genom Ansys.

## 5. CAD-Modellering

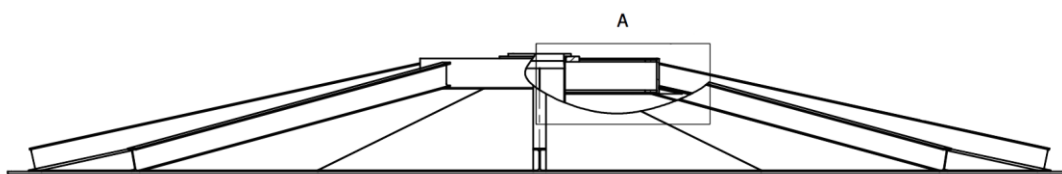
Följande kapitel kommer att beskriva cisterntaken vilka låg till grund för CAD-modellerna, vilka problem som uppstod under CAD-modelleringen samt vad som låg bakom de beslut som fattades under CAD-modelleringen.

### 5.1 Beskrivning av ritningar

Nedan kommer de två ritningar som har tilldelats från Dekra att beskrivas. Dessa ritningar har utgjort grunden för CAD-modelleringen. De båda ritningarna skall efterlikna en "standardkonstruktion" av ett cisterntak men utformade på olika sätt, se figur 5 och 6.

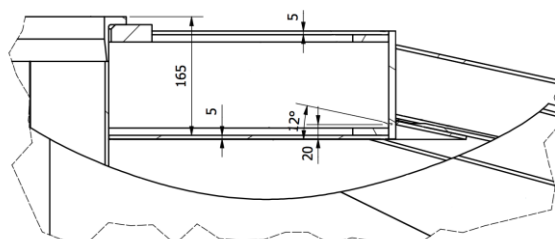
#### 5.1.1 Cisterntak 1

Följande stycke beskriver de delar vilket visas i snitt A, se figur 3. Cisterntak 1 består av en centrumring vilken är stabiliserad av två stödringar, I centrum av centrumringen finns en ventil. Fastsvetsad under den nedre stödringen sitter en centrumplåt. På yttersidan av centrumringen är en centrumkona fastsvetsad, centrumkonan är där för att bära upp takplåten vilket svetsas ovanpå centrumkonan.



Figur 3, Ritning av Cisterntak 1 sidovy

Figur 4 visar snitt A i storleken (1:5), här ser man konstruktionen över centrumdelen för Cisterntak 1.

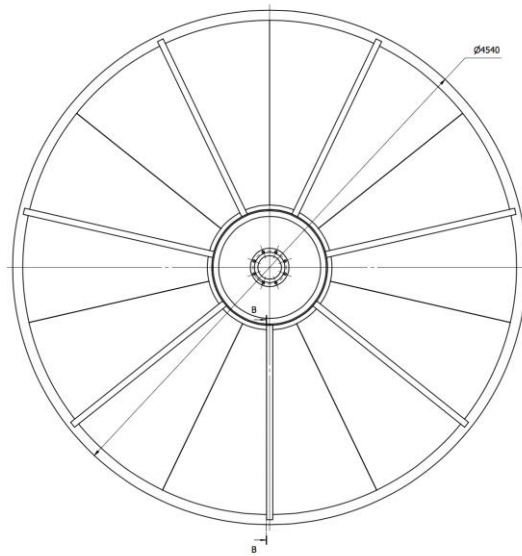


A (1:5)

Figur 4, Snitt A från figur 3

Runt om centrumringen svetsas sju IPE 100 balkar fast, dessa är placerade ovanpå takplåten. Den andra änden av balken svetsas i en takring. I takringen är även takplåten fastsvetsad.

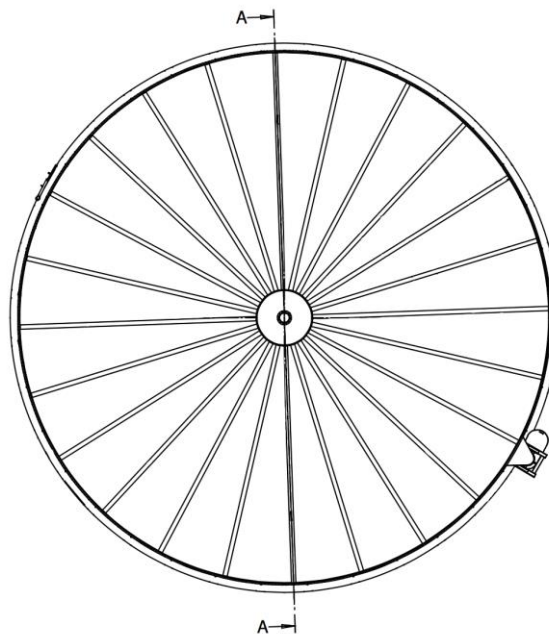
Takringen är fastsvetsad utanpå cisternens mantel. Cisterntaket har en ytterdiameter på 4540 mm vilket är yttermättet på takringen. Se figur 5.



Figur 5, Ritning av Cisterntak 1 ovanifrån

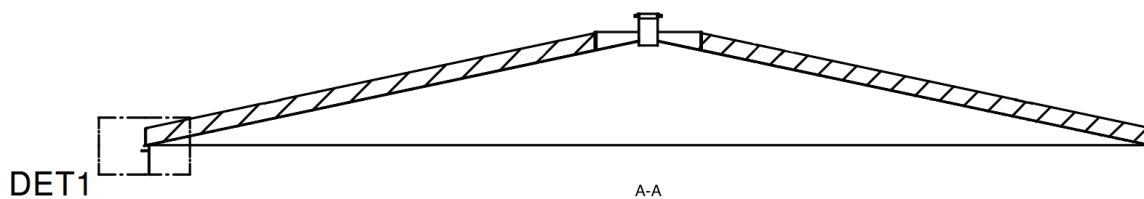
### 5.1.2 Cisterntak 2

Cisterntak 2 består av en centrumring vilket de 24 IPE 240 balkarna är insvetsade mot, se figur 6. I mitten av centrumringen är en ventil placerad. Under balkarna är ett enkelrundat plåttak fastsvetsat. Cisterntaket har en ytterdiameter på 14 610 mm vilket är yttermättet på ytterringen.



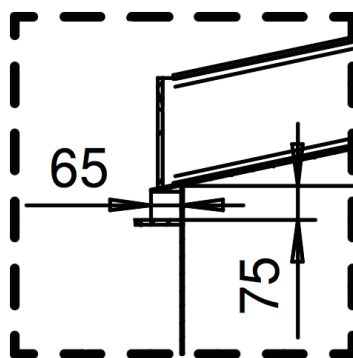
Figur 6, Ritning av Cisterntak 2 ovanifrån

Figur 7 visar snitt A-A av Cisterntak 2, se figur 6, här ser man taket i en sidovy. I figuren finns ytterligare ett snitt DET1 som visar hur ytterringen är konstruerad.



Figur 7, Snitt A-A från figur 6

Följande stycke beskriver de delar vilket visas i figur 8. I nedre änden av balkarna är en ytterplåt fastsvetsad. Balkarna är fastsvetsade på en yttering vilket är fastsvetsad på mantelns utsida.



DET1  
1:25

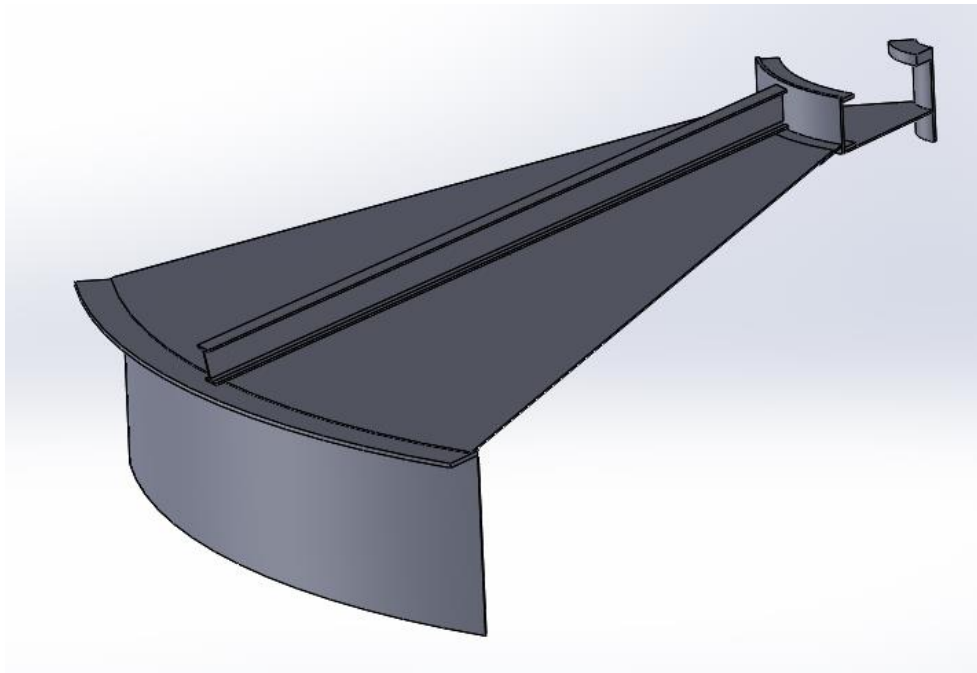
Figur 8, Snitt DET1 från figur 7

## 5.2 Beskrivning av CAD-parter

Då den slutgiltiga CAD-modellen skall kunna utformas för dom båda ritningarna, nämnda i kapitel 5.1, delades modelleringen in till att börja modellera varje konstruktion för sig. Detta för att på ett enkelt sätt hitta likheter och avvikelser mellan konstruktionerna, nedan kommer respektive CAD-modell att presenteras.

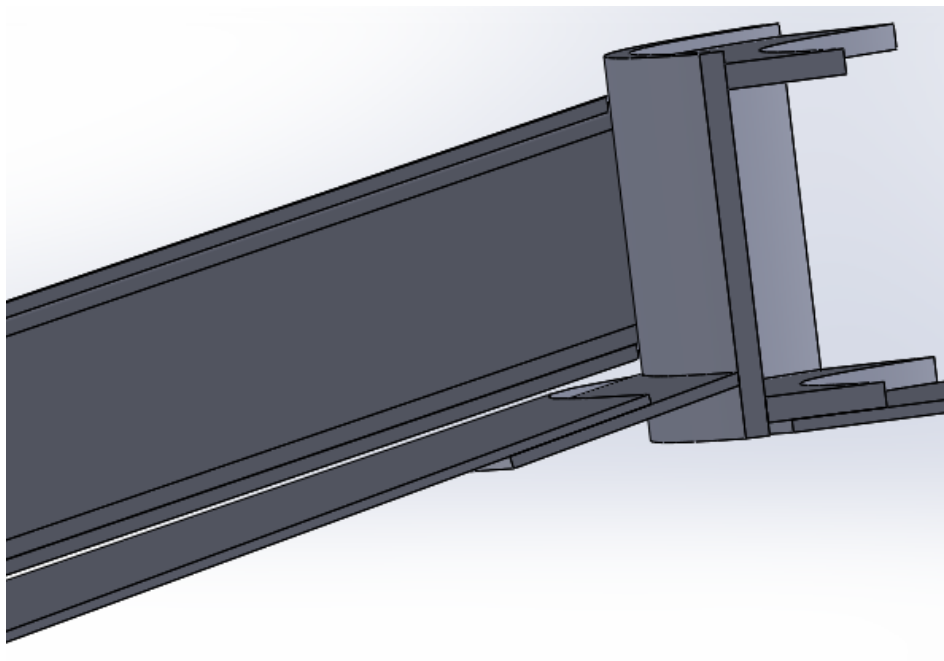
### 5.2.1 Cisterntak 1

Modelleringen av Cisterntak 1 genomfördes på två olika sätt, först modellerades alla nio delar som tillhör cisterntaket, därefter gjordes en förenkling av modellen genom att slå ihop alla delar till en part. Eftersom cisterntaket är symmetriskt och innehåller 7 takbalkar delades taket upp till en tårtbit med  $360/7$  graders vinkel. De delar som tillhör Cisterntak 1 är en IPE-100 balk, en takplåt, en takering, en del av manteln, en centrumring, en centrumkona, två stödringar och en takplåt för centrumdelen.



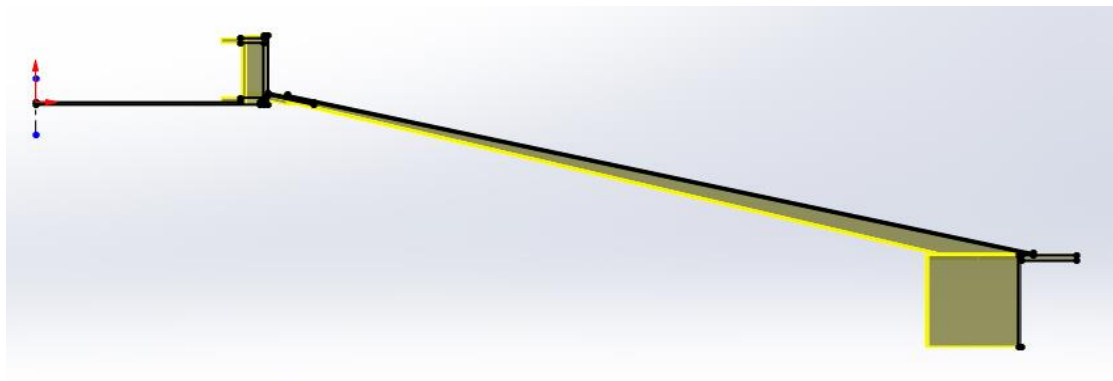
*Figur 9, Assembly av Cisterntak 1*

Figur 9 visar en assembly av Cisterntak 1, här har varje CAD-part monterats ihop med villkor. För denna assembly uppstod ett problem vid kontaktytan mellan balken och takplåten som är enkeltkrökt, se figur 10.



*Figur 10, Glapp mellan tak och balk*

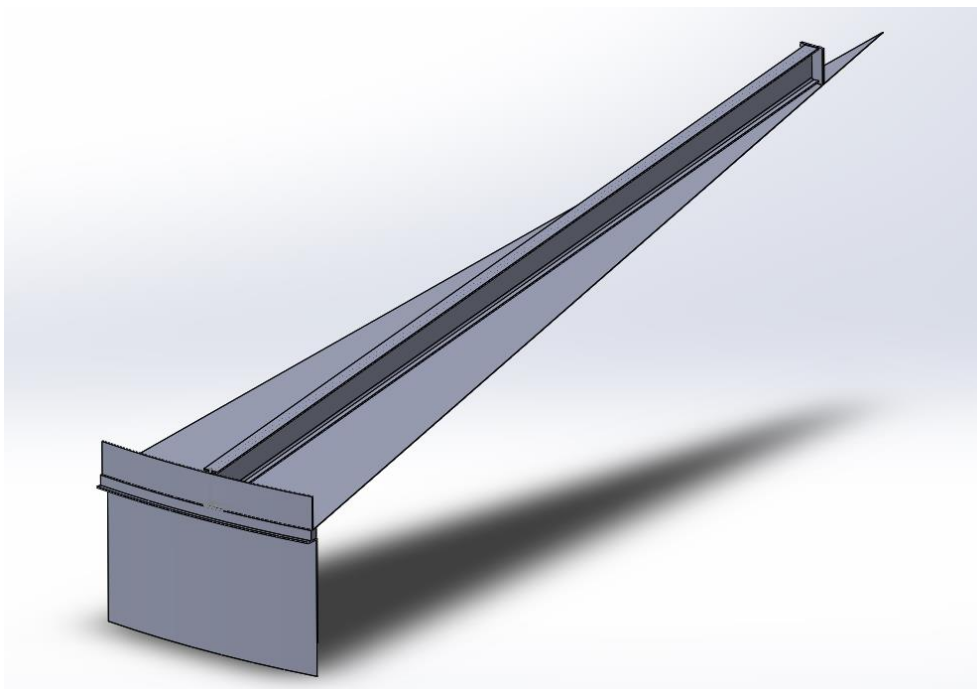
För att undvika problemet som figur 10 visar, modellerades hela cisterntak 1 som en CAD-part, se figur 11. Genom att modellera cisterntak 1 på detta sätt undviks problemet med kontaktytan mellan balk och takplåt, då denna modell inte kräver någon assembly.



*Figur 11, CAD-part över Cisterntak 1*

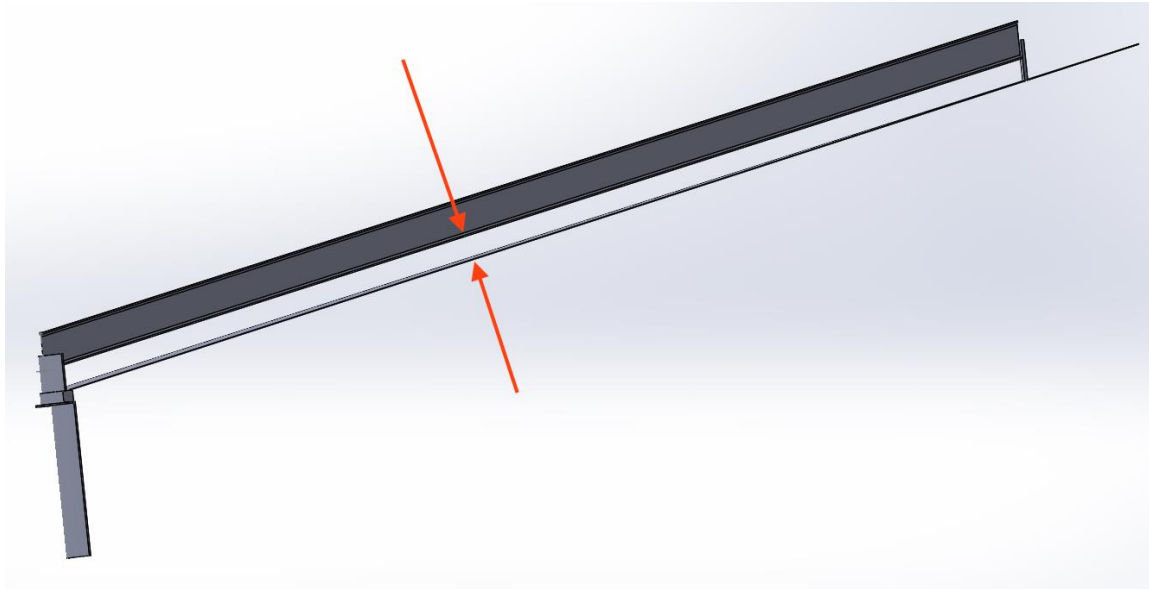
### 5.2.2 Cisterntak 2

Modelleringen av Cisterntak 2 genomfördes på två olika sätt, först modellerades alla sju delar som tillhör cisterntaket, därefter gjordes en förenkling av modelleringen genom att slå ihop vissa delar till en part. Eftersom cisterntaket är symmetriskt och innehåller 24 balkar delades taket upp till en tårtbit med 360/24 graders vinkel. Dom delar som tillhör Cisterntak 2 är en IPE-240 balk, en takplåt, en centrumring, en taktving, en stödkubsring, en ytterring och en del av manteln.



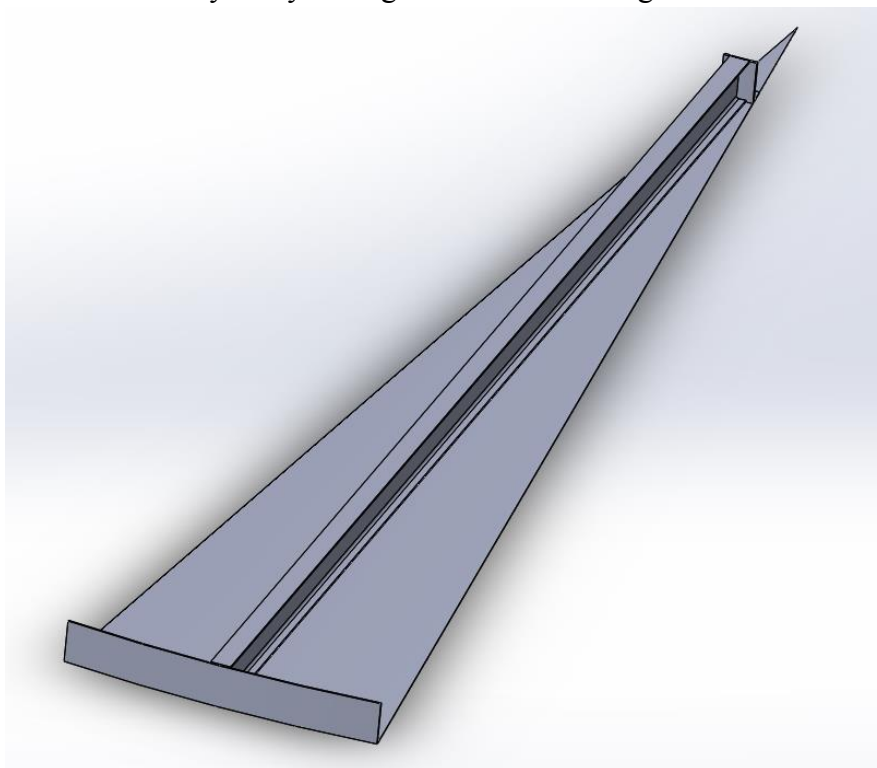
*Figur 12, Assembly av Cisterntak 2*

Figur 12 visar assemblyn för den första modelleringen, för denna assembly har varje del av cisternen modellerats och därefter monterats med villkor i Solidworks. Här uppstod problem vid monteringen för balken och takplåten, detta uppstår pga att balken har en rak kontakt yta medan takplåten är enkelkrökt, se figur 13.



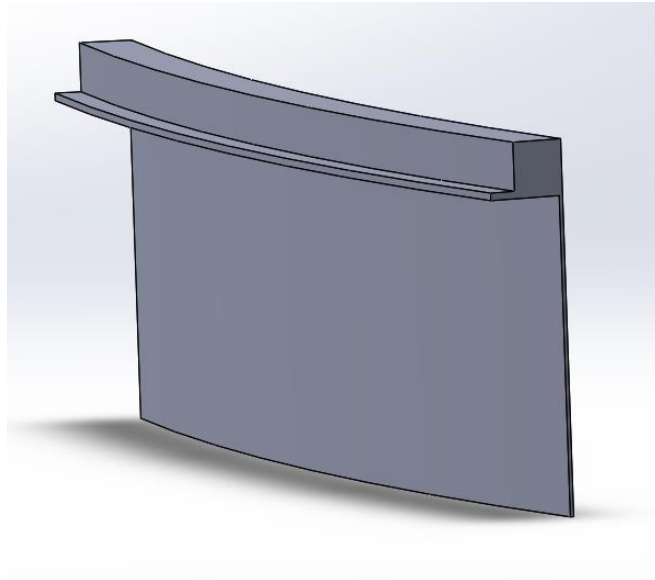
*Figur 13, glapp mellan tak och balk*

För att undvika detta problem modellerades takplåten tillsammans med balken i en CAD-part, se figur 14. Denna förenkling åtgärdar problemet mellan kontaktytorna. Utöver balken och takplåten innehåller assemblyn en ytterring och en centrumring där balkens ändar ska fästas.



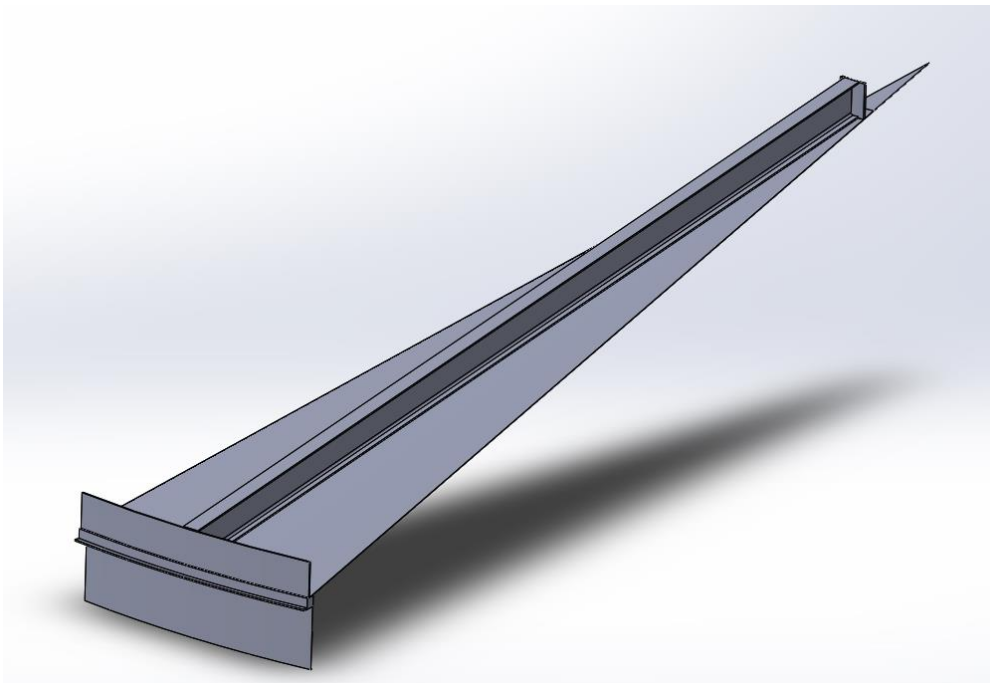
*Figur 14, CAD-part av balk, tak, ytterring och centrumring*

Därefter modellerades resterande delar, en stödkub, en takring och en del av manteln i ytterligare en CAD-part se figur 15.



*Figur 15, CAD-part av mantel, takring och stödkub*

Med hjälp av dessa två CAD-parter kunde en andra assembly av cisterntaket tas fram, med hjälp av dessa förenklingar undviks problemet vid monteringen av balken och takplåten. Se figur 16 för andra assemblyn av cisternen.

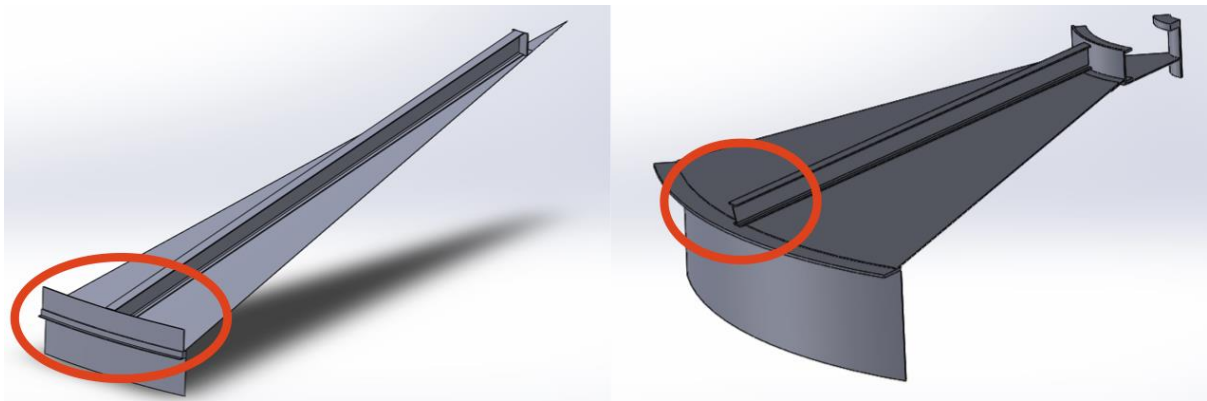


*Figur 16, Assembly av Cisterntak 2, version 2*

### 5.3 Diskussion

Det framstod vid modelleringen att måtten på ritningarna inte går att följa exakt då alla delar inte har full kontakt på dessa ritningar. I modelleringen utformades alla parter först efter ritningarna och sedan utökades dessa parter för att lägga full kontakt mellan parterna.

Skillnaden mellan Cisterntak 1 och Cisterntak 2 är hur plåttaket och IPE balken är upplagd och fäst. På Cisterntak 1 är IPE balken kapad i en 78 gradig vinkel på den övre änden av balken för att göra det möjligt att fästa hela balkänden mot centrumringen. Den nedre änden förblir vinkelrät i förhållande till balken och fästs endast i den nedre kanten av balken mot ytterringen. På Cisterntak 2 är den övre änden kapad i en 78 gradig vinkel för att kunna fästa hela ändytan i centrumringen. Den nedre änden är också kapad i en 78 gradig vinkel för att Cisterntak 2 har en ytterplåt som ligger runt alla balkar mot den nedre änden av IPE balkarna. se figur 17 här ser man skillnaden hur IPE-balken och plåttaket är upplagda i de olika modellerna.



Figur 17, skillnad mellan cisterntak 2 och 1

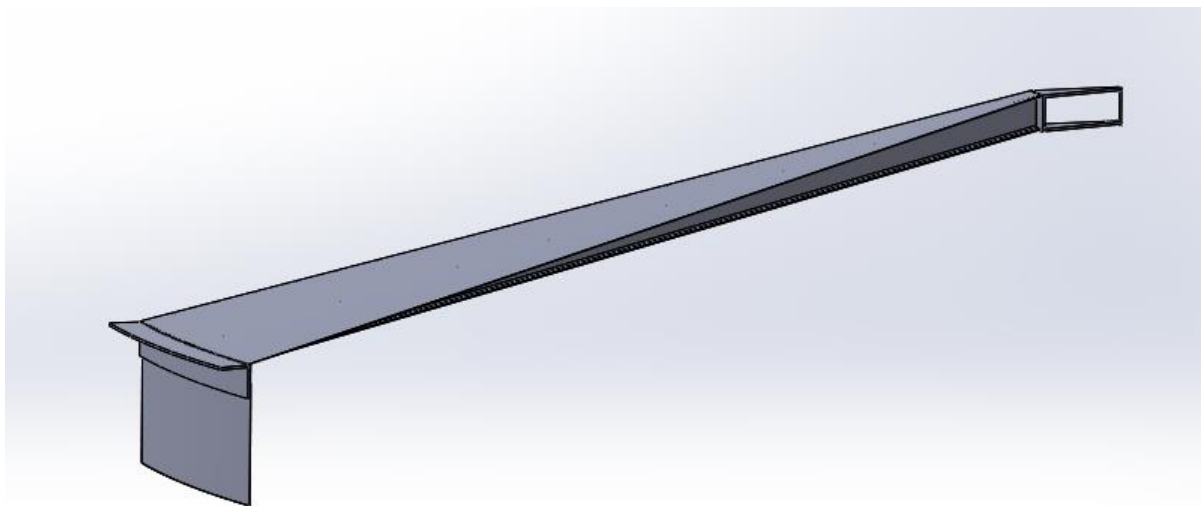
Takplåtarna är placerade och fästa under balkarna på båda konstruktionerna. På Cisterntak 1 går takplåten från ytterringen upp till en centrumkon vilken är fäst i centrumringen, inuti centrumringen ligger en centrumplåt. För Cisterntak 2 går takplåten från stödkubsringen, längst med balken undersida, under centrumringen och upp i mitten.

Dessa skillnader gör det svårt att skapa en modell vilken skall vara möjlig att, genom bara ändra mått, gå från den ena till den andra modellen. För att göra detta möjligt behövs förenklingar av konstruktionerna göras.

Tidigare nämnda reflektioner togs med till ett möte med Dekra där en diskussion fördes om möjliga förenklingar, se bilaga 16. Efter att studerat ytterligare cisterntak framkom det att den vanligaste lösningen på ytterring var en form av L-profil och vid mindre konstruktioner en lösning lik den på Cisterntak 1. Det framkom även att merparten av cisterntaken hade takplåten över balken och inte under vilket både Cisterntak 1 samt Cisterntak 2 har. Därav togs beslutet att takplåten skulle placeras över balken. Alla cisterntak vilket studerades hade någon form av centrumring, vissa var förstärkta som Cisterntak 1 och några var endast en centrumring som på Cisterntak 2. Ett beslut togs att göra en L-profil även vid centrumringen. Balkens infästning bestämdes att den skulle ligga på insidan av manteln då detta var den mest förekommande konstruktionslösningen.

## 5.5 Beskrivning för slutgiltig CAD-modell

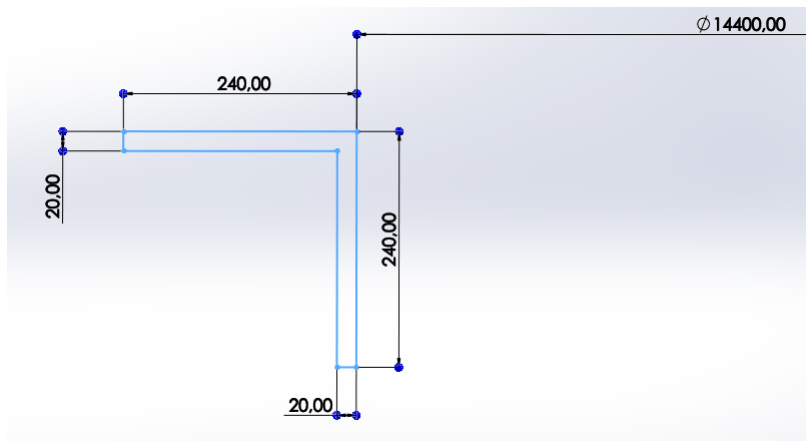
Efter diskussionen med Dekra genomfördes en slutgiltig CAD-modell vilket kommer tas vidare för FEA samt handberäkningar för att kolla dess tillförlitlighet. Nedan kommer respektive CAD-part för modellen att redovisas, här är modellen modellerad efter mått på cisterntak 2.



*Figur 18, Sammansatt assembly av slutgiltig modell*

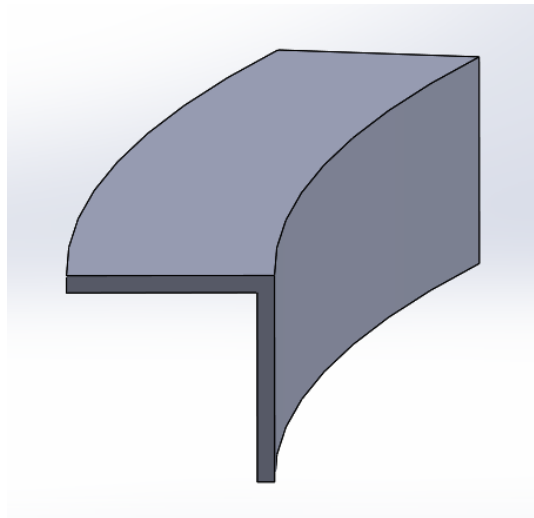
Figur 18 visar den slutgiltiga CAD-modellen vilket innehåller sju CAD-parter dessa är en IPE-balk, en takplåt, en L-profil för takringen, en L-profil för centrumringen, takplåt centrum, en stuts och en del av manteln.

Alla delar för modellen är konstruerade på samma sätt utan IPE-balken. Modelleringen av delarna genomfördes genom att skapa ett tvärsnitt av respektive del och därefter skapa en roterande extrudering. Figur 19 visar hur L-profilens tvärsnitt är konstruerat, här går det enkelt att ställa in de mått som L-profilen skall ha.



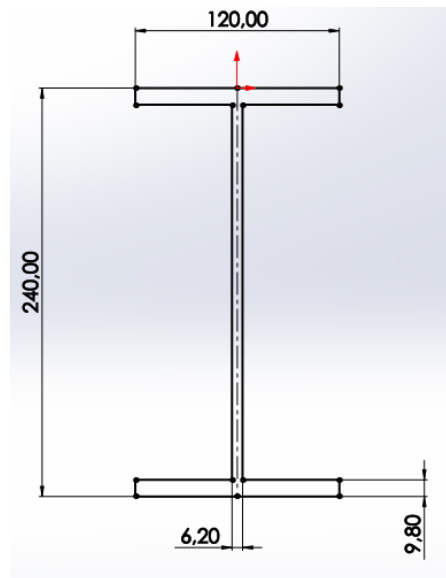
Figur 19, tvärsnitt av takringens L-profil

För detta tvärsnitt skapas därefter en roterande extrudering, på detta sätt kan parten enkelt ändras för att passa önskad modell. Figur 20 visar slutgiltig modell av L-profilen. På samma sätt är resterande rotationssymmetriska delar modellerade.



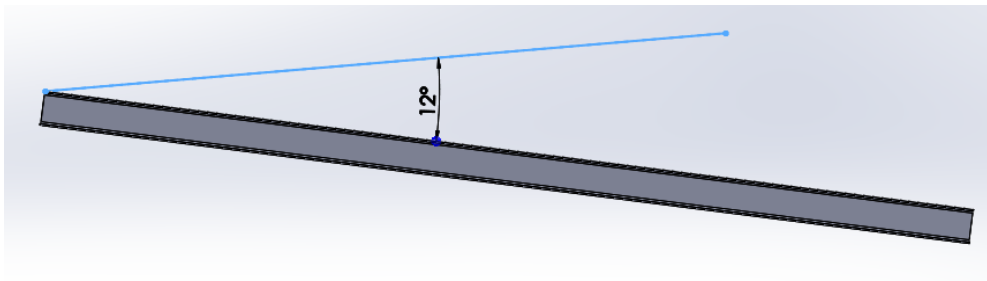
Figur 20, L-profil takring

Då IPE-balken inte är rotationssymmetrisk kan den inte skapas på samma sätt som de rotationssymmetriska parterna. Balken modulerades genom att först skissa balkens profil, se figur 21, därefter extruderades profilen ut i önskad längd. Genom att modulera på detta sätt är det enkelt att ändra balkens profil och längd efter behov.



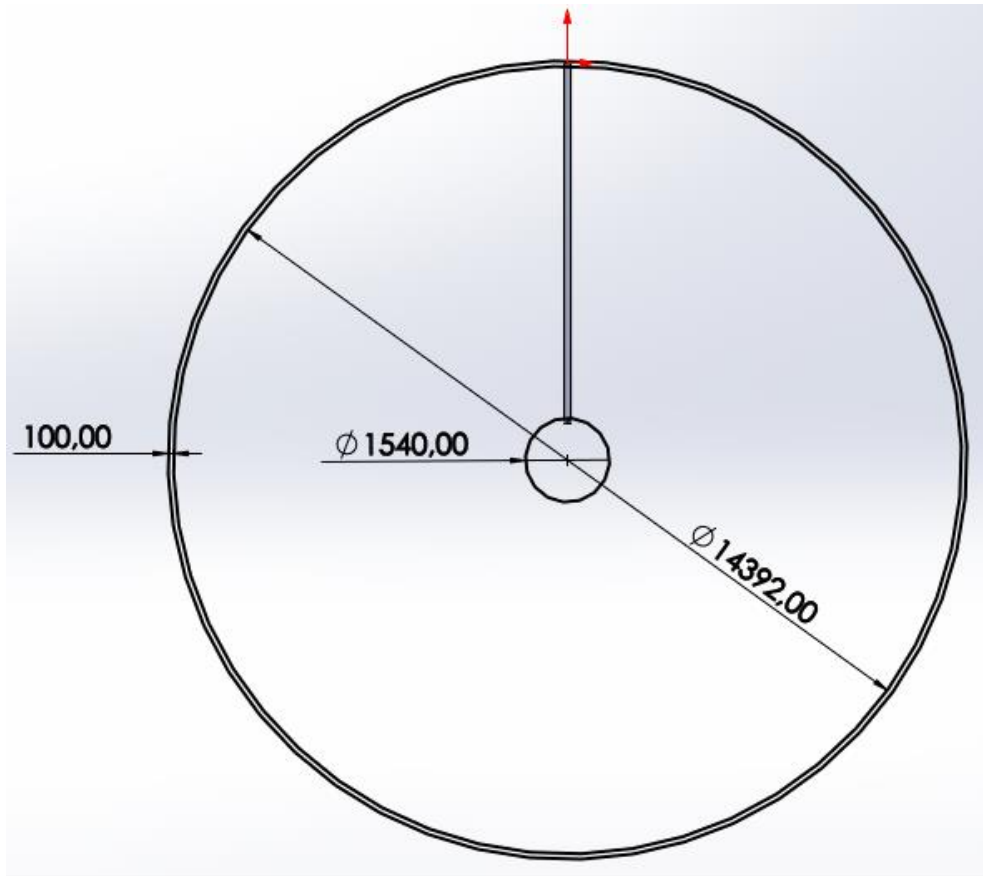
Figur 21, IPE-balken profil

Då IPE-balken skall ligga i en lutning behövs en del av parten skäras bort, detta genomförs med hjälp av att skapa en linje, se figur 22. Denna linje skapas för att enkelt kunna justera IPE-balkens lutning.



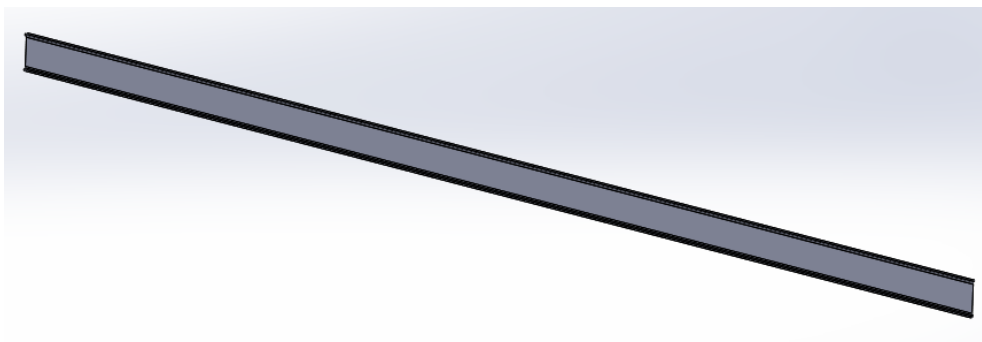
Figur 22, Linje som avgör balkens lutning

Från denna linje skapas ett nytt plan som innehåller tre cirklar vilka är av samma mått som centrumringens ytterdiameter samt mantelns innerdiameter, det är dessa cirklar som ska skära bort den del av IPE-balken som inte behövs. Det är dessa cirklar som skapar en full kontaktyta mellan IPE-balken och resterande delar i modellen vilket begärdes i diskussionen med Dekra.



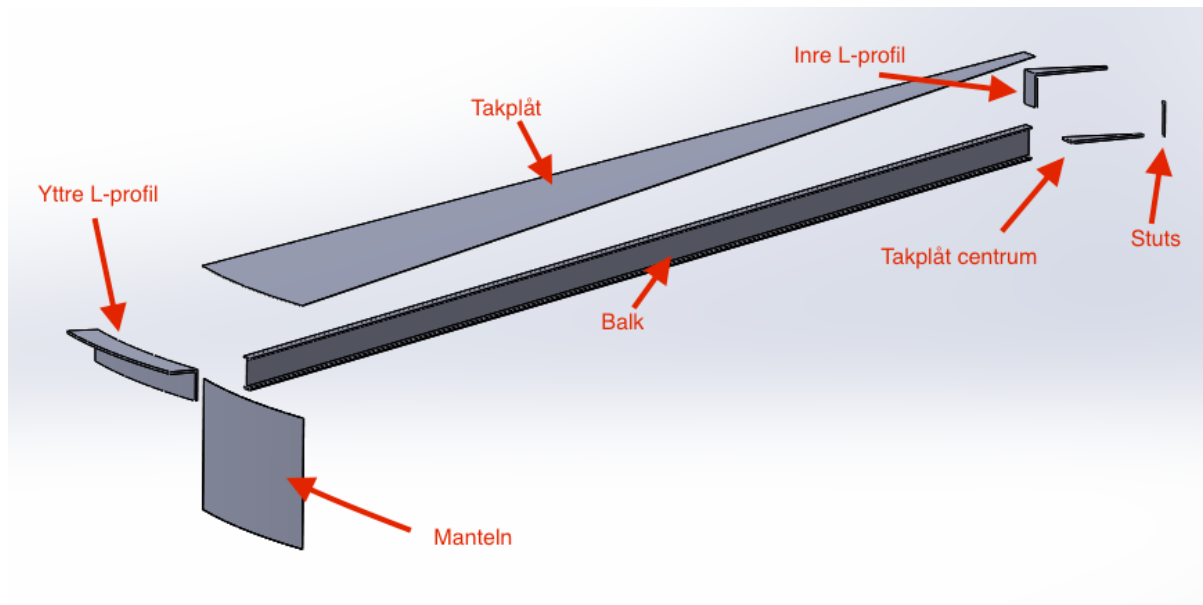
Figur 23, Sketch över cut-view för balk

Figur 23 visar hur planet med de tre cirklarna är modellerade här är det möjligt att justera längden på balken samt radien för kontaktytan. Figur 24 visar den slutgiltiga modellen av IPE-balken.



Figur 24, IPE-balk

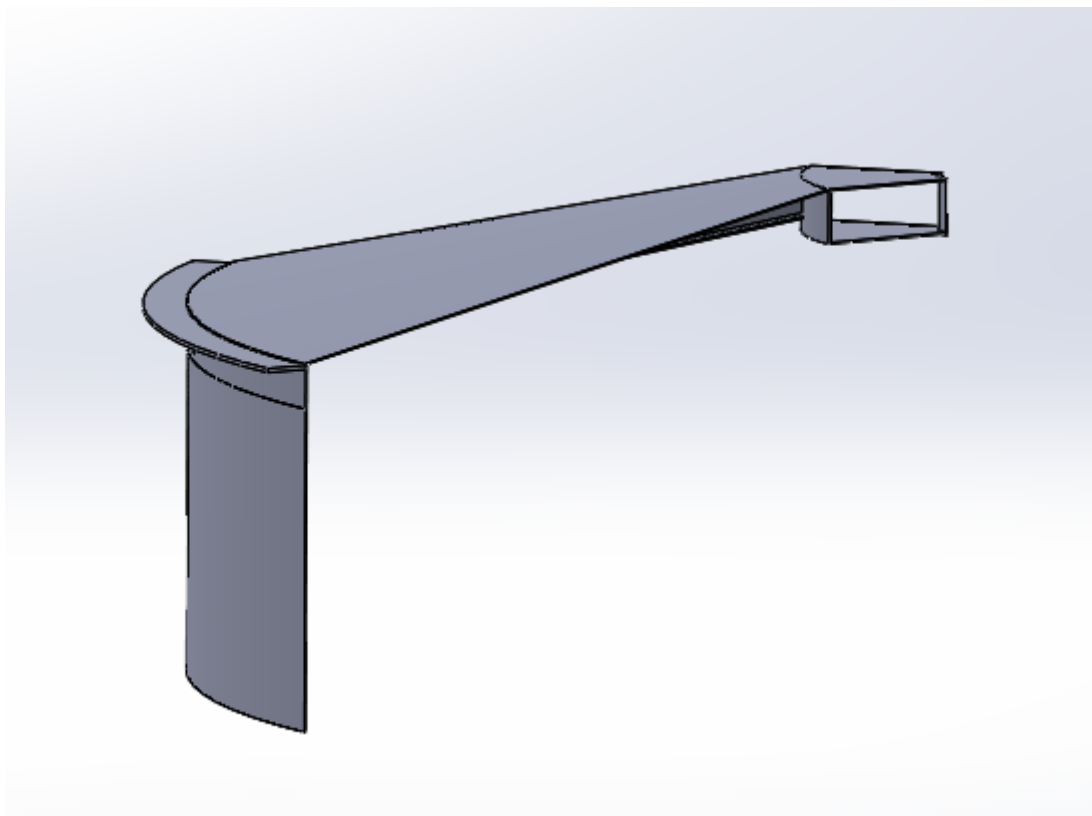
Hopsättningen av alla delar är baserade från delarnas centrumplan. Detta gör det möjligt att ändra parametrar på de olika delarna utan att placeringen gentemot varandra ändras. Figur 25 visar modellens alla olika delar i en exploderad vy.



Figur 25, Slutliga modellens alla delar i en exploderad vy.

## 5.6 Förändring av CAD-modell

För att försäkra att CAD-modellens alla parter enkelt går att ändra ändrades måtten från Cisterntak 2 till Cisterntak 1. Alla delar gick att ändra mått på och en stegvis guide gjordes vilket förklarar alla steg. Guiden ligger med i bilaga 12. Figur 26 visar en helhetsbild på den ändrade modellen.



Figur 26, Helhetsbild omgjord modell

## 6. Beräkning

Följande kapitel kommer att ta upp de olika beräkningar vilket utförts under arbetet. Kapitlet är uppdelat i två delar. Första delen beskriver hur det två olika lastfallen vilket används i beräkningarna har tagits fram. Andra delen tar upp verifieringsberäkningarna vilket gjorts för att verifiera FE-modellen.

### 6.1 Egenvikt och laster

Egenvikten av modellen gjordes med geometriska area och volymsberäkningar. Egenvikten räknades ut på taket i sin helhet, dvs inte bara snittet vilket modellen visar utan det totala taket. Enligt ritningar är det två olika sorters material i modellen, rostfritt stål samt konstruktionsstål. De delar vilket består av rostfritt stål är manteln, takplåten, centrumplåt samt stutsen. Resterande delar består av konstruktionsstål. Densiteten samt E-modulen för de olika materialen togs ur Ansys materialdata, se tabell 1.

Material	E-modul	Densitet
Konstruktionsstål	200 GPa	7850 kg/m <sup>3</sup>
Rostfritt stål	193 GPa	7750 kg/m <sup>3</sup>

Tabell 1, Materialdata

Undertryckets värde bestämdes ur Cisternanvisningar, se bilaga 9, undertrycket togs ut till 850 Pa.

Snölast i Göteborg hämtades från Boverkets hemsida [6][7] se figur 2, under kap.4.2 här ligger snölasten på 1500 Pa. Snölasten på taket är beroende av takets utformning. Enligt ekvation 5.1 i SS-EN 1991-1-3 kapitel 5.2 se bilaga 9, skall för varaktig/tillfällig dimensioneringssituation tre faktorer utöver det karakteristiska värdet för snölast på mark räknas med, snölastens formfaktor, exponeringsfaktorn samt termiska koefficienten.

Exponeringsfaktorn valdes till Normal  $C_e = 1$  då ingen information finns angående topografien, se bilaga 9 tabell 5.1. Termiska koefficienten togs fram enligt standarden, se bilaga 9, till  $C_t = 1$ . Snölastens formfaktor valdes utefter 5.3.3 i SS-EN 1991-1-3, se bilaga 10. Då vinkeln endast är 12 grader valdes enligt tabell 5.2, se bilaga 9, formfaktor  $\mu = 0,8$ .

Följande snölast togs med i beräkningarna enligt ekvation 5.1, se bilaga 9.

$$s = 0,8 * 1 * 1 * 1500 = 1200 Pa \quad (1)$$

Vindlasten beräknades genom ekvation 5.1 se bilaga 5. Denna ekvation bygger på det karakteristiska hastighetstrycket och en formfaktor. Det karakteristiska hastighetstrycket

hämtas från EKS-11, se bilaga 3. Detta värde är beroende på vindhastighet, höjd och terrängtyp. Vindhastigheten i Göteborgsområdet valdes till 25 m/s mha av figur 1, under kap.4.2. Höjden valdes genom att ta cisternens max höjd och terrängtyp I valdes för att efterlikna Göteborgs terrängtyp. Detta bidrog till ett karakteristiskt hastighetstryck på  $1,22 \text{ kN/m}^2$ .

Formfaktorn hämtades från SS-EN-1991-1-4, 7.2.5 Sadel- och Motfallstak. Då H-delen av taket tar upp den största delen av vinden togs formfaktorn från den delen, se bilaga 6 och 7. Här plockades den positiva formfaktorn för en taklutning på 15 grader till 0.2. Detta insatt i ekvation 5.1 ger ekvation (2).

$$w = q(z) * C_{pe} = 1220 * 0.2 = 244 \text{ Pa} \quad (2)$$

Alla beräkningar är gjorda i Matlab, se bilaga 12 för Matlabkod. I tabell 2 listas samtliga värden.

	Värden
Egenvikt	15414 kg
Undertryck	850 Pa
Snölast	1200 Pa
Vindlast	244 Pa

Tabell 2, Lastvärden

## 6.2 Beräkning av lastfall

För beräkningen av lastfall användes ekvation 6.10b, se bilaga 1. Säkerhetsklassen som valdes var klass 3, det bidrar till att partialkoefficienten  $\gamma_d=1$ . Detta är den högsta säkerhetsklassen vilket används för dimensionering med partialkoefficientmetoden.

De laster som ingår i denna modell är egenvikt, undertryck, vindlast och snölast, dessa grupperades enligt:

Egenvikt - ogynnsam permanent last

Undertryck - ogynnsam permanent last

Vindlast - Variabel huvudlast och samverkande variabel last

Snölast - Variabel huvudlast och samverkande variabel last

Detta bidrog till att två lastfall beräknades, ett med vindlast som huvudlast och ett med snölast som huvudlast. Ekvation 6.10b, se bilag 1, användes och detta resulterade till följande lastfall.

$$\text{Lastfall 1} = \gamma_d * 0.89 * 1.35 * 9.81 * \text{Egenvikt} + \gamma_d * 0.89 * 1.35 * \text{Undertryck} + \gamma_d * 1.5 * \text{Vindlast} + \gamma_d * 1.5 * \Psi_0 * \text{Snövikt}$$

$$\text{Lastfall 2} = \gamma_d * 0.89 * 1.35 * 9.81 * \text{Egenvikt} + \gamma_d * 0.89 * 1.35 * \text{Undertryck} + \gamma_d * 1.5 * \text{Snölast} + \gamma_d * 1.5 * \Psi_0 * \text{Vindlast}$$

Dessa ekvationer namnges (3) och (4).

Här är partialkoefficienten  $\gamma_d=1$  för samtliga laster och  $\Psi_0$  är en reduktionsfaktor som varierar för olika lastfall. Dessa reduktionsfaktorer hämtades från EKS-11, se bilaga 2. Här användes  $\Psi_0=0,3$  för vindlasten, medan  $\Psi_0$  för snölasten varierade mellan 0,6-0,8 beroende av storleken på snölasten. Från kapitel 6.1 Egenvikt och Laster valdes snölasten till  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , detta ger enligt Tabell B-1 att reduktionsfaktorn  $\Psi_0=0,6$  för snölasten, se tabell 3. De resterande parametrarna hämtas från tabell 2 beräknade i kapitel 6.1

	Vindlast	Snölast
Reduktionsfaktorer $\Psi_0$	0,3	0,6

Tabell.3 Reduktionsfaktorer för vindlast och snölast

Genom dessa ekvationer beräknades de reducerade krafterna som skall appliceras på modellen i FEA, se tabell 4. Dessa beräkningar genomfördes med hjälp av Matlab, se bilaga 12 för matlabkod.

	Lastfall 1	Lastfall 2
Reducerad egenvikt	1,2*Egenvikt	1,2*Egenvikt
Reducerat undertryck	1,2*Undertryck	1,2*Undertryck
Reducerad vindlast	1.5*Vindlast	0.45*Vindlast
Reducerad snölast	1.05*Snölast	1.5*Snölast

Tabell. 4, Reducerade krafter för respektive lastfall

### 6.3 Verifieringsberäkning

För att verifiera FE-modellen gjordes formelbaserade handberäkningar. För att kontrollera spänningen i nederkant av modellens mantel användes definitionen av normalspänning, ekvation (5). Summa av de vertikala krafterna delat på mantelns snittarea. Detta resulterade i en spänning på 3,83 MPa.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (5)$$

Där:

$\sigma$  är spänningen som uppstår i manteln.

A är tvärsnittsarean för manteln.

P är kraften som verkar på manteln.

För att verifiera utböjningen av balken genomfördes formelbaserade handberäkningar. Här användes elementarfall [9], utböjningen av balken räknades på fast inspänd, fritt upplagd och fast inspänd i ena änden och fritt upplagd i andra änden. Modellen är en blandning av dessa fall och utböjningen bör därför ligga i mellan extremfallen fast inspänd och fritt upplagd.

För beräkningar av utböjningen användes lastfall två, detta då den ger upphov till störst lastfall. De laster vilket ingår i beräkningarna är egenvikten för balken och taket, snölasten på taket, ytterrigen, innerringen och stutsen, vindlasten på taket och undertrycket på taket.

För beräkningen av fast inspänd användes ekvation (6) och gav en utböjning på 1,75 cm.

$$v_{max} = \frac{pL^4}{384EI} \quad (6)$$

För beräkningen av fast inspänd+fritt upplagd användes ekvation (7) och gav en utböjning på 3,51 cm.

$$v_{max} = \frac{pL^4}{192EI} \quad (7)$$

För beräkningen av fritt upplagd användes ekvation (8) och gav en utböjning på 8,8 cm.

$$v_{max} = v\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{5pL^4}{384EI} \quad (8)$$

Där:

$v$  är balkens utböjning.

L är längden på balken.

p är en punktlast med summan av krafterna som påverkar balken.

E är balkens E-modul.

I är yttröghetsmoment för balken.

	Lastfall 2 (kritisk last)
Spänning i manteln	3,83 MPa
Utböjning i balken (fast inspänd)	1,75 cm
Utböjning i balken (fast inspänd+fritt upplagd)	3,51 cm
Utböjning i balken (fritt upplagd)	8,8 cm

Tabell 5, Sammanfattning av beräknade värden

Tabell 5 visar det resultat som framkom vid beräkningarna, tabellen visar att deformationen bör ligga mellan 1,75 cm till 8,8 cm. Då deformationerna är väldigt stora, behövs ytterligare beräkningar med större likhet till den verkliga modellen genomföras.

Genom att studera elementarfallen och med hjälp av superponering kunde två nya samband för deformationen tas fram. Dessa ekvationer efterliknar det verkliga fallet mer noggrant och beräknar extremfallen fast inspänd och fritt upplagd. Här användes elementarfall med en linjärt varierande utbredd last istället för en utbredd last.

$$v = \frac{QL^3}{180EI} \left( -3 \frac{x^5}{L^5} + 15 \frac{x^4}{L^4} - 20 \frac{x^3}{L^3} + 8 \frac{x}{L} \right) \quad (9)$$

Där:

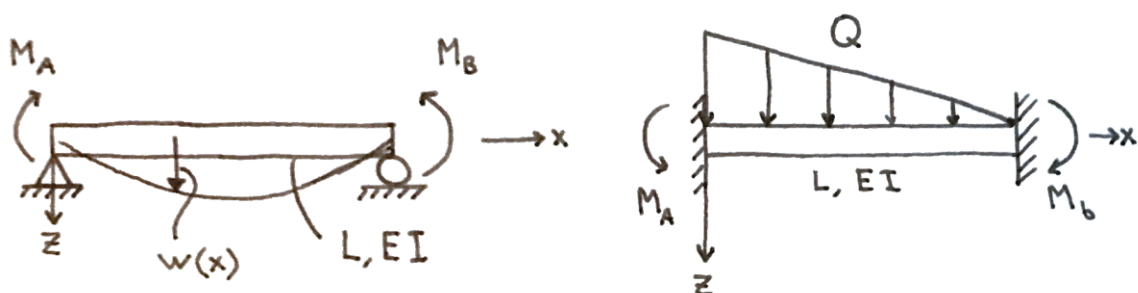
Q är summan av den linjärt varierande utbredda lasten.

x är vart på balken beräkningen genomförs.

Resterande värden är de samma som i tidigare deformations beräkningarna.

För ekvation 9 fritt upplagd balk, används summan av det krafter som verkar på balken som summan på den varierande utbredda lasten. Detta gav en maximal utböjning på 1,24 cm.

För att ta fram ett samband för fast inspänd balk superponeras två elementarfall från Tore Dahlbergs formelsamling [9], se fig. 27.



Figur 27, Elementarfall hämtad från Tore Dahlbergs formelsamling [9]

I det första elementarfallet tas stödmoment ut,  $M_a$  och  $M_b$  med hjälp av följande ekvationer.

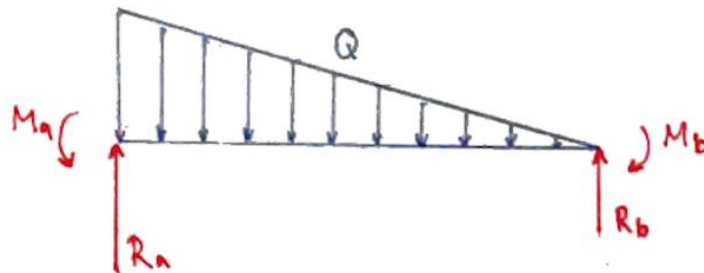
$$M_a = \frac{QL}{10} \quad (10)$$

$$M_b = \frac{QL}{15} \quad (11)$$

Dessa stödmoment användes därefter i ekvation (12) som tar fram utböjningen för en fast inspänd balk. Denna beräkning gav en maximal utböjning på 2,5 mm.

$$v = \frac{L^2}{6EI} \left( M_a \left( 2 \frac{x}{L} - 3 \frac{x^2}{L^2} + \frac{x^3}{L^3} \right) + M_b \left( \frac{x}{L} - \frac{x^3}{L^3} \right) \right) \quad (12)$$

Då balkarna tar upp den större delen av krafterna som angriper modellen genomfördes en verifieringsberäkning av böjspänningen på balken. För denna beräkning angavs balken som fast inspänd, där momenten framtagna från ekvation (10) och (11) användes som stödmoment, se figur 28 för friläggning av balken.



Figur 28. Friläggning av balkberäkning

Genom jämvikt togs stödkrafterna,  $R_a$  och  $R_b$  fram. Dessa krafter är dom som verkar på respektive ände av balken.

$$R_a = \frac{2Q}{3} \quad (13)$$

$$R_b = \frac{Q}{3} \quad (14)$$

Därefter snittades balken för att ta fram ett samband på böjmomentet enligt följande.

$$M(x) = R_b \cdot x - q(x) \cdot \frac{x^2}{6} - M_b \quad (15)$$

Där  $q(x)$  är den linjärt varierande utbredda lasten, genom att tillämpa räta linjens ekvation kunde följande samband tas fram.

$$q(x) = q_0 + \frac{q_1 - q_0}{L} \cdot x \quad (16)$$

Där:

$q_0$  är den första kraften som verkar på balken och  $q_1$  den sista kraften. Denna beräkning använder  $q_0 = 0$  och  $q_1 = \frac{2Q}{L}$ .

Böjspänningen beräknas därefter mha av ekvation 17.

$$\sigma_b = \frac{M(x)}{W_b} \quad (17)$$

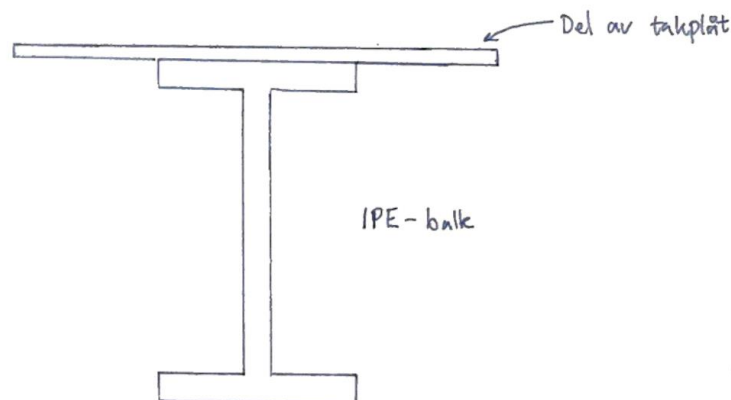
Där:

$$W_b = \frac{I}{|Z_{max}|} \quad (18)$$

Där  $Z_{max}$  är avståndet från balkens tyngdpunkt till balkens ytterkant i tvärsnittet. Ekvation 17 gav en maximal böjspänning på 32,6 MPa.

För den verkliga modellen har takplåten och balken en full kontaktyta, detta bidrar till att balken blir styvare och ekvationerna (9), (12) och (17) visar att yttröghetsmomentet har en stor påverkan på dess resultat. Därför genomfördes ytterligare beräkningar för att ge en större noggrannhet av resultatet.

Då yttröghetsmomentet som tidigare har använts i beräkningarna har varit för en IPE 240 balk, adderas nu en del av takplåten in till yttröghetsmomentet mha Stieners sats. Den del av takplåten som adderas har följande tvärsnitt, se figur 29.



Figur 29, Tvärsnitt för framräknat yttröghetsmoment.

Där höjden är densamma som takplåten och bredden är densamma som halva bredden för takplåten i mitten. Denna förändring gav ett nytt yttröghetsmoment på  $7684,1 \text{ cm}^4$  som används i ekvation (9), (12) och (17). Detta gav en maximal utböjning för en fritt upplagd balk på 6,3 mm och en maximal utböjning för fast inspänd på 1,3 mm. Den maximala böjspänningen i balken blev 16,5 MPa.

Tabell 5 visar en sammanställning av det slutliga resultatet som framkom vid verifieringsberäkningarna, dessa värden skall jämföras med FEA för att kontrollera modellens trovärdighet. Se bilaga 12 för matlab kod som genomför beräkningarna.

Maxvärden	Lastfall 2 (kritiskt lastfall)
Spänning i manteln	3,83 MPa
Reaktionskraft	690 kN
Utböjningen i balken (fritt upplagd)	6,3 mm
Utböjningen i balken (fast inspänd)	1,3 mm
Böjspänning i balken	16,5 MPa

Tabell 6, sammanställning av slutgiltigt resultat

Där reaktionskraften för modellen beräknades genom att summera de krafter som verkar på modellen.

## 6.4 Verifieringsberäkningar för förändrad CAD-modell

För att verifiera den förändrade CAD-modellen och kontrollera att modellen klarar av förändringar, används här samma beräkningar fast med data för den förändrade modellen.

För att verifiera spänningen i manteln används ekvation (5) och gav en spänning på 1,1 MPa.

För att verifiera deformationen genomfördes beräkningarna på en fritt upplagd balk och en fast inspänd balk. Yttre röghetsmomentet ändrades på samma sätt som tidigare och ekvationerna (9) och (12) används. För fritt upplagda balk fick den maximala deformationen 0.27 mm och för den fast inspända blev den maximala deformationen 0.055 mm.

Böjspänningen beräknas mha ekvation (17) och gav en maximal böjspänning på 4,5 MPa. Reaktionskraft beräknas enligt tidigare genom att summera de krafter som verkar på modellen.

Tabell 7 visar en sammanställning av det resultat som framkom i verifieringsberäkningen för den förändrade CAD-modellen.

Maxvärden	Lastfall 2 (kritiskt lastfall)
Spänning i manteln	1,1 MPa
Reaktionskraft	60 kN
Utböjningen i balken (fritt upplagd)	0,27 mm
Utböjningen i balken (fast inspänd)	0,055 mm
Böjspänning i balken	4,5 MPa

*Tabell 7. Sammanställning av resultat för den förändrade CAD-modellen.*

## 7. FEA

Följande kapitel kommer att ta upp hur finita element analysen (FEA) gick till i detalj. Vilka olika val som gjordes, verifieringen mot handberäkningarna samt analysen av modellen.

### 7.1 Genomförande och villkor

CAD modellen vilket skapats i Solidworks sparades ner till en step-fil, filen öppnades sedan i Ansys. I Ansys valdes det två material vilket modellen bestod av, rostfritt stål samt konstruktionsstål. Dessa båda material hämtades från Ansys egna materialportfölj. Alla parter i assemblyn tilldelades sitt sitt material. Manteln, takplåten samt stutsen var, enligt ritningarna till Cisterntak 2, i rostfritt stål, Stainless Steel, resterande parter var gjorda i konstruktionsstål, Structural Steel.

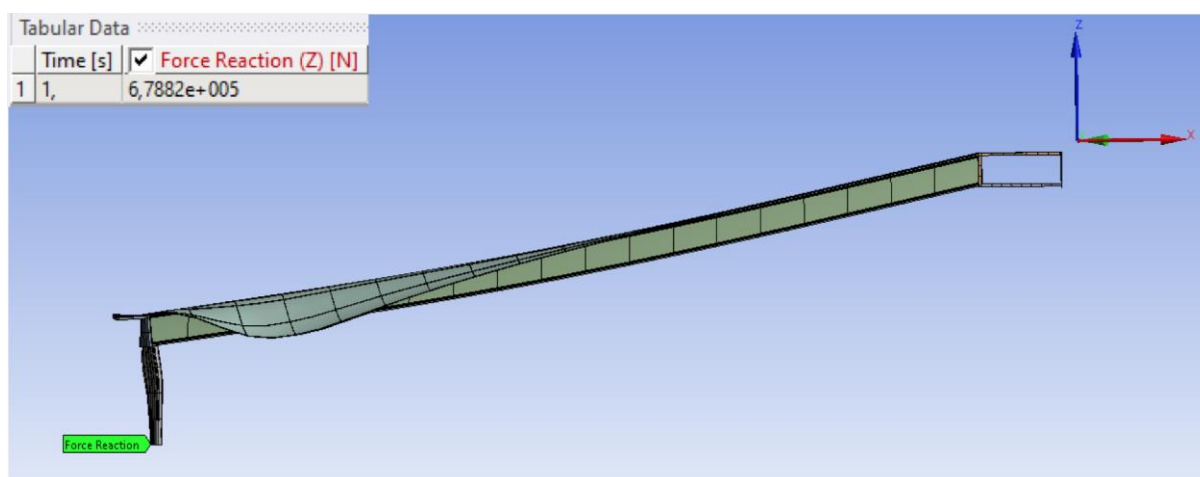
För att genomföra en FEA behövdes det införas villkor för hur modellen skall kunna röra sig. De villkor vilket sattes på modellen var först symmetrivillkor, då endast en del av taket är modellerat. Genom att införa ett nytt cylindriskt koordinatsystem i modellen i Ansys kunde sedan symmetrivillkor på det cylindriska parterna sättas. Koordinatsystemet behövdes för att ange hur modellen skulle rotera. För att simulera att manteln satt fast i resterande delen av cisternen valdes mellan att fixera manteln underkant i rummet eller att fixera den i planet, vilket skulle göra det möjligt för manteln att röra sig friare än om manteln skulle vara fix i rummet. Det valdes att fixera mantelns underkant i rummet då de bättre simulerar hur mantel sitter fast i resterande del av cisternen.

Snölasten och vindlasten, vilket räknades ut i kapitel 6, placerades ut som trycklaster över taket, yttre L-profil, inre L-profil samt stutsen då det är dessa vilket blir utsatta för de lasterna. För egenvikten användes först Ansys egna gravitationslast, vilket ger alla parter en acceleration, i vald riktning, på  $9,8066 \text{ m/s}^2$ . Då egenvikten har en reduktionsfaktor på 1,2 går inte Ansys egna gravitationslast att använda. Lösningen blev att addera en accelerations last på modellen i samma riktning som gravitationen. Lasten vilket lades på var alltså  $1,2 * 9,8066$ . Anledningen till att g valdes till  $9,8066 \text{ m/s}^2$  var för att det var Ansys förinställda gravitationsacceleration.

Det som återstod för att göra en körning var att göra en mesh av modellen. Problemet vilket uppstod efter första meshningen var att takplåten buktade igenom balken. Anledningen var att för första meshningen meshades alla parter för sig. Lösningen blev att mesha hela modellen i ett genom att använda Ansys meshverktyg MultiZone.

## 7.2 Jämförelse med handberäkningar

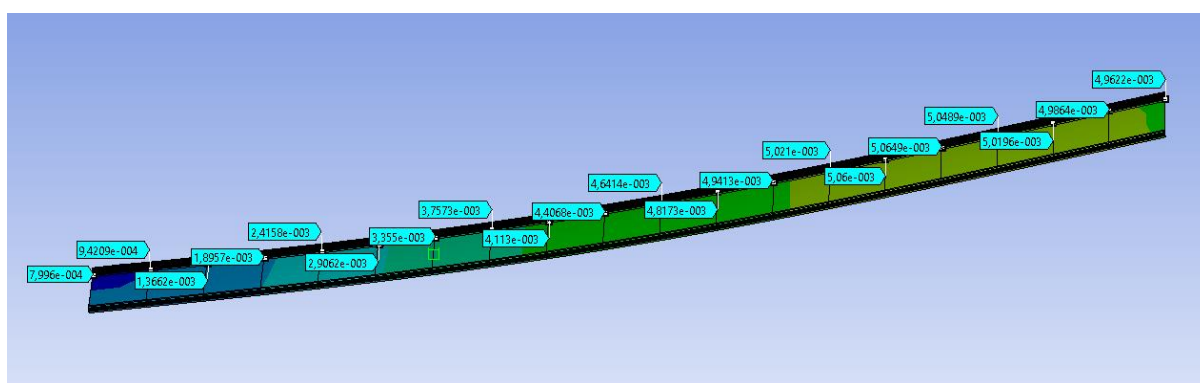
Följande kapitel kommer redovisa det resultat som framkom i FEA för det handberäknade storheterna. Figur 30 visar modellens reaktionskraft på ca 678 kN, den handberäknade reaktionskraften ligger på ca 690 kN. Skillnaden mellan dessa värden kan bero på att reaktionskraften endast räknar med den kraft vilket agerar i z-led. Då handberäkningar gjordes räknades alla krafter på modellen med i z-led medans i själva verket verkar lite av de pålagda krafterna även i x-led, enl. figur 30, på grund av att taket ligger i en vinkel. Detta förklarar varför det handberäknade värdet är något större än reaktionskraftens värde.



Figur 30, Reaktionskraft för slutgiltig modell

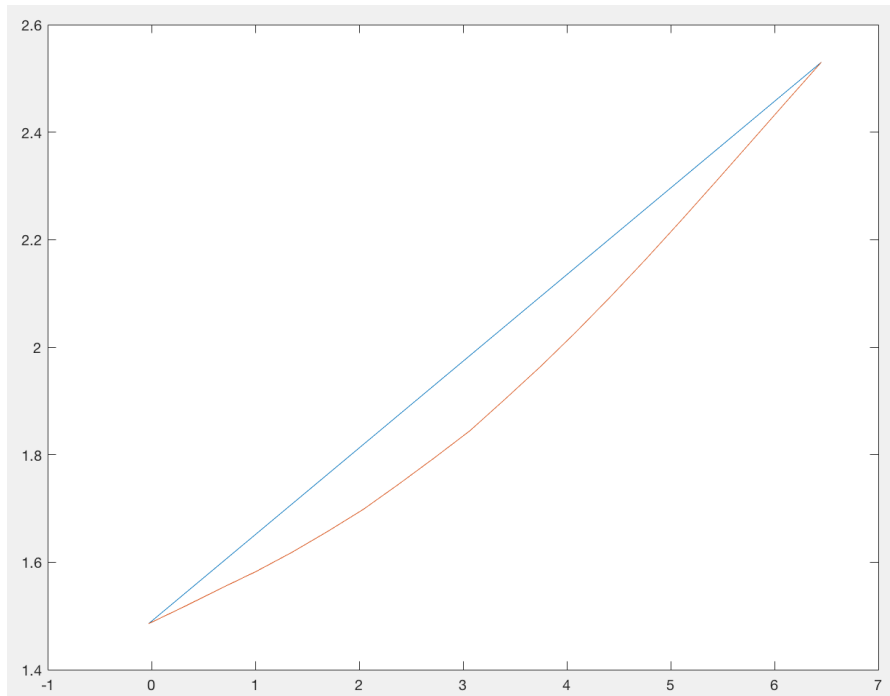
Deformationen vilket handberäknades genomfördes på två olika sätt baserat på olika elementarfall. De elementarfall som användes var fritt upplagd balk och fast inspänd balk. Dessa beräkningar gav en deformation på 1,3 mm till 6,3 mm, där fast inspänd gav det lägsta och fritt upplagd de högsta av respektive deformation.

Figur 31 visar balkens deformationer här ligger maximala deformationen på ca 5,06 mm. Men dessa värden går inte att jämföra med verifieringsberäkningarna då balken är rörlig i dess ena ände, vilket ger en högre deformation än verkligheten.



Figur 31, Deformation för balken

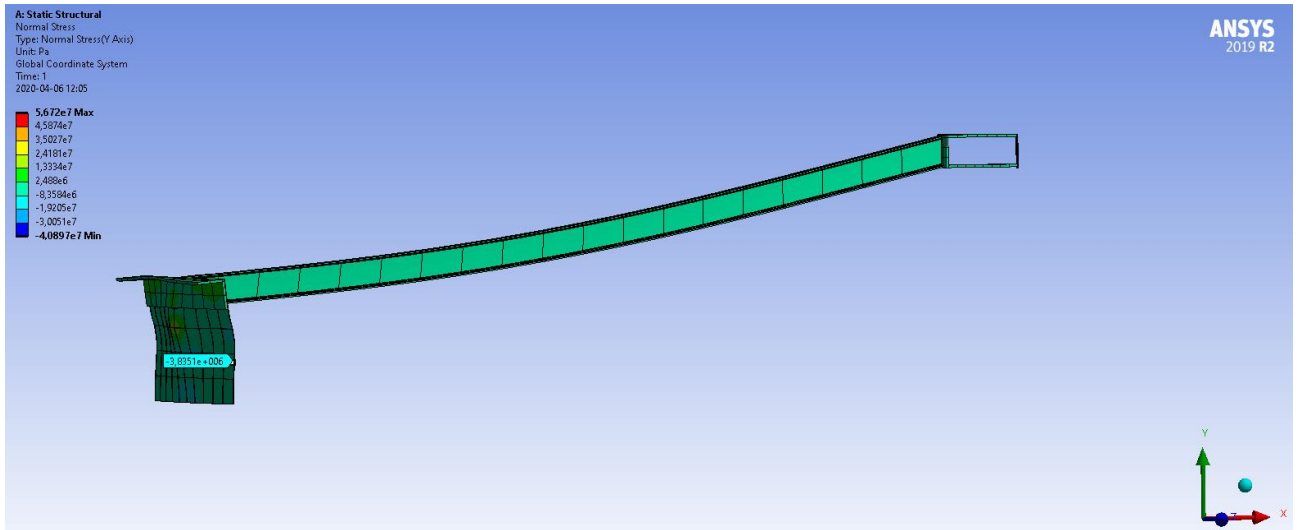
För att kunna jämföra balkens deformation med verifieringsberäkningarna behövs en noggrannare bild över balkens deformationer. Detta genomfördes mha av Matlab, där balkens koordinater för ändpunkterna togs ut och en rät linje mellan dessa skapades. Därefter togs balkens koordinater för deformationerna ut, och mha linjär algebra [11] beräknades kortaste sträckan mellan den räta linjen och deformations punkterna. Se figur 32 vilket visar en plot på balkens deformation, här är deformationen förstord med en faktor 65, för matlabkod se bilaga 14.



Figur 32, Plot av balkens deformation

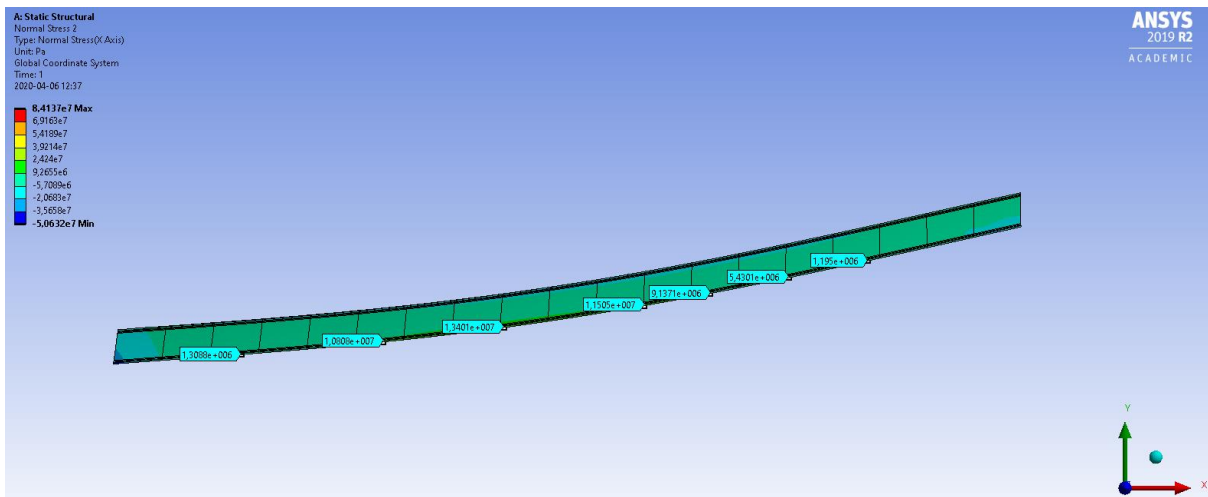
Denna analys av deformationen ger en mer korrekt bild av balkens deformation, vilket också går att jämföra med handberäkningen. Den maximala utböjningen som togs ut ligger på 2,1 mm.

Handberäkningen av spänningen i manteln gav en normalspänning på 3,83 MPa, figur 33 visar normalspänningen i y-led för manteln på 3,8 MPa. Här användes normalspänningen i mantelns riktning, detta då spänningen i den riktningen efterliknar den spänning vilket beräknas genom definitionen av normalspänningen. För att få ett korrekt värde av spänningen i manteln togs värden från mitten av manteln. Detta då den delen är minst utsatt av andra krafter som uppstår pga randvillkor.



Figur 33, Normalspänning i manteln

Figur 34 visar böjspänningen i balken, här är normalspänningen framtagen längs balkens riktning. Figuren visar att böjspänningen ligger mellan ca 1 MPa och 14 MPa. Det maximalt handberäknade värdet på böjspänningen blev 16,5 MPa och stämmer överens med FEA värdena.



Figur 34, Böjspänning för balken

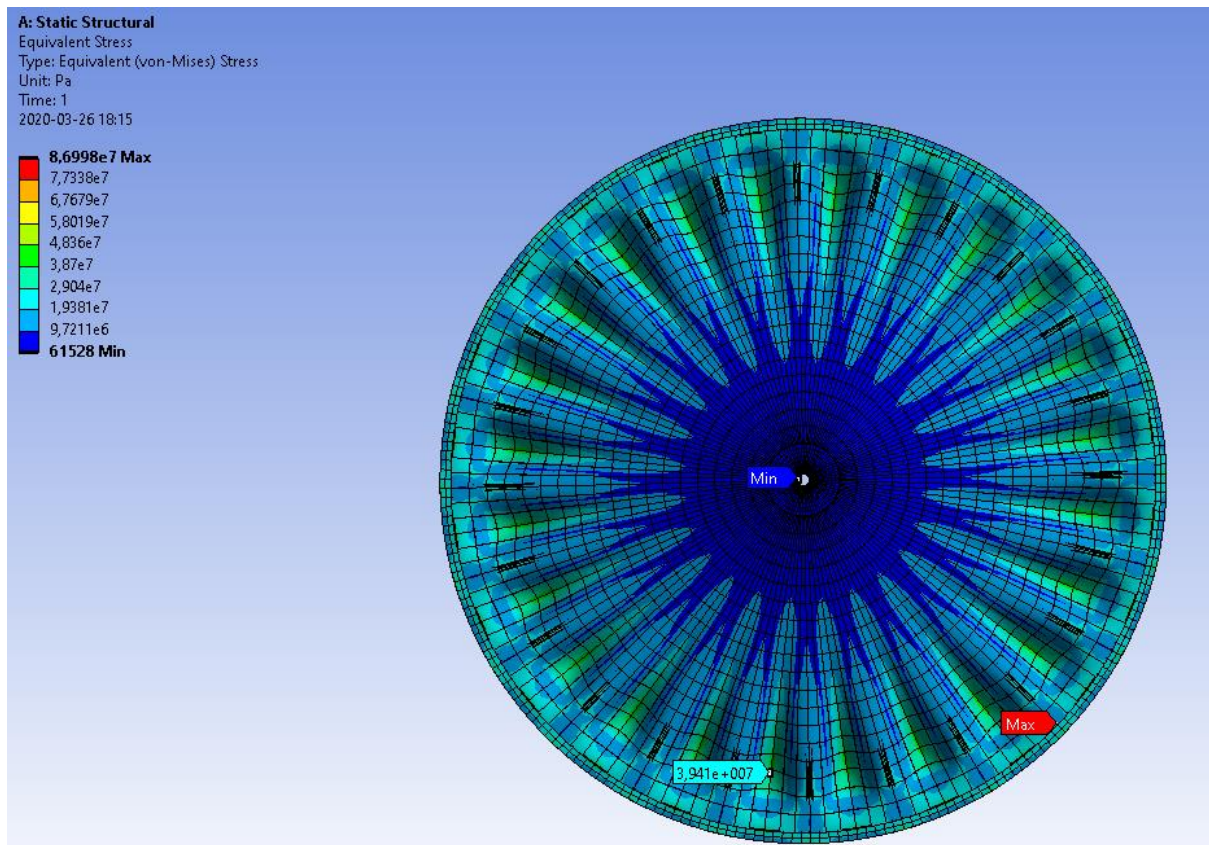
Alla värden vilket tagits upp i delkapitlet presenteras i tabell 8.

	Ansys värden	Handberäknade värden
Reaktionskraft	678 kN	690 kN
Utböjning av balk	2,1 mm	6,3 mm-1,3 mm
Spänning i manteln	3,8 MPa	3,83 MPa
Maximal böjspänning i balk	14 MPa	16,5 MPa

*Tabell 8, Sammanställning av samtliga verifieringsvärden.*

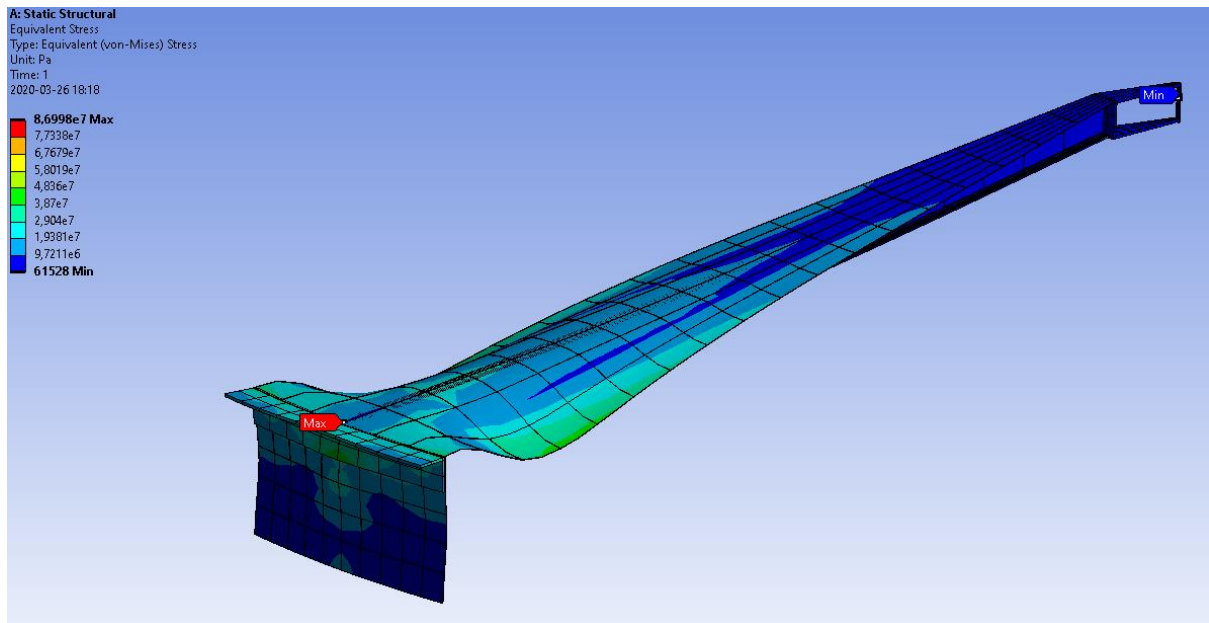
## 7.3 Slutligt FEA

Figur 35 visar von-Mises spänningen på cisterntaket ovanifrån i sin helhet. Minimala samt maximala spänningarna är utpekade som den blåa pilen Min samt den röda pilen Max. Den tredje pilen visar spänningarna vilket uppstår i plåttaket mitt emellan balkarna.



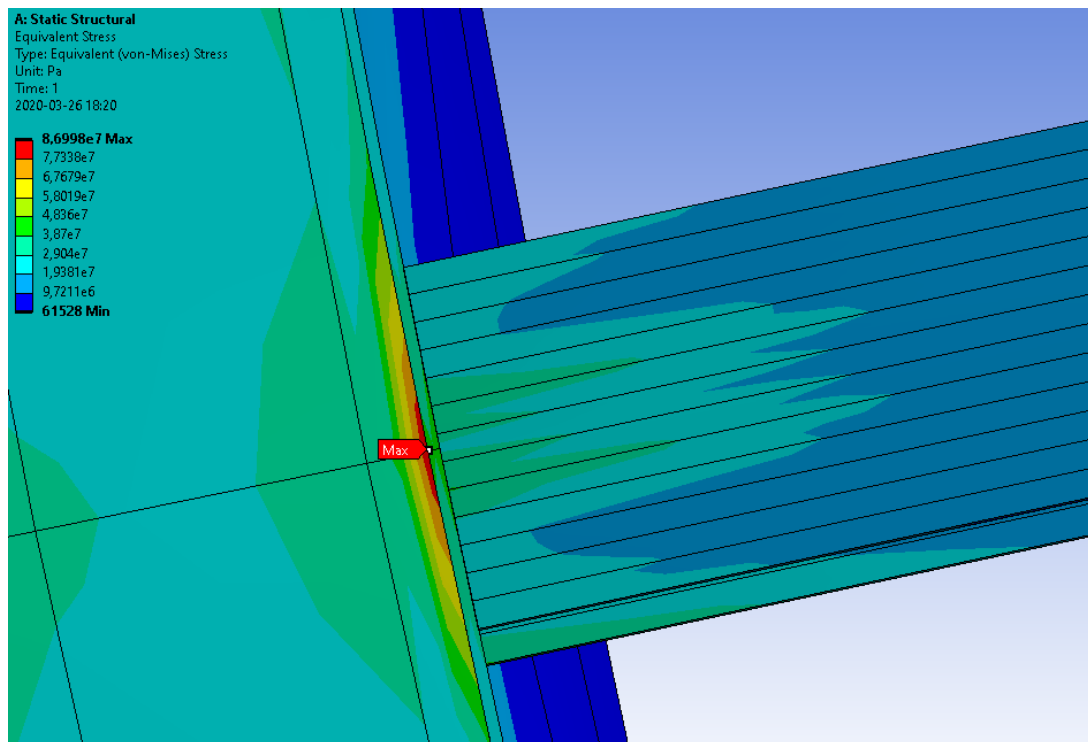
Figur 35, Von-Mises spänning på cisterntaket ovanifrån

Figur 36 visar von-Mises spänningar på modellen i en sidovy. Figuren visar var Max och Min spänningarna uppstår. Maxspänningen uppstår under plåttaket där balken går emot manteln och minspänningarna uppstår i mitten av taket.



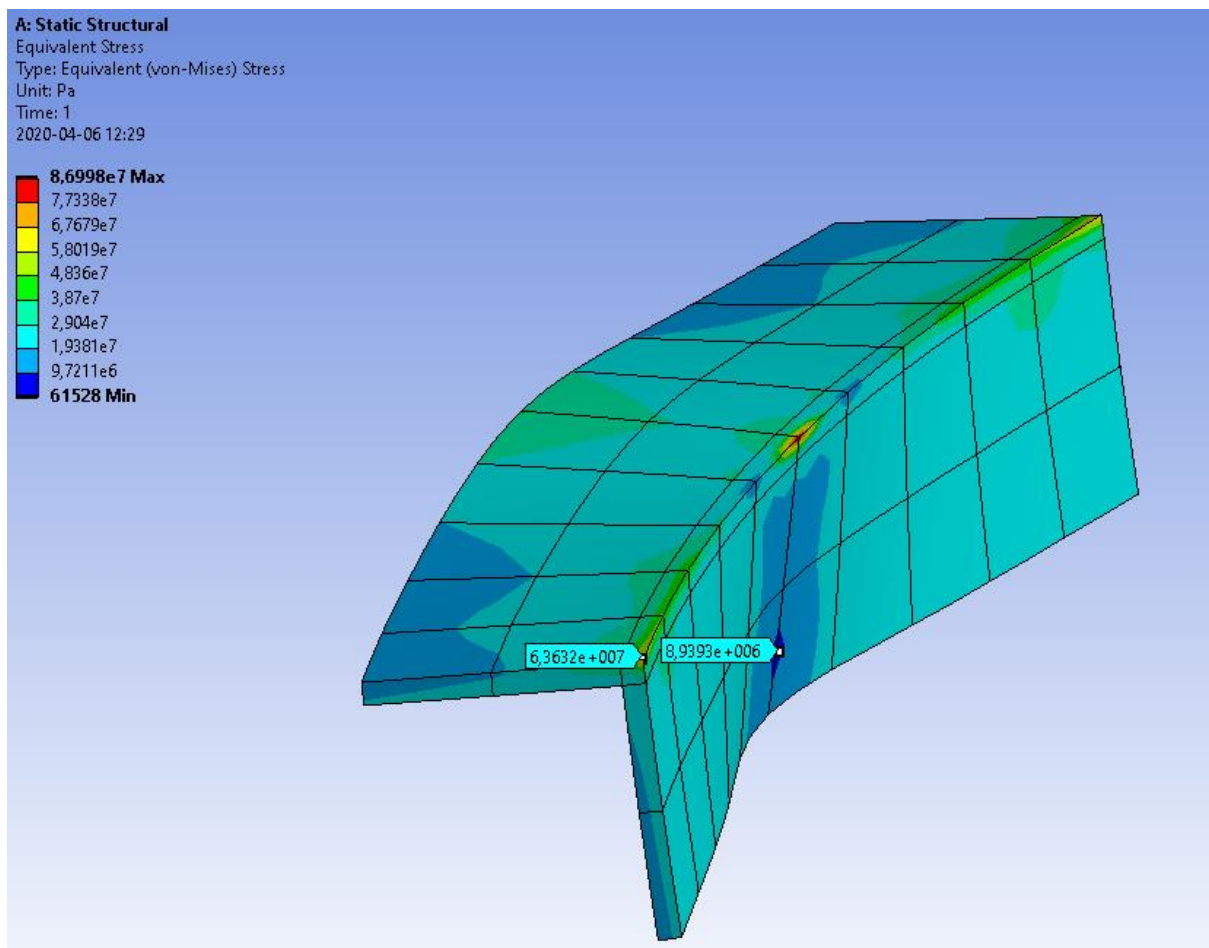
Figur 36, Von-Mises spänning på cisterntaket tårbit

Figur 37 visar att den maximala spänningen uppkommer i den yttre L-profilen. Detta verkar rimligt då området utsätts för en kombination av tryckkrafter och moment. Den maximala von-Mises spänningen uppnår 87,0 MPa.



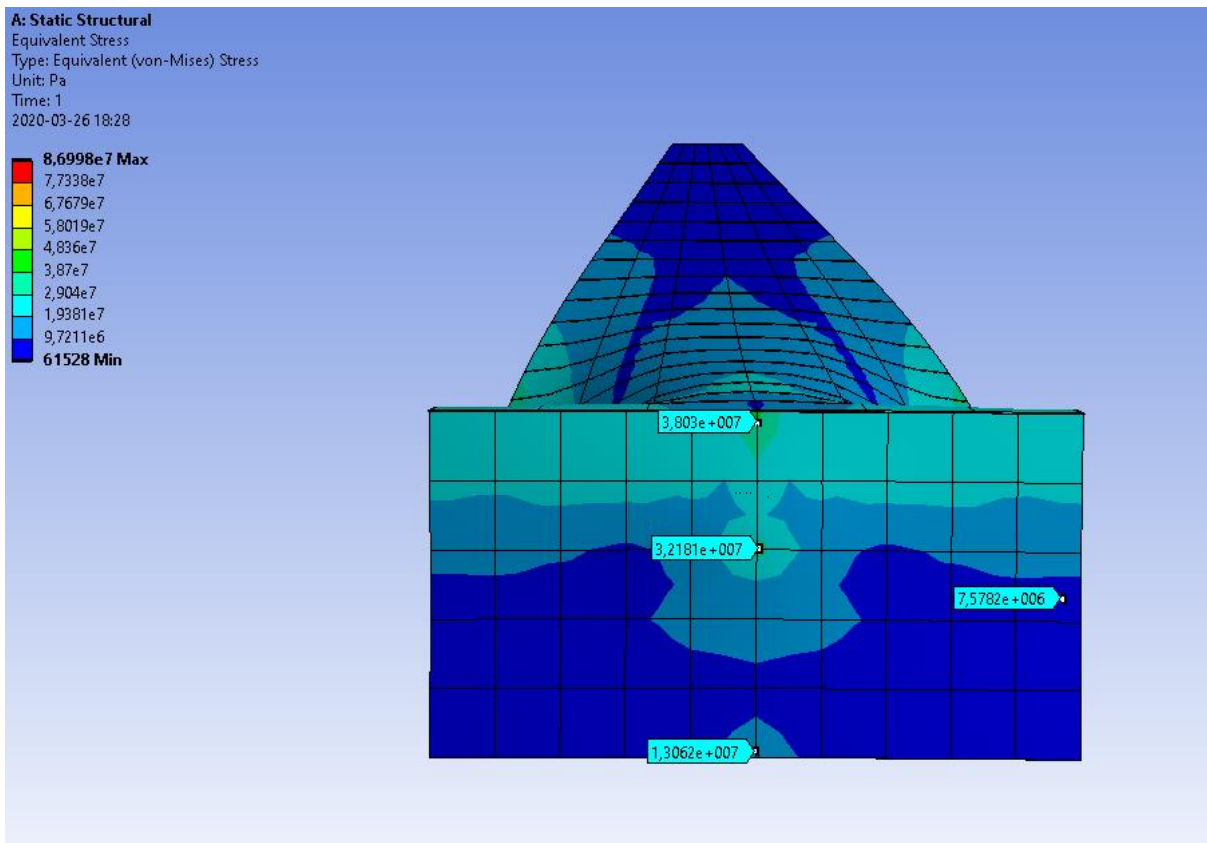
Figur 37, Von-Mises spänning maximal

Figur 38 visar enbart yttre L-profilens spänning enligt von Mises där resterande parter är dolda. Maximala spänning enligt von Mises uppkommer i det röda området i mitten på parten. De utplacerade punkterna visar spänningen i punkterna.



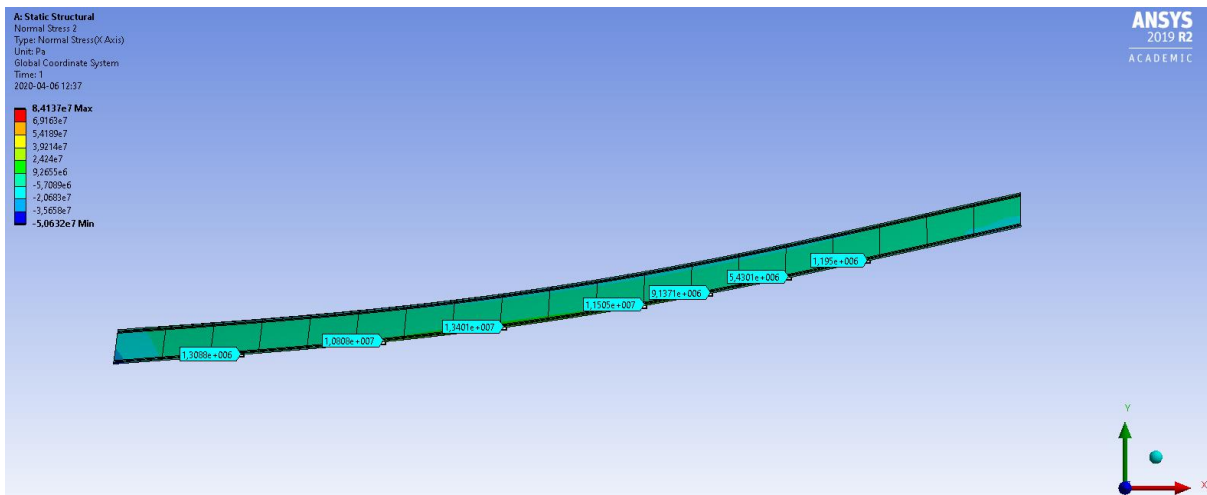
*Figur 38, Spänning enligt von Mises i yttre L-profil.*

Figur 39 visar von-Mises spänningen på yttersidan av manteln. I figuren är yttre L-profilen dold för att göra det möjligt att visa hela manteln. Pilarna i figuren visar spänningen i de utvalda punkterna.



Figur 39, Von-Mises spänning på mantel

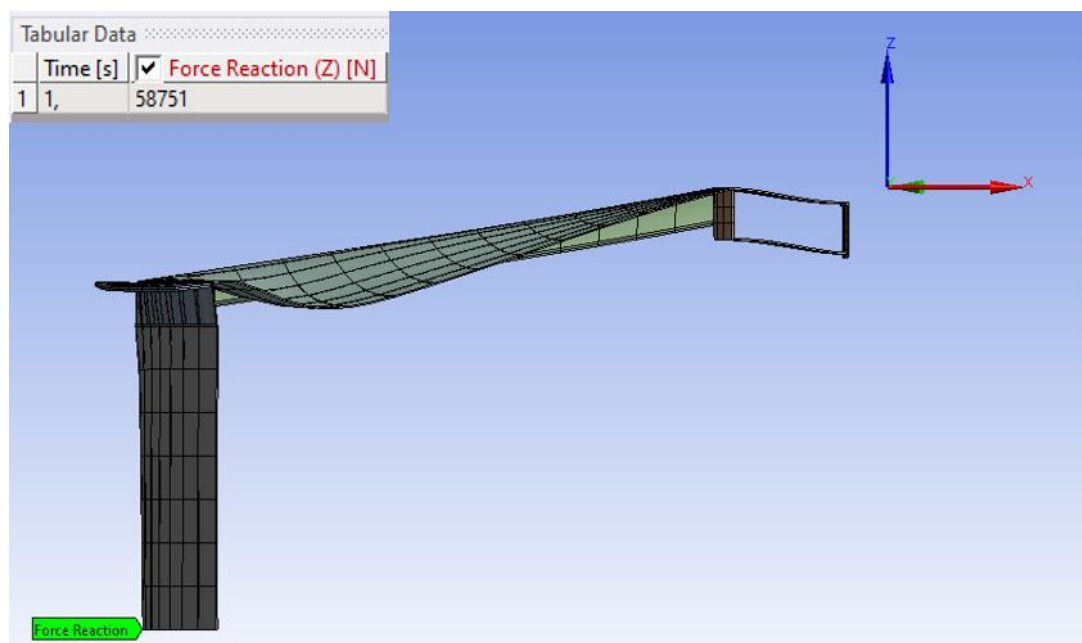
Figur 40 visar normalspänningen i x-led, dvs normalspänningen längst med balkens riktning. I figuren är alla parter förutom balken dolda. De utplacerade punkterna visar normalspänningen i de punkterna.



Figur 40, Normalspänning i x-led

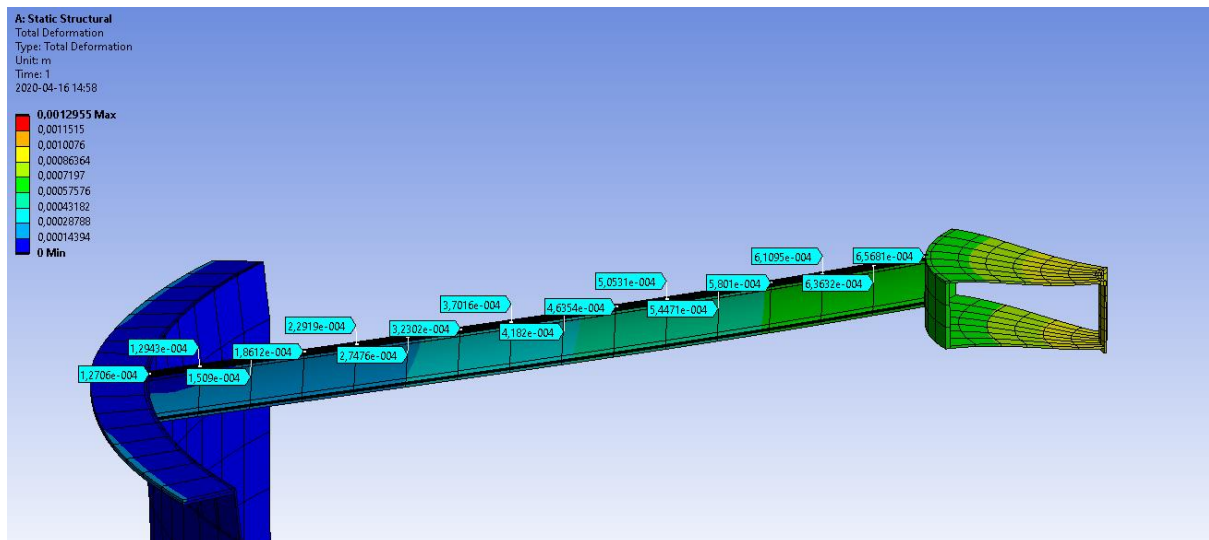
## 7.4 Verifiering av förändrad CAD-modell

För att säkerställa att även den omgjorda modellen ger pålitliga värden gjordes en FEA på den omgjorda modellen vilket jämfördes med handberäknade värden. Figur 41 visar hur reaktionskraften är utplacerad och att den uppnår 58751 N i z-led. Det handberäknade värdet blev ca 60 kN. Skillnaden mellan dessa värden kan bero på att reaktionskraften endast räknar med den kraft vilket agerar i z-led. Då handberäkningar gjordes räknades alla krafter på modellen med i z-led medans i själva verket verkar lite av de pålagda krafterna även i x-led, enl. figur 41, på grund av att taket ligger i en vinkel. Detta förklarar varför det handberäknade värdet är något större än reaktionskraftens värde.

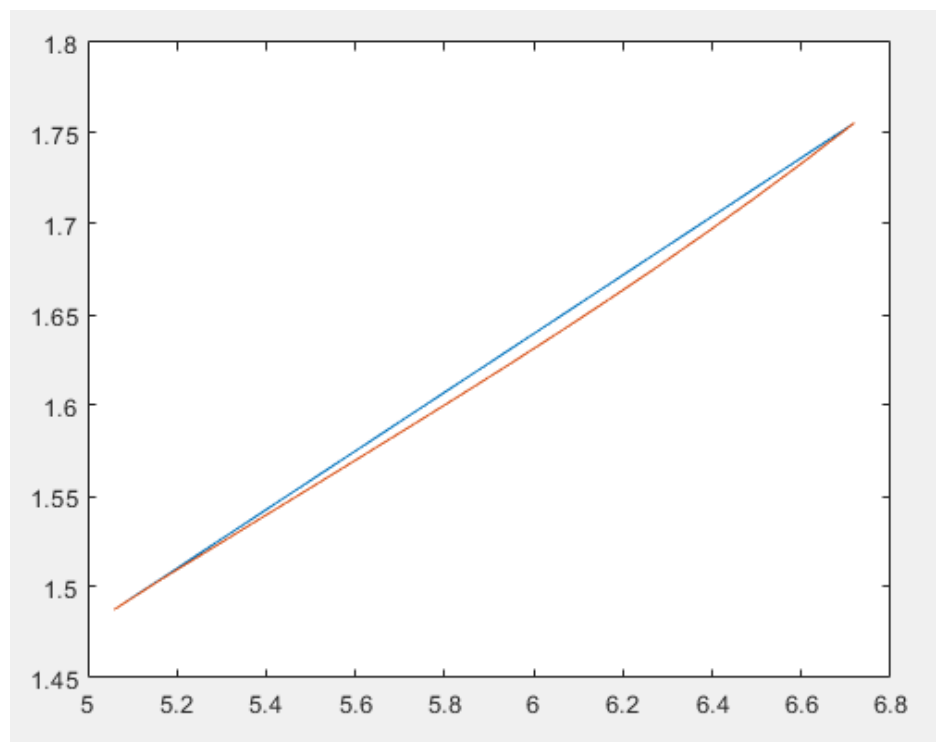


Figur 41, Reaktionskraft på omgjord modell

På samma sätt som för den andra modellen, vilket presenteras i kapitel 7.2, togs punkter ut längst balken för att kunna ta fram utböjningen av balken m.h.a Matlab. Figur 42 visar det uttagna punkterna längst balken och Figur 43 visar plotten genererad i Matlab. Då förstoringfaktor för deformationen i Ansys var 130 för den omgjorda modellen är även den plottade deformationen, figur 43, i Matlab förstord 130 gånger. Matlabkoden för uträkningen av balken ligger i bilaga 15.



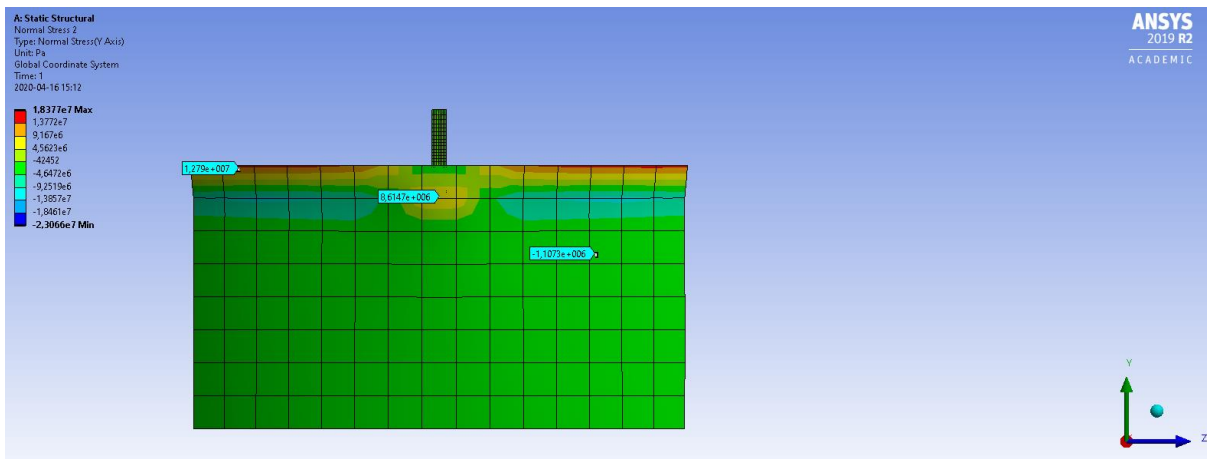
Figur 42, Deformation av balken omgjord modell



Figur 43, Plot av balkens deformation omgjord modell

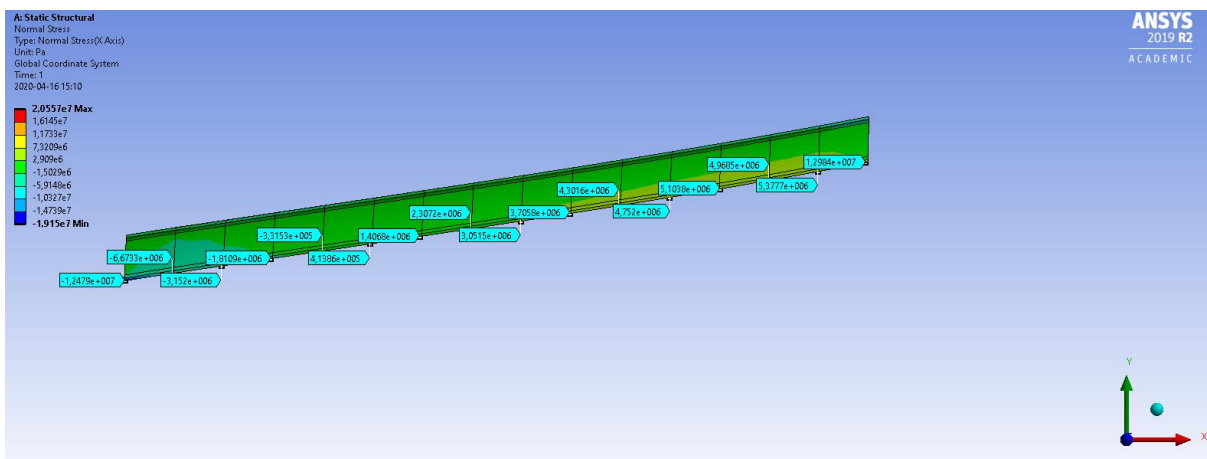
Den maximala deformationen enligt matlabkoden uppnår  $6.3 \times 10^{-5}$  m och jämfört med elementarfallen för fast inspännt  $0,055$  mm och fritt upplagd  $0,27$  mm verkar resultatet i Ansys stämma.

Figur 44 visar tre punkter på manteln i y-led normalspänning. Värdet längst till höger ligger en bit in mot mitten på manteln och under den utbuktade delen av manteln vilket gör att den inte är berörd av randvillkor eller den utbuktade kraften därav jämförs den med handberäkningarna. Värdet i Ansys uppnår ca  $1,1$  MPa och det hanberäknade värdet blev  $1,1$  MPa vilket styrker finita element analysen.



Figur 44, Normalspänning i y-led i mantel för omgjord modell

Normalspänningen i x-led på undersidan av balken visas i figur 45. Den maximala böjspänningen uppnår 5,1 MPa och det handberäknade värdet 4,5 MPa. Skillnaden mellan värdena är liten styrker att modellen rätt stämmer.



Figur 45, Böjspänning för balken i omgjord modell

Alla värden vilket tagits upp i delkapitlet presenteras i tabell 9.

	Anslys värden	Handberäknade värden
Reaktionskraft	58751 N	60 kN
Utböjning av balk	0,063 mm	0,27 mm-0,055 mm
Spänning i manteln	1,1 MPa	1,1 MPa
Maximal böjspänning	5,1 MPa	4,5 MPa

Tabell 9, Sammanställning av samtliga verifieringsvärden för förändrad CAD-modell.

## 8. Slutsats

Följande kapitel kommer ta upp slutsatsen av arbetet samt hur arbetet skulle kunna vidareutvecklas.

### 8.1 Slutsats

Resultatet, vilket presenteras under kapitel 7, visar att den maximala spänningen enligt von Mises uppnår ca 87 MPa. Eftersom lastfallen är pålagda enligt EKS är säkerhetsfaktorerna medräknade i detta resultat. Det två material vilket konstruktionen består av är konstruktionsstål samt rostfritt stål. Av dessa material är det rostfritt stål vilket har lägst sträckgräns på  $>200$  MPa [tore dahlberg]. Detta innebär att konstruktionen mycket väl klarar av lasten utvärderat i spänningar enligt von Mises. Då arbetet har avgränsningar vilket bortser från vippning samt knäckning går det inte att avgöra ifall konstruktionen håller för lasterna utan vidare beräkningar behövs göras för att säkerställa konstruktionens hållfasthet.

De resultat vilket jämfördes i tabell 8 tyder även dessa på att FEA ger trovärdiga resultat.

Ett antagande vilket gjordes vid beräkningen av reduktionsfaktorn av snölast samt vindlast var att, då inte konformat tak fanns som alternativ i EKS, använda den reduktionsfaktorn vilket gav högsta möjliga påfrestning på konstruktionen för ett lutande tak. Det här konservativa antagandet kan medföra att lasterna inte är av den storlek vilket är pålagda utan dessa kan vara mindre.

Yttröghetsmomentet  $I$  i beräkningarna ändrades mha Steiners sats till att ta med en del av takplåten. Detta gjordes för att komma närmare resultatet i FEA då takplåten gör balken styvare. Bredden på delen av taket vilket användes för att räkna om yttröghetsmomentet inte framräknat utan är endast taget från modellen ungefär i mitten av balken och halverat. Detta är ett antagande vilket är uppskattat då vetenskapen finns om att takplåten gör balken styvare och ett försök till att representera detta i handberäkningarna enligt elementarfall.

Frågeställningen i början av arbetet var om det är möjligt att ta fram en FE modell av ett cisterntak som enkelt går att förändra för olika typer av konstruktioner? Det som framkom under arbetets gång var att alla cisterntak har sina egna lösningar på hur det är konstruerade. Modellen vilket togs fram är en förenkling av olika typer av cisterntak vilket med enkla medel går att ändra storlek på. Dock kan skillnaden mellan vissa typer av cisterntak och den framtagna modellen vara för stora för att modellen skall kunna användas.

Den andra frågeställningen var stämmer de formelbaserade beräkningarna av konstruktionen överens med FEA? Enligt de beräkningar vilket utfördes under arbetets gång och det resultat som presenterades i FEA stämmer det de formelbaserade uträkningarna bra överens med FEA. Med avseende hur mycket konstruktionen skiljer sig från de modeller vilket formlerna är gjorda för är det jämförda resultaten ändå nära varandra.

## 8.2 Vidareutveckling

För att ta vidareutveckla arbetet bör den framtagna modellen jämföras med tidigare beräkningar av cisterntak. Blir resultaten lika?

Ytterligare ett sätt att vidareutveckla modellen skulle vara att på något sätt koppla samman de olika parterna i modellen. Istället för att behöva gå in och ändra vinkeln på alla parter för sig hade det varit enkelt att bara kunna ändra vinkelmåttet för en av dem och det andra ändrades också. Det var någonting vilket försöktes lösas under projektets gång men inte lyckades, detta pga för lite kunskap inom SolidWorks samt tidsbrist.

## Referenser

- [1] Nationalencyklopedin, finita elementmetoden, hämtad 2020-03-04 från <http://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/lång/finita-elementmetoden>
- [2] Ansys, About Ansys, hämtad 2020-03-04 från <https://www.ansys.com/about-ansys>
- [3] Dassault Systèmes, About Dassault Systèmes History, hämtad 2020-03-04 från <https://www.3ds.com/about-3ds/history/>
- [4] Boverket, Nu gällande konstruktionsregler EKS 11, hämtad 2020-03-04 från <https://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/andrade-konstruktionsregler/>
- [5] Eurocodes, About the EN Eurocodes, hämtad 2020-03-04 från <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=1>
- [6] Boverket, Karta med snölastzoner, hämtad 2020-03-04 från <https://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/sa-har-anvander-du-eks/karta-med-snoelastzoner/>
- [7] Boverket, Karta med vindlastzoner, hämtad 2020-03-04 från <https://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/sa-har-anvander-du-eks/karta-med-vindlastzoner/>
- [8] Ansel C. Ugural & Saul K. Fenster (2012), Advanced Mechanics of Materials and Applied Elasticity Fifth Edition, Crawfordsville Indiana U.S: Prentice Hall
- [9] Dahlberg T (2001), Teknisk hållfasthetslära, Lund: Studentlitteratur AB
- [10] Boverket (2019), Boverkets konstruktionsregler, BFS 2011:10, Rapporten finns i pdf-format på Boverkets webbplats. Hämtad 2020-03-04 från <https://www.boverket.se/sv/om-boverket/publicerat-av-boverket/publikationer/2019/boverkets-konstruktionsregler-eks-11/>
- [11] C.Lay D, R.Lay S & J.McDonald J (2016) Linear Algebra and its Applications Fifth Edition, Global Edition. Edinburgh Gate Harlow England: Pearson Education Limited

# Bilagor

## Bilaga 1

Hämtad från EKS-11 s.25

7 §<sup>2</sup> Ekvation 6.10a och 6.10b ska tillämpas vid dimensionering av bärverksdelar (STR) och geokonstruktioners bärförmåga (GEO) i brottsgränstillstånd med dimensioneringsvärden för laster enligt tabell B-3. Partialkoefficienten  $\gamma_d$  bestäms enligt avdelning A, 7–14 §§. (BFS 2019:1).

**Tabell B-3 Dimensioneringsvärden för laster (STR/GEO) (Uppsättning B)**

Varaktiga och tillfälliga d. s <sup>1</sup>	Permanenta laster		Variabel Huvudlast	Samverkande variabla laster
	Ogynnsamma	Gynnsamma		
(Ekv 6.10a)	$\gamma_d 1,35 G_{kj,sup}$ $\gamma_d 1,35 P_k$	$1,00 G_{kj,inf}$ $1,00 P_k$	-	-
(Ekv 6.10b)	$\gamma_d 0,89 \cdot 1,35 G_{kj,sup}$ $\gamma_d 1,35 P_k$	$1,00 G_{kj,inf}$ $1,00 P_k$	När lasten är ogynnsam: $\gamma_d 1,5 Q_{k,1}$ När lasten är gynnsam: 0	När lasten är ogynnsam: $\gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ När lasten är gynnsam: 0

<sup>1</sup> Dimensioneringssituationer.  
(BFS 2019:1).

## Bilaga 2

Hämtad från EKS-11, s.24

### *Stycke A1.2.2(I)*

5 § Värden på  $\psi$ -faktorer enligt tabell B-1 ska tillämpas.

**Tabell B-1**  $\psi$ -faktorer

Last	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nyttig last i byggnader			
Kategori A: rum och utrymmen i bostäder	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorslokaler	0,7	0,5	0,3
Kategori C: samlingslokaler	0,7	0,7	0,6
Kategori D: affärslokaler	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Kategori F: utrymmen med fordonstrafik, fordonstygnd $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Kategori G: utrymmen med fordonstrafik, $30 \text{ kN} < \text{fordonstygnd} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Kategori H: yttertak	0,0	0,0	0,0
Snölast med beteckningar enligt SS-EN 1991-1-3 $s_k \geq 3 \text{ kN/m}^2$	0,8	0,6	0,2
$2,0 \leq s_k < 3,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$1,0 \leq s_k < 2,0 \text{ kN/m}^2$	0,6	0,3	0,1
Vindlast	0,3	0,2	0,0
Temperaturlast (ej brand) i byggnad	0,6	0,5	0,0

(BFS 2015:6).

## Bilaga 3

Hämtad från EKS-11, s.59

**Tabell C-10a** Karakteristiskt hastighetstryck  $q_g(z)$  i  $\text{kN/m}^2$  på höjden  $z$  för,  $v_b = 21\text{--}26 \text{ m/s}$  med  $c_r(z)$  enligt 7 § och  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$v_b$ (m/s)	$z$ (m)	Terrängtyp				
		0	I	II	III	IV
25	2	0,77	0,67	0,50	0,45	0,41
	4	0,90	0,81	0,64	0,45	0,41
	8	1,04	0,95	0,79	0,55	0,41
	12	1,13	1,04	0,89	0,65	0,45
	16	1,19	1,11	0,96	0,72	0,52
	20	1,24	1,16	1,01	0,78	0,58
	25	1,29	1,22	1,07	0,84	0,64
	30	1,33	1,26	1,12	0,89	0,69
	35	1,37	1,30	1,16	0,93	0,73
	40	1,40	1,33	1,20	0,97	0,77
	45	1,43	1,36	1,23	1,00	0,80
	50	1,45	1,39	1,26	1,03	0,83
	55	1,48	1,42	1,28	1,06	0,86
	60	1,50	1,44	1,31	1,08	0,89
	65	1,52	1,46	1,33	1,11	0,91
	70	1,54	1,48	1,35	1,13	0,93
	75	1,55	1,50	1,37	1,15	0,96
	80	1,57	1,52	1,39	1,17	0,98
	85	1,58	1,53	1,41	1,19	1,00
	90	1,60	1,55	1,43	1,21	1,01
95	1,61	1,56	1,44	1,23	1,03	
100	1,63	1,58	1,46	1,24	1,05	

## Bilaga 4

Hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005, s.41

**Tabell 4.1 – Terrängtyper och terrängparametrar**

<b>Terrängtyp</b>		<b><math>z_0</math></b> <b>m</b>	<b><math>z_{min}</math></b> <b>m</b>
0	Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.	0,003	1
I	Sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder.	0,01	1
II	Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd.	0,05	2
III	Område täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd (t. ex. byar, förorter och skogsmark).	0,3	5
IV	Område där minst 15 % av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är > 15m.	1,0	10
ANM. Terrängtyperna är illustrerade i A.1.			

## Bilaga 5

Hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005, s.24

### 5.2 Vindlast på ytor

(1) Utvärdig vindlast  $w_e$  bör beräknas enligt uttrycket (5.1).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.1)$$

där:

$q_p(z_e)$  är det karakteristiska hastighetstrycket,

$z_e$  är referenshöjden för utvärdig vindlast enligt kapitel 7,

$c_{pe}$  är formfaktorn för utvärdig vindlast enligt kapitel 7.

## Bilaga 6

Hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005, s.41

**Tabell 7.4a – Formfaktorer för utvärdig vindlast på sadel- och motfallstak**

Taktlutning $\alpha$	Zon för vindriktning $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

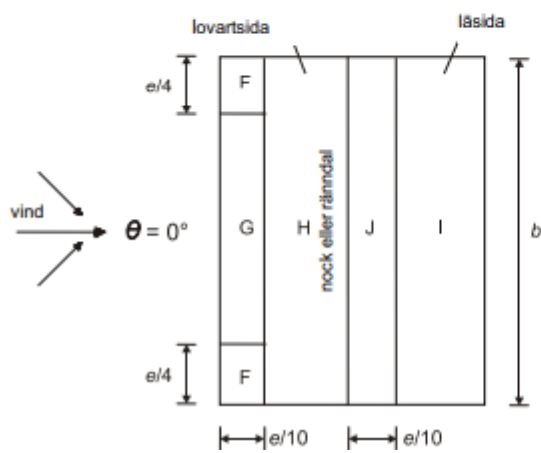
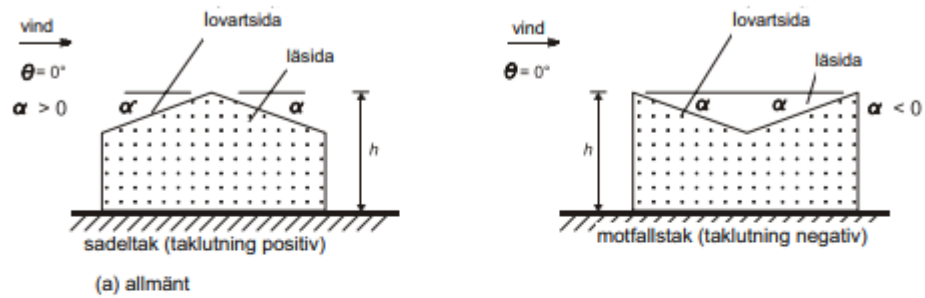
ANM. 1 Vid vindriktningen  $\theta = 0^\circ$  och taktlutning mellan  $\alpha = -5^\circ$  och  $+45^\circ$  ändras vindlasten snabbt mellan positiva och negativa värden, därför anges både positiva och negativa värden. För dessa tak bör fyra fall beaktas. De största eller minsta värdena inom zonerna F, G och H kombineras med de största eller minsta värdena inom zonerna I och J. Det inte tillåtet att blanda positiva och negativa värden inom samma takhalva.

ANM. 2 För mellanliggande taktlutningar med samma tecken kan linjär interpolation mellan värden med samma tecken tillämpas (interpolera dock inte mellan  $\alpha = +5^\circ$  och  $\alpha = -5^\circ$  utan använd istället värdena för plana tak enligt 7.2.3). Värdet 0,0 är angivet för att underlätta interpolation.

# Bilaga 7

Hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005, s.40

**SS-EN 1991-1-4:2005 (Sv)**



## Bilaga 8

Hämtad från Cisternanvisningar 2012 utgåva 1, s.13

### **A.1.1 Konstruktionstryck**

Om inte Beställaren angivit krav på över- eller undertryck i beställningen, ska cisternen beräknas för 0,025 bar (2500 Pa) övertryck samt för 0,0085 bar (850 Pa) undertryck. Dessa gränser motsvarar cisterner avsedda för låga över- resp. undertryck enligt Avsnitt 5.1 Tabell 3.

Dessutom ska cisternen beräknas för externa laster som snö- och vindlast, samt isolering.

## Bilaga 9

### Utdrag från SS-EN 1991-1-3 kapitel 5

(3)P Snölast på tak skall bestämmas på följande sätt:

a) för varaktig/tillfällig dimensioneringssituation

$$s = \mu_l C_e C_t s_k \quad (5.1)$$

$\mu_l$  är snölastens formfaktor (se kapitel 5.3 och bilaga B)

$s_k$  är det karakteristiska värdet för snölast på mark

$s_{Ad}$  är dimensioneringsvärdet för exceptionell snölast på mark för platsen ifråga (se 4.3)

$C_e$  är exponeringsfaktorn

$C_t$  är den termiska koefficienten

(7) Exponeringsfaktorn  $C_e$  bör användas för bestämning av snölast på tak. Vid val av  $C_e$  bör man beakta den framtida exploateringen kring byggplatsen.  $C_e$  bör tilldelas värdet 1,0 om inte annat anges för aktuell topografi.

(8) Den termiska koefficienten  $C_t$  bör användas för att beakta minskningen av snölasten på tak med hög värmegenomgångskoefficient ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ), särskilt för vissa glastak, på grund av smältning försäkad av värmeförlust.

För alla andra fall:

$$C_t = 1,0$$

**Tabell 5.1 – Rekommenderade värden på  $C_e$  för olika topografier**

Topografi	$C_e$
Vindutsatt <sup>a</sup>	0,8
Normal <sup>b</sup>	1,0
Skyddad <sup>c</sup>	1,2

<sup>a</sup> *Vindutsatt topografi*: plan, öppen terräng, vindexponerad i alla riktningar utan skydd eller med lite skydd av terräng, träd och högre byggnadsverk.

<sup>b</sup> *Normal topografi*: områden där snön endast i undantagsfall blåser av byggnadsverk, avhängigt terräng, andra byggnadsverk eller träd.

<sup>c</sup> *Skyddad topografi*: område för det aktuella byggnadsverket är väsentligt lägre än omgivande terräng eller omgivet av höga träd och/eller omgivet av högre byggnadsverk.

**Tabell 5.2 – Formfaktorer för snölast på tak**

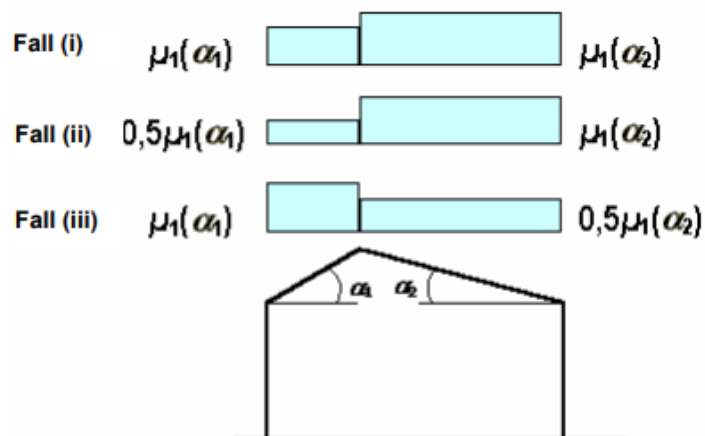
Taklutning $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

## Bilaga 10

Hämtat från SS-EN 1991-1-3 kapitel 5.3.3

### 5.3.3 Sadeltak

- (1) Den formfaktor som bör användas för sadeltak ges i figur 5.3 där  $\mu_1$  tas från tabell 5.2 och visas i figur 5.1.
- (2) Värdena i tabell 5.2 gäller för snö som inte hindras att glida av taket. För tak med snörasskydd eller andra hinder eller där takfoten är försedd med en bröstning e.d bör formfaktorn inte väljas lägre än 0,8.



Figur 5.3 – Formfaktorer för snölast på sadeltak

- (3) Lastbilden i figur 5.3, fall (i) bör användas för snölast opåverkad av snödrift.
- (4) Lastbilderna i figur 5.3, fall (ii) och (iii) bör användas för snölast påverkad av snödrift om inte annat anges för lokala förhållanden.

## Bilaga 11

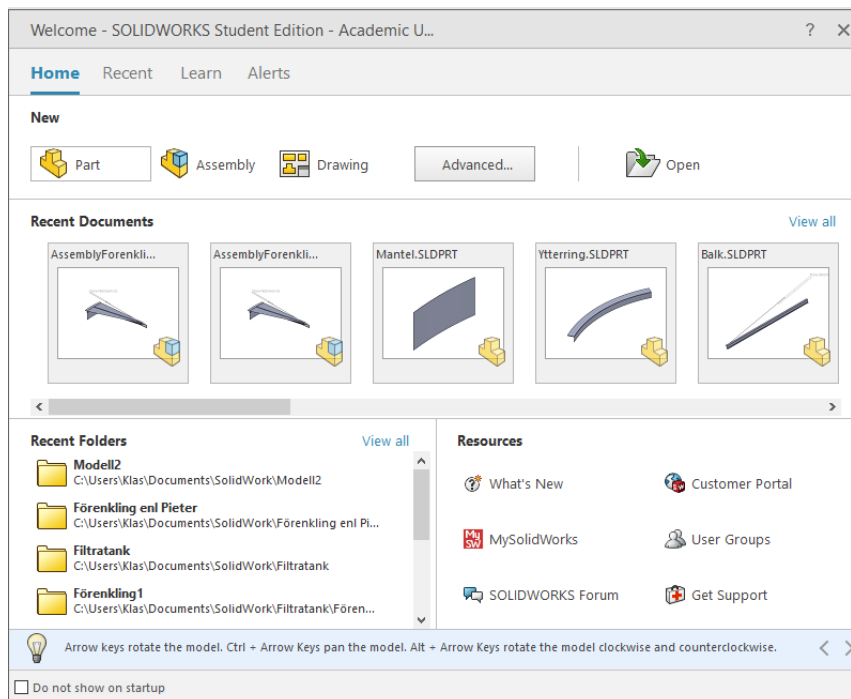
### Guide för att ändra CAD modellen i SolidWorks

Följande guide beskriver steg för steg hur förändringar skall göras i Solidworks. Första steget är att skriva ner de väsentliga måtten vilket behövs för att göra ändringarna. Dessa är:

- Diametern på mantel (yttermått)
- Diameter på innerring (yttermått)
- Tjocklek på mantel
- Mått på L-profil yttering
- Mått på L-profil innerring
- Tjocklek på takplåt
- Tjocklek på centrumtakplåt
- Diameter på stuts
- Tjocklek på stuts
- Antalet balkar
- Mått balk
- Vinkeln på taket

Nästa steg blir att skapa en ny mapp på valfritt ställe på datorn. Denna mapp döps lämpligtvis till någonting som har med uppdraget att göra, i denna guide kallas denna mapp "CAD-modell". Därefter tag fram de filer vilket tilldelades med detta examensarbete. Det skall vara 7 parter samt en assembly fil. Kopiera dessa filer och lägg sedan dem i mappen "CAD-modell".

Följande steg blir att öppna upp SolidWorks. På startsidan väljs "Open" uppe till höger, se figur 1.

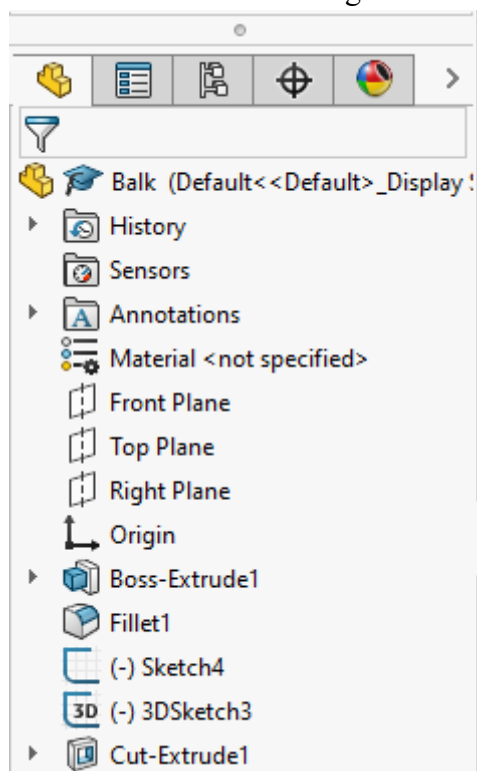


Figur 1 Startside SolidWorks

Leta upp mappen ”CAD-modell”, öppna den och välj parten ”Balk” och tryck öppna eller bara dubbeltryck på filen ”Balk”. Då öppnas balken i modellen.

## Ändring av balk

Till vänster i bild finns ett ”träd” vilket visar i vilka steg balken är gjord, se figur 2.

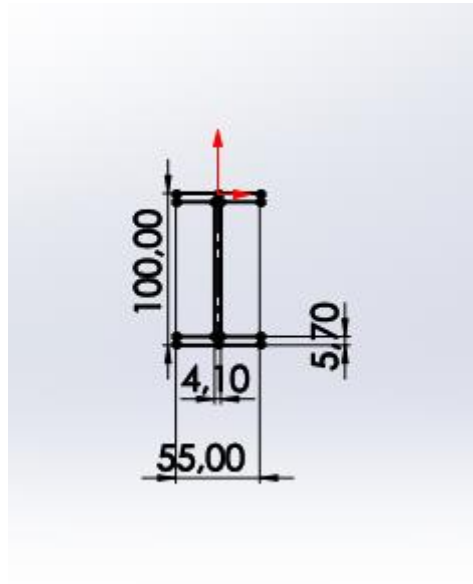


Figur 2 Träd balk

I trädet finns flik som heter "Boss-Extrude1" och till vänster om den finns en liten pil, tryck på den så kommer extrudens sketch upp "Sketch1", se figur 3.

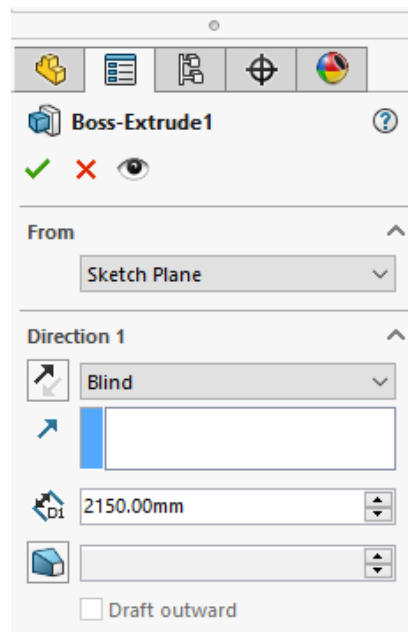
Figur 3 Träd Extrude Balk

Dubbeltryck på "Sketch1" för att öppna upp sketchen. Här sätts måtten på balken in genom att dubbeltrycka på måtten på ritningen och ändra värde. Se figur 4.



Figur 4 Balk

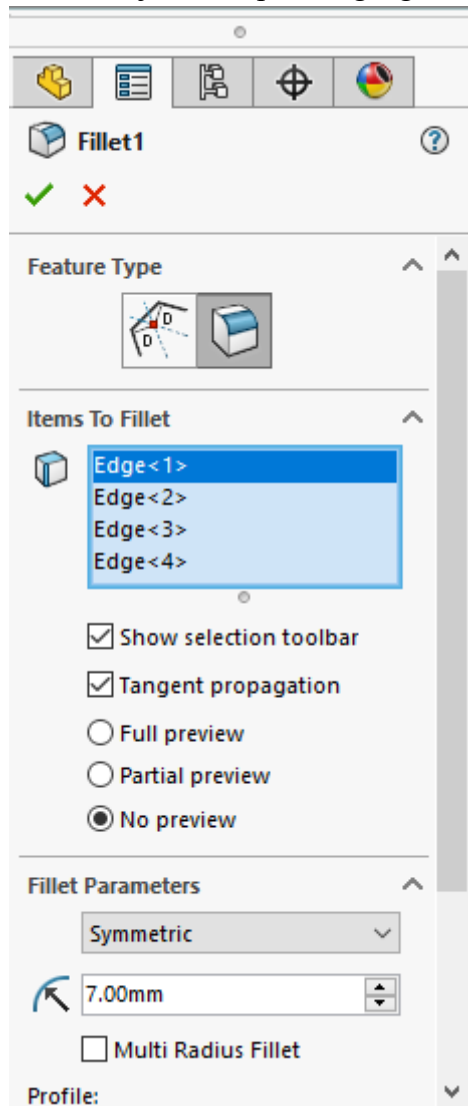
När alla måtten har ändrats till de önskade måtten går man ut ur sketchen genom att välja den blå pilen upp i högra hörnet. Därefter gå tillbaka till trädet och högertryck på "Boss-Extrude1". Högst upp till vänster i fliken som kommer upp finns "Edit Feature", tryck på den. Här väljs hur långt balken skall extruderas. Här väljs halva måttet på mantelns diameter, se figur 5.



Figur 5 Extrude balk

När måttet har ändrats tryck på den gröna boken, uppe till vänster i figur 5, för att gå ut ur "Edit Feature".

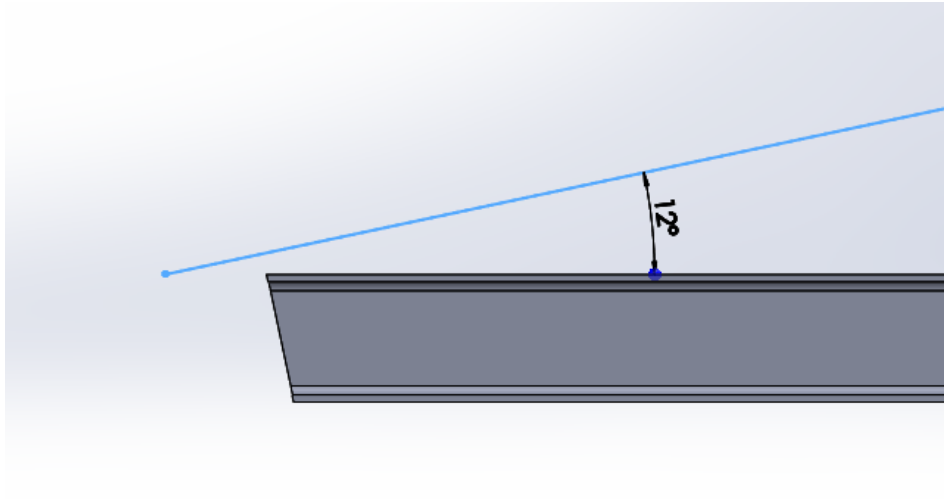
Nästa steg är att ändra "Fillet1" i trädet vilket är radien på övergången till flänsen på balken. Detta görs på samma sätt som för att ändra extruden. Högerklick på "Fillet1" och välj "Edit Feature" högst upp till vänster. Här väljs radien på övergången, se figur 6.



Figur 6 FilletBalk

När måttet är ändrat gå ut genom att trycka på den gröna boken uppe i vänstra hörnet, se figur 6.

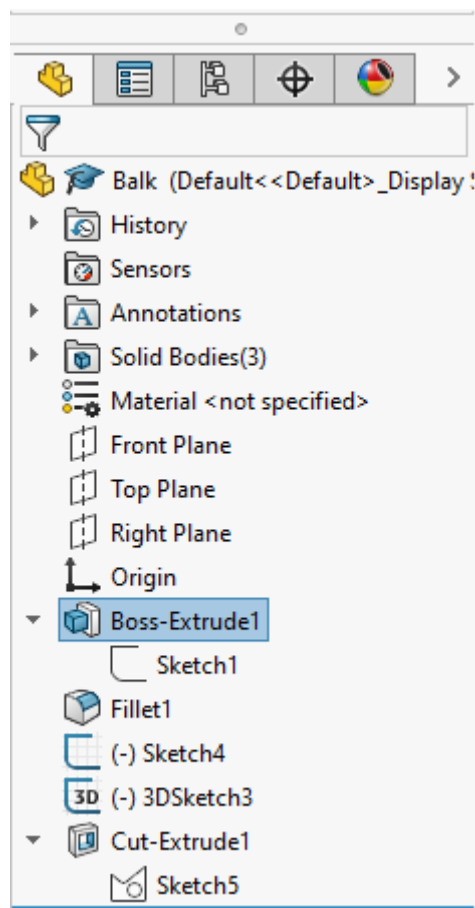
Nästa steg är att välja vinkel på balken. Detta görs i "Sketch4", dubbeltryck på "Sketch4" för att sedan dubbeltrycka på vinkeln för att ändra den, se figur 7.



Figur 7 Balk vinkel

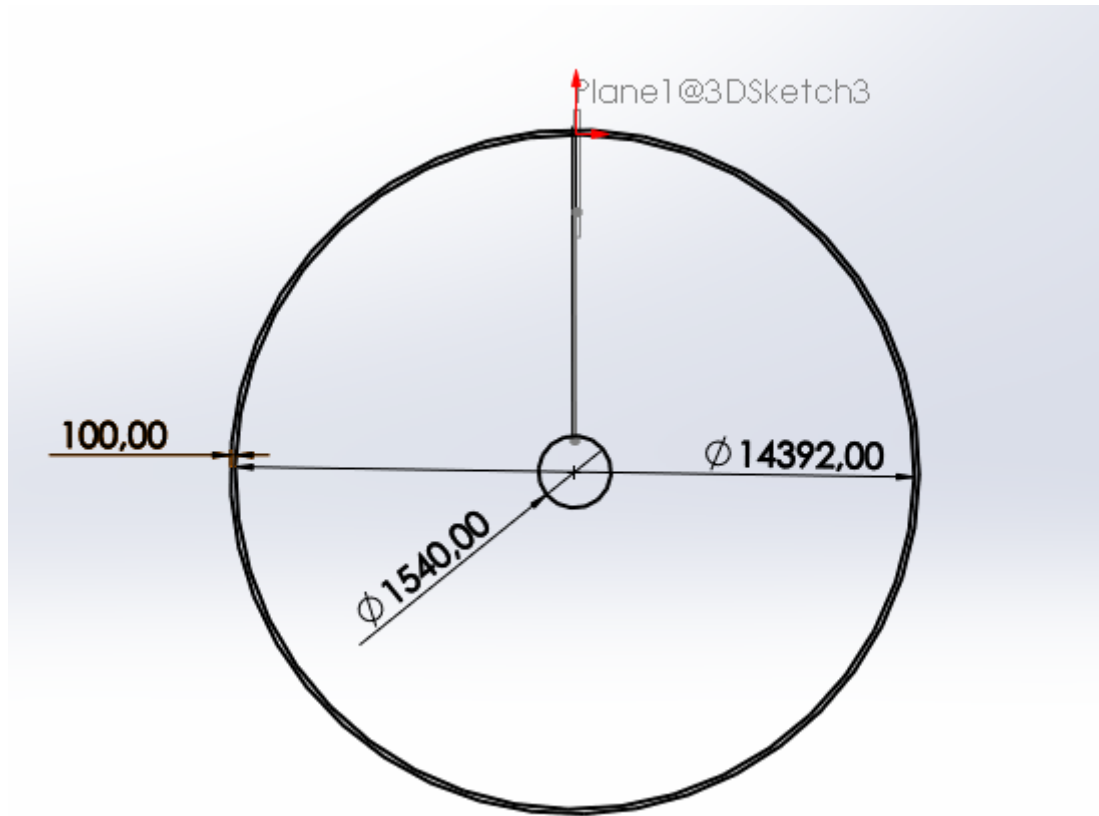
Efter vinkeln har ändrats gå ut ur sketchen genom att trycka på den blå pilen upp i högra hörnet.

Därefter gå igen till trädet och öppna upp fliken under "Cut-Extrude1" genom att trycka på den illa pilen till vänster om "Cut-Extrude1". Öppna upp "Sketch5" genom att dubbelklicka på den, se figur 8.



Figur 8 Träd Balk

I denna sketch skall det den stora diametern vara diametern på manteln och den lilla diametern vara diametern på innerring. Måttet 100 mm skall aldrig ändras, se figur 9.



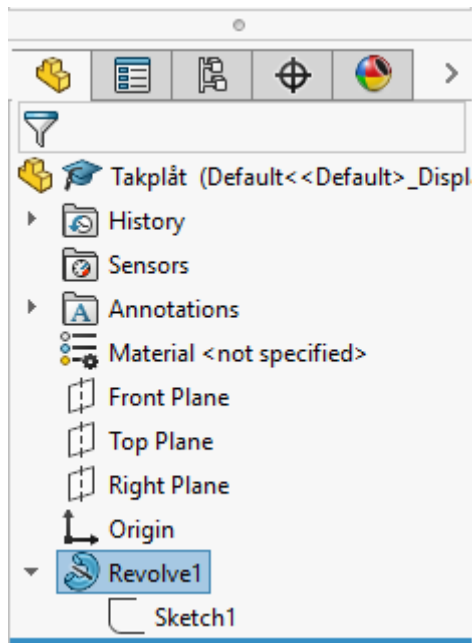
Figur 9 Cuttmall

Gå ut ur sketch på samma sätt som tidigare genom att trycka på den blå pilen uppe till höger i bild.

Därefter skall balken vara klar och du kan öppna "File" uppe i vänstra hörnet och välja "Save". Det är viktigt att inte ändra namn på partifilen då detta kommer att förstöra assemblyn.

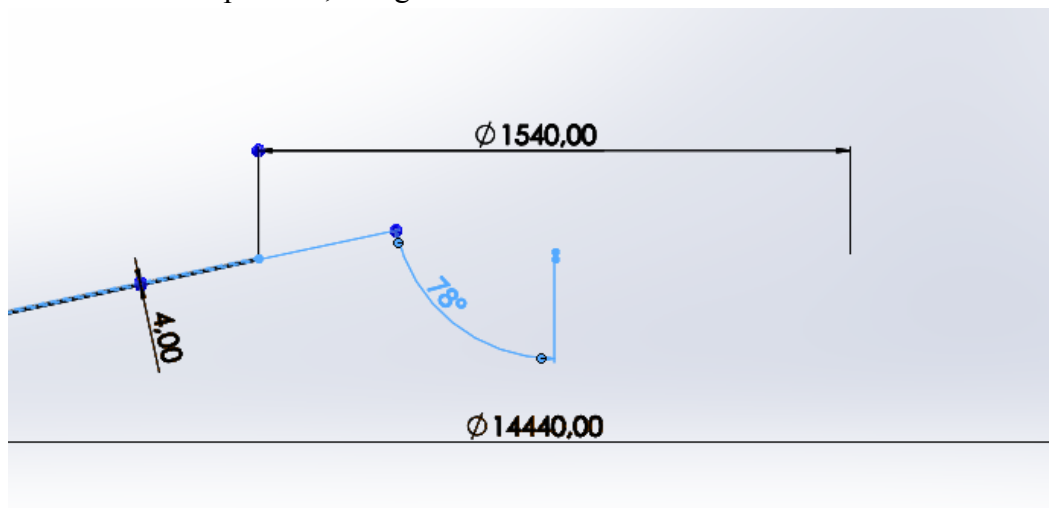
### Ändring av takplåt

Nästa steg är att ändra takplåten. För att göra detta tryck på "File" uppe i vänstra hörnet välj "Open" och öppna "Takplåt". I trädet till vänster finns fliken "Revolve1" öppna upp underfliken genom att trycka på den lilla pilen till vänster om "Revolve1", där finns "Sketch1", dubbelklicka på den för att öppna "Sketch1", se figur 10.



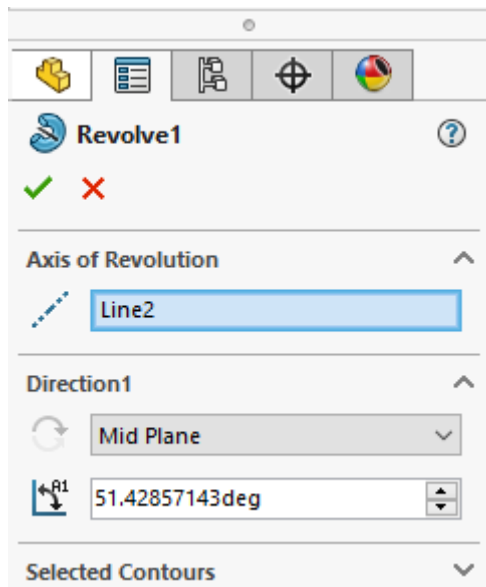
Figur 10 TrädRevolveTakplåt

Den stora diametern skall vara diametern på manteln, den mindre diametern skall vara diametern på innerringen, det smala måttet skall vara tjockleken på taket och vinkeln skall vara 90 minus vinkeln på taket, se figur 11.



Figur 11 Takplåt

För att gå ut ur ritningen tryck på den blå pilen uppe i högra hörnet. Därefter gå tillbaka till trädet och högertyck på "Revolve1" och välj "Edit Feature" högst upp till vänster. Där väljs vinkeln 360 delat på antalet balkar (det går att skriva 360/7 rätt i programmet, om balkantalet är 7 dvs), se figur 12.



Figur 12 Ändring av vinkel

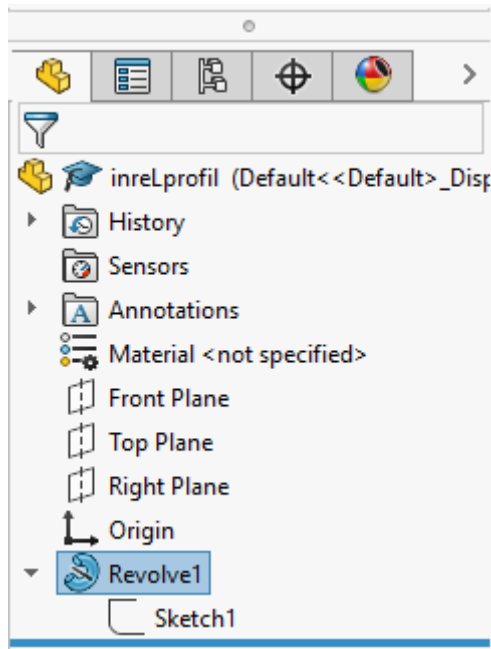
För att gå ur tryck på den gröna boken uppe till vänster se figur 12.

Där är ändringarna på taket gjorda, tryck på "File" uppe i vänstra hörnet och välj "Save". Det är viktigt att inte ändra namn på partifilen då detta kommer att förstöra assemblyn.

### Ändring av resterande delar

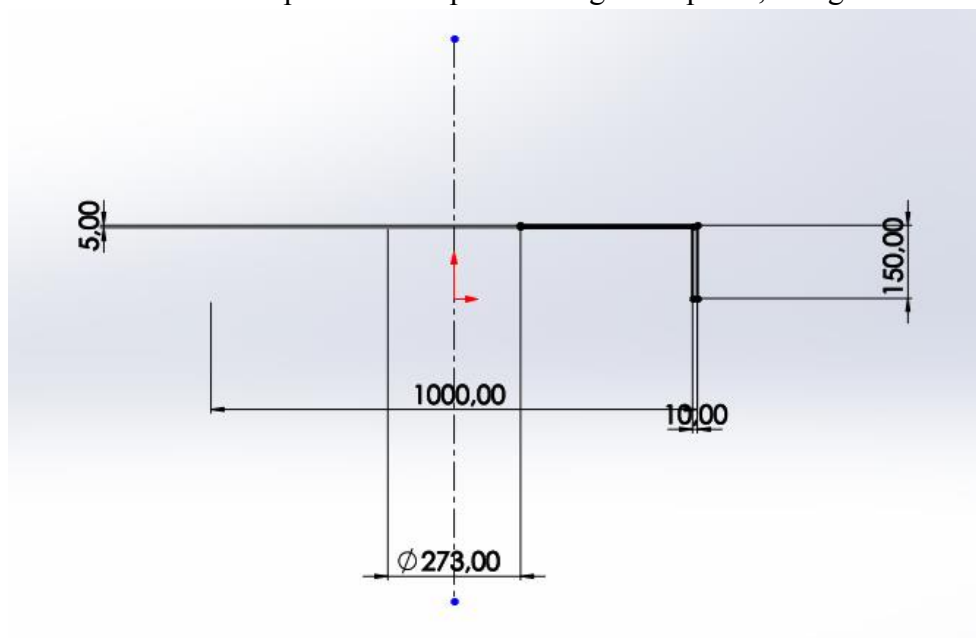
Det resterande parterna är skapta på samma sätt, det är en snittprofil vilket måttsätts och därefter ändras vinkeln på hur mycket extruden ska rotera. Guiden kommer gå igenom en av de resterande parterna, InreLprofil.

Öppna inreLprofil genom att trycka på "File" uppe i vänstra hörnet och välj sedan "Open", öppna mappen "CAD-Modell" och välj "inreLprofil". För att ändra måtten på parten gå till trädet och tryck på den lilla pilen till vänster om "Revolve1", dubbeltryck sedan på "Sketch1" för att öppna sketchen, se figur 13.



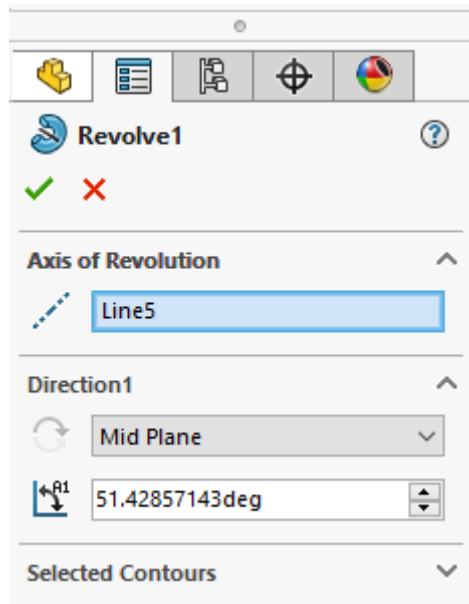
Figur 13 TrädRevolveInrering

Den stora diametern är diametern på innerring, den lilla diametern är den största diametern på stutsen och resterande mått är profilmåtten på innerringens L-profil, se figur 14.



Figur 14 Inrering

Gå ur sketchen genom att trycka på den blå pilen upp i vänstra hörnet. Därefter gå tillbaka till trädet och högertyck på "Revolve1" och välj "Edit Feature" högst upp till höger. Där väljs vinkeln 360 genom antalet balkar (det går att skriva 360/7 rätt i programmet, om balkantalet är 7 dvs), se figur 15.



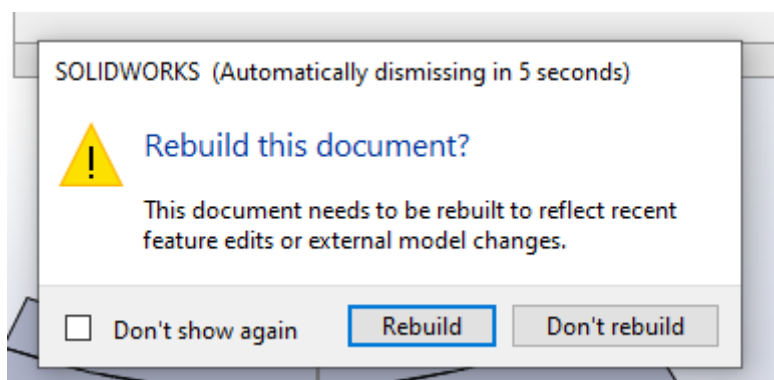
Figur 15 Ändring av vinkeln

Därefter är parten klar, tryck på "File" uppe i vänstra hörnet och välj "Save". Det är viktigt att inte ändra namn på partifilen då detta kommer att förstöra assemblyn.

Gör på samma sätt med Takplåt centrum, Stuts, Yttering och Mantel. Tänk på att Takplåt centrum skall gå emot stutsen dvs kolla på stutsen för den inre diametern på Takplåt centrum och för det yttre måttet på Takplåt centrum behövs två gånger tjocklek inreL-profil tas bort från diameter innerring.

## Assemblyn

Efter att alla parter har gjorts om till önskad mått öppna assemblyn genom att gå in på "File" tryck på "Open" öppna mappen "CAD-Modell" och välj "Assembly". När du öppnar upp filen kommer programmet frågar om den skall bygga om modellen, tryck på "Rebuild", se figur 16.



Figur 16 Rebuild

Om alla mått har angivits rätt skall modellen inte ge ifrån sig några felmeddelanden och modellen är klar. För att spara modellen i ett format vilket går att öppna i Ansys gå till "File" tryck på "Save as" och i filformat välj \*. step.

Här spelar det ingen roll vad filen döps till. För att spara modell som vanligt gör på samma sätt men ändra inte filformatet.

# Bilaga 12

## Matlab kod för handberäkning av slutgiltig modell.

```
% Handberäkningar

% Materialdata:
E_stainless=193e9;
density_stainless=7750;
E_structural=200e9;
density_structural=7850;
g=9.81;

% Areor:
A_Ly=0.46;      % Area på L-profilen yttertings ovansida
A_M=0.0075;    % Tvärsnitts area på manteln
A_T=6.90;      % Area på taket
A_Li=0.075;    % Area på L-profilen centrumring ovansida
A_S=0.000393;  % Area på stutsen ovansida

% Volym
V_Ly=0.0175;   % L-profil yttering volym
V_M=0.00754;  % Manteln volym
V_T=0.0276;   % Taket volym
V_balk=0.0257; % Balken volym
V_Li=0.0025;  % L-profil centrumring volym
V_Tc=0.0014;  % centrumtakets volym
V_S=0.00004;  % Stuts volym

% Beräkning av egenvikt
egenvikt=density_stainless*(V_M+V_T+V_Tc+V_S)+density_structural*(V_Ly+V_balk+V_Li);

% Bestämning av vindlast:
qp=1.22e3;
cpe=0.2;
vind=qp*cpe;

%bestämning av snölast
snow=1500*0.8;

% Bestämning av lastfall 1:
redfak_snow=0.6;
redfak_vind=0.3;

egenvikt_L1=0.89*1.35*egenvikt*g; % Egenvikt * Yg * g
undertryck_L1=1.2*850;           % Undertryck * Yg
vindlast_L1=1.5*vind;           % Vindlast*Yq1
snolast_L1=1.5*redfak_snow*snow; % Snölast * Yq2

% Bestämning av lastfall 2:
egenvikt_L2=0.89*1.35*egenvikt*g; % Egenvikt * Yg * g
undertryck_L2=1.2*850;           % Undertryck * Yg
vindlast_L2=1.5*redfak_vind*vind; % Vindlast*Yq2
snolast_L2=1.5*snow;            % Snölast * Yq1

% Beräkning av spänning i manteln för resp. lastfall:
sp_mantel_L1=(egenvikt_L1+undertryck_L1*A_T+vindlast_L1*A_T+snolast_L1*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S))/A_M;
sp_mantel_L2=(egenvikt_L2+undertryck_L2*A_T+vindlast_L2*A_T+snolast_L2*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S))/A_M;

% Kritiska lastfallet
p1=egenvikt_L1+undertryck_L1*A_T+vindlast_L1*A_T+snolast_L1*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S);
p2=egenvikt_L2+undertryck_L2*A_T+vindlast_L2*A_T+snolast_L2*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S);

if p1>=p2
    p=p1;
else
    p=p2;
end

% Beräkning av IPE-balkens yttröghetsmoment:
```

```

I_balk=7.6841e-05;

% Beräkning av deformation
L_balk=6.57;           % Längd på balken

% Reaktionskrafter
R=p;

% Deformations beräkning Fritt upplagd
egenvikt_Fb=(density_stainless*V_T+density_structual*V_balk)*0.89*1.35*g;
Fb=undertryck_L2*A_T+vindlast_L2*A_T+snolast_L2*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S)+egenvikt_Fb;

q0=0;
q1=2*Fb/L_balk;

q=@(x)q0+((q1-q0)/L_balk)*x;

utbojning=@(x)((Fb*L_balk^3)/(180*E_structual*I_balk))*(-3*x.^5/L_balk^5+15*x.^4/L_balk^4-20*x.^3/L_balk^3+8*x./L_balk);

x=linspace(0,6.5717,200);
D=[];
for i=1:200
    D(i)=utbojning(x(i));
end

% Deformations beräkning fast inspänd

Mb=(Fb*L_balk)/15;
Ma=(Fb*L_balk)/10;

defm=@(x)(L_balk^2/(6*E_structual*I_balk))*(Ma*(2*x./L_balk-3*x.^2/L_balk^2+x.^3/L_balk^3)+Mb*(x./L_balk-x.^3/L_balk^3));

D1=[];
for i=1:200
    D1(i)=utbojning(x(i))-defm(x(i));
end

figure(1)
plot(x,D1)

% Beräkning av böjspänning för fast inspänd balk

Ra=2*Fb/3;
Rb=Fb/3;

Ms=@(x)-Mb+Rb*x-q(x)*x.^2./6;
Wb=L_balk/0.12;

sp_bojning=[];
for i=1:200
    sp_bojning(i)=Ms(x(i))/Wb;
end

figure(2)
plot(x,sp_bojning)

```

# Bilaga 13

## Matlab kod för handberäkning av förändrad CAD-modell.

```
% Handberäkningar modell 2

% Materialdata:
E_stainless=193e9;
density_stainless=7750;
E_structural=200e9;
density_structural=7850;
g=9.81;

% Areor:
A_Ly=0.238;      % Area på L-profilen yttertings ovansida
A_M=0.00771;    % Tvärsnitts area på manteln
A_T=2.014;      % Area på taket
A_Li=0.104;     % Area på L-profilen centrumring ovansida
A_S=0.0013496;  % Area på stutsen ovansida

% Volym
V_Ly=0.00296;   % L-profil ytterting volym
V_M=0.007712;   % Manteln volym
V_T=0.00806;    % Taket volym
V_balk=0.00174; % Balken volym
V_Li=0.00116;   % L-profil centrumring volym
V_Tc=0.00050;   % centrumtaket volym
V_S=0.000075;   % Stuts volym

% Beräkning av egenvikt
egenvikt=density_stainless*(V_M+V_T+V_Tc+V_S)+density_structural*(V_Ly+V_balk+V_Li);

% Bestämning av vindlast:
qp=1.22e3;
cpe=0.2;
vind=qp*cpe;

%bestämning av snölast
snow=1500*0.8;

% Bestämning av lastfall 1:
redfak_snow=0.6;
redfak_vind=0.3;

egenvikt_L1=0.89*1.35*egenvikt*g; % Egenvikt * Yg * g
undertryck_L1=1.2*850;          % Undertryck * Yg
vindlast_L1=1.5*vind;          % Vindlast*Yq1
snolast_L1=1.5*redfak_snow*snow; % Snölast * Yq2

% Bestämning av lastfall 2:
egenvikt_L2=0.89*1.35*egenvikt*g; % Egenvikt * Yg * g
undertryck_L2=1.2*850;          % Undertryck * Yg
vindlast_L2=1.5*redfak_vind*vind; % Vindlast*Yq2
snolast_L2=1.5*snow;           % Snölast * Yq1

% Beräkning av spänning i manteln för resp. lastfall:
sp_mantel_L1=(egenvikt_L1+undertryck_L1*A_T+vindlast_L1*A_T+snolast_L1*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S))/A_M;
sp_mantel_L2=(egenvikt_L2+undertryck_L2*A_T+vindlast_L2*A_T+snolast_L2*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S))/A_M;

% Kritiska lastfallet
p1=egenvikt_L1+undertryck_L1*A_T+vindlast_L1*A_T+snolast_L1*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S);
p2=egenvikt_L2+undertryck_L2*A_T+vindlast_L2*A_T+snolast_L2*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S);

if p1>=p2
    p=p1;
else
    p=p2;
end

% Beräkning av IPE-balkens yttröghetsmoment:
```

```

I_balk=1.71e-06+(0.63*0.004^3)/12+0.052^2*0.63*0.004;

% Beräkning av deformation
L_balk=1.68337;           % Längd på balken

% Reaktionskrafter
R=p;

% Deformations beräkning Fritt upplagd
egenvikt_Fb=(density_stainless*V_T+density_structual*V_balk)*0.89*1.35*g;
Fb=undertryck_L2*A_T+vindlast_L2*A_T+snolast_L2*(A_T+A_Ly+A_Li+A_S)+egenvikt_Fb;

q0=0;
q1=2*Fb/L_balk;

q=@(x)q0+((q1-q0)/L_balk)*x;

utbojning=@(x)((Fb*L_balk^3)/(180*E_structual*I_balk))*(-3*x.^5/L_balk^5+15*x.^4/L_balk^4-20*x.^3/L_balk^3+8*x./L_balk);

x=linspace(0,L_balk,200);
D=[];
for i=1:200
    D(i)=utbojning(x(i));
end

% Deformations beräkning fast inspänd

Mb=(Fb*L_balk)/15;
Ma=(Fb*L_balk)/10;

defm=@(x)(L_balk^2/(6*E_structual*I_balk))*(Ma*(2*x./L_balk-3*x.^2./L_balk^2+x.^3./L_balk^3)+Mb*(x./L_balk-x.^3./L_balk^3));

D1=[];
for i=1:200
    D1(i)=utbojning(x(i))-defm(x(i));
end

figure(1)
plot(x,D1)

% Beräkning av böjspänning för fast inspänd balk

Ra=2*Fb/3;
Rb=Fb/3;

Ms=@(x)-Mb+Rb*x-q(x)*x.^2./6;
Wb=I_balk/0.05;

sp_bojning=[];
for i=1:200
    sp_bojning(i)=Ms(x(i))/Wb;
end

figure(2)
plot(x,sp_bojning)

```

## Bilaga 14

Matlab kod för beräkning av deformation för slutgiltig CAD-modell.

```
X=[-0.027790,6.451250];
Y=[1.485596,2.530104];
Z=[0,0];
x=[-0.027790
0.317127
0.663279
1.008350
1.352701
1.698700
2.040654
2.380662
2.725793
3.067281
3.409309
3.746654
4.084013
4.426640
4.760949
5.100956
5.438242
5.774018
6.113026
6.451250];
y=[1.485596
1.517504
1.550798
1.582830
1.618348
1.657485
1.698349
1.745123
1.794345
1.844627
1.904021
1.963963
2.027433
2.095033
2.163617
2.235711
2.308637
2.382114
2.456517
2.530104];
z=[zeros(size(x))];
plot(X,Y)
hold on
plot(x,y)
v=[X(2);Y(2);Z(2)]-[X(1);Y(1);Z(1)];
L=sqrt(v(1)^2+v(2)^2+v(3)^2);
PQ=[];C=[];
for i=1:20
    PQ(i,:)=[x(i);y(i);z(i)]-[X(1);Y(1);Z(1)]; % tar ut första punkten på linjen till punkten på uttagna värden
    C(i,:)=cross(v,PQ(i,:)); % kryssar för kortaste vägen
    d(i)=sqrt(C(i,1)^2+C(i,2)^2+C(i,3)^2)/L; % räknar ut sträckan
end
d=d/65; % Tar bort förstöringsfaktorn på deformationen
format long
```

## Bilaga 15

Matlab kod för beräkning av deformation för förändrad CAD-modell.

```
X=[5.059380,6.718773];
Y=[1.487547,1.755623];
Z=[0,0];
x=[5.059380
5.167249
5.277613
5.390622
5.502845
5.613230
5.725441
5.834168
5.947119
6.058403
6.167034
6.278018
6.389369
6.499602
6.609765
6.718773];
y=[1.487547
1.504551
1.521150
1.538241
1.555092
1.571774
1.588792
1.605421
1.622940
1.640547
1.658113
1.676525
1.695566
1.714979
1.735107
1.755623];
z=[zeros(size(x))];
plot(X,Y)
hold on
plot(x,y)
v=[X(2);Y(2);Z(2)]-[X(1);Y(1);Z(1)];
L=sqrt(v(1)^2+v(2)^2+v(3)^2);
PQ=[];C=[];
for i=1:16
    PQ(i,:)=[x(i);y(i);z(i)]-[X(1);Y(1);Z(1)]; % tar ut första punkten på linjen till punkten på uttagna värden
    C(i,:)=cross(v,PQ(i,:)); % kryssar för kortaste vägen
    d(i)=sqrt(C(i,1)^2+C(i,2)^2+C(i,3)^2)/L; % räknar ut sträckan
end
d=d/130; % Tar bort förstöringsfaktorn på deformationen
format long
```

## Bilaga 16

Sammanfattning av möte med Dekra 25 februari 2020.

Då de cisterntak som vi blev tilldelade skiljer sig vid utformningen av centrumringen och takringen diskuterades olika lösningsförslag för dessa områden. Efter diskussioner och extra visningar av ”opublicerade” ritningar togs beslutet att använda sig av ”L-profiler” som både centrumring och takring.

Då balken och takplåten kan fästas på olika sätt i standard konstruktioner ansåg Dekra att takplåten gärna skall ligga ovanför balkarna, även om ritningarna som tilldelades hade takplåten under. Varför takplåten skall ligga ovanpå balkarna är för de flesta standard konstruktionerna har denna utformningen.

Då inga svetsar skall modelleras i modellen kan kontaktytor mellan rundade delar och raka delar modelleras på flera sätt, här diskuterades olika lösningar och ett beslut fattades för att använda sig av fullkontaktyta. T.ex. skall kontaktytan mellan IPE-balken och manteln rundas för att möjliggöra detta.

INSTITUTIONEN FÖR INDUSTRI- OCH  
MATERIALVETENSKA  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg, Sverige 2020  
[www.chalmers.se](http://www.chalmers.se)



**CHALMERS**