

Knutpunkt i prefabricerat flervåningshus med träregelstomme

**Provning och analys av skruvförband mellan
väggelement**



**LUNDS
UNIVERSITET**

Lunds Tekniska Högskola

**LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för byggvetenskaper / Avdelningen för byggnadskonstruktion**

Examensarbete:
Gustav Germundsson
Robin Henriksson

© Copyright Gustav Germundsson, Robin Henriksson

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2013

Sammanfattning

Under sommaren 2013 skall A-hus leverera prefabricerade bostadshus i trä i fyra våningar till Derome Mark & Bostad som exploaterar mark i Svedala. En av de tekniska utmaningarna i dessa hus är hur anslutningen mellan två ytterväggselement och mellanbjälklag skall utformas. Ett förslag är att fästa samman dessa tre element med en 400 mm lång skruv som skråskruvas igenom samtliga element. Metoden möjliggör hög prefabriceringsgrad samt ett snabbt och enkelt montage.

Syftet med detta arbete är att undersöka om den föreslagna knutpunkts-utformningen klarar de hållfasthets- och deformationskrav som ställs. Arbetet är avgränsat till att endast undersöka drag- och skjuvkrafter mellan väggelementen.

Lasteffekter beräknas i brott- och bruksgränstillståndet. Laster i form av egentynngd, vindlast och snedställningslast kommer att verka på knutpunkten. A-hus beräkningar på vilka lasteffekter som verkar på anslutningen redovisas också. I rapporten presenteras även vilka krav som ställs på en byggnad med bärande träregelstomme med hänsyn till olyckslast.

Provningar av knutpunktens bärförmåga vid drag- respektive skjuvbelastning genomförs. Beräkningar för att uppskatta anslutningens tvärkrafts- och utdragsbärförmåga genomförs också.

Resultatet från provningarna visar att brott vid drag mellan väggelementen inte sker genom utdragning av skruven som var väntat baserat på beräkningarna, utan genom att hammarbandet spricker p.g.a. drag tvärs fiberriktningen. Vid både drag- och skjuvbelastning blir deformationerna stora redan vid små laster.

Dessa resultat betyder att anslutningen inte lever upp till de krav som finns med avseende på dragkraft mellan väggelementen och att stor risk för kraftiga deformationer och brott föreligger. Resultaten av detta arbete har lett till att A-hus konstruktörer har reviderat knutpunkten.

Nyckelord: flervåningshus i trä, skruvförband, provning, hållfasthet, knutpunkt, väggelement, horisontalstabilisering, olyckslast.

Abstract

During the summer of 2013, A-hus will deliver housing in four floors to Derome Mark & Bostad exploiting land in Svedala. One of the technical challenges in these houses is to design the connection between the two outer wall elements and the floor structure. The current proposal is to connect the three elements using a 400 mm long screw that is toe-screwed through all three elements. This method implies a high degree of prefabrication and a quick and easy installation.

The aim of this work is to investigate whether the proposed joint design can fulfil the strength and deformation requirements imposed. The work is limited to investigating only tensile and shear forces between the wall elements.

Effect of actions is calculated in the ultimate and serviceability limit states. Loads in the form of self-weight, wind actions and misalignment load will act on the investigated connection. A-hus calculations of effects of actions that are acting on the connection are also presented. Also, the requirements with respect to accidental actions for a building with load-bearing timber frame are investigated.

Tests of the connection resistance in tensile and shear loading are carried out. Calculations for the screw's lateral load capacity and withdrawal capacity are carried out.

The results from the tests show that tensile failure between the wall elements does not occur in the screw as expected in the calculations, but by failure in the wood due to tension perpendicular to the grain. This means that the connection does not meet the requirements in terms of traction between the wall elements and there is a high risk of severe deformation and failure. At both tensile and shear force, deformations become large even at small loads.

These results mean that the connection does not meet the requirements in terms of tension between the wall elements and a high risk of extensive deformation and failure exists. The results of this work has led to that the engineers at A-hus revised the connection.

Keywords: multi-storey timber housing, screwed connections, testing, strength, connection, wall elements, horizontal stability, accidental actions.

Förord

Denna rapport är del i det examensarbete som avslutar vår utbildning vid Lunds Tekniska Högskola. Rapporten skrevs på avdelningen för byggnadskonstruktion i samarbete A-hus i Anneberg. Vi var intresserade av att skriva vårt examensarbete inom byggnadskonstruktion och tog kontakt med A-hus. Tillsammans med Anders Carlsson och Linus Abrahamsson, teknisk chef respektive konstruktör på A-hus kom vi fram till problemställningen för detta examensarbete.

Vi skulle först och främst vilja tacka vår handledare TeknD. Susanne Heyden och vår examinerator Prof. Per Johan Gustafsson för deras hjälp och engagemang. Vi skulle även vilja rikta ett tack till A-hus för visat förtroende, Per-Olof Rosenkvist för hans assistans under provningarna och Fredrik Karlsson på Tyréns för hans bidrag med information.

Malmö, september 2013

Gustav Germundsson Robin Henriksson

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	1
1.4 Avgränsningar	1
1.5 Arbetsfördelning	2
2 Flervåningshus i trä	3
2.1 Allmänt	3
2.2 Stomsystem i trä	3
2.2.1 Regelsystem	4
2.2.2 Skivsystem, massivträ	4
2.2.3 Pelar-balk-system	4
2.3 Funktionskrav	4
2.4 Knutpunktslösningar yttervägg/bjälklag	7
2.5 Upplagt och inhängt upplag	8
2.5.1 Upplagt bjälklag	8
2.5.2 Inhängt bjälklag	9
3 Referensobjekt	11
3.1 Knutpunkt – väggelement i yttervägg och bjälklag	12
4 Lasteffekter i brottgräns- och bruksgränstillstånd	13
4.1 Avgränsningar	13
4.2 Bestämning av värsta lastfall	13
4.3 Lastkombinationer och partialkoefficienter	14
4.4 Egentyngder	16
4.5 Vertikala laster	16
4.6 Vindlast	17
4.7 Snedställningslast	22
4.8 Fördelning av laster till vindstabiliserande väggar	24
4.8.1 Fördelning av laster inom stabiliserande vägg	27
5 Dimensionering med hänsyn till olyckslast	33
5.1 Olyckslast	33
5.1.1 Allmänt	33
5.1.2 Brand	33
5.1.3 Påkörning	33
5.1.4 Inre explosion	34
5.1.5 Översvämning	34
5.2 Fortskridande ras	34
5.2.1 Robusthet	35
5.2.2 Förband och alternativa lastvägar	35
5.3 Konsekvensklasser	37

5.4 Dimensionering för olyckslast och fortskridande ras.....	39
5.4.1 Referensobjektet med avseende på olyckslast.....	40
5.4.1.1 Horisontella förband.....	41
5.4.1.2 Vertikala förband.....	42
5.4.1.3 Förankring av bjälklag till vägg.....	42
6 Beräkning av bärförmåga för skruvförband.....	45
6.1 Skruvförbandets karakteristiska utdragsbärförmåga.....	46
6.2 Skruvförbandets karakteristiska tvärkraftskapacitet.....	47
6.3 Dimensionerande bärförmåga.....	49
6.4 Bärförmåga provkropp drag.....	50
6.4.1 Utdragsbärförmåga.....	50
6.4.2 Tvärkraftskapacitet.....	51
6.4.3 Provkroppens bärförmåga.....	51
6.5 Bärförmåga provkropp skjuv.....	53
6.5.1 Tvärkraftskapacitet.....	53
6.6 Sammanfattning.....	54
7 Provning.....	55
7.1 Syfte.....	55
7.2 Planering inför provningar.....	55
7.3 Metod, dragprov.....	55
7.3.1 Utformning av provkropp för dragprov.....	55
7.3.2 Provrigg och dragprovсанordning.....	56
7.3.3 Genomförande av dragprov.....	58
7.4 Resultat, dragprov.....	58
7.4.1 Brottlast.....	59
7.4.2 Brottmod.....	60
7.4.3 Deformationer.....	62
7.5 Diskussion, dragprov.....	63
7.6 Metod, skjuvprov.....	64
7.6.1 Utformning av provkropp för skjuvprov.....	64
7.6.2 Provrigg.....	64
7.6.3 Genomförande av skjuvprov.....	65
7.7 Resultat, skjuvprov.....	66
7.7.1 Brottlast.....	66
7.7.2 Brottmod.....	68
7.7.3 Deformationer.....	69
7.8 Diskussion, skjuvprov.....	71
8 Diskussion.....	73
8.1 Dragkraft.....	73
8.2 Skjuvkrafter.....	74
8.3 Förslag på förbättringar.....	75
8.3.1 Öka höjden på kortling i ovankant på väggelement.....	75

8.3.2 Använda olika skruvförband	75
8.3.3 Styrlist för att minska deformationerna	75
8.3.4 Kontinuerliga vertikala dragstag	76
8.3.5 Alternativ till MDF mellan väggelementen	76
8.3.6 Omlottplacerade skivor	76
9 Förslag på fortsatt arbete	77
10 Referenser	79
Bilaga A - Bäddhållfasthet.....	81
Bilaga B - Dimensionering av dragprovanordning	83
Bilaga C - Dimensionering av skruvförband till provkropp	85
Bilaga D - Diagram över kraft och deformation från provningar ..	89
Bilaga E - Beräkning av momentkapacitet för undre träregel.....	101
Bilaga F - Lasteffekter.....	105
Bilaga G - Ritningar.....	113

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Halländska Deromegruppen är ett träindustriföretag och har verksamhet inom bland annat skogsbruk, bioenergi, byggvaror, prefabricerade träelement och fastighetsförvaltning. Inom segmentet Derome Hus AB ingår A-hus som utvecklar, bygger och säljer monteringsfärdiga villor i trä. Husen tillverkas i A-hus fabrik i Anneberg utanför Kungsbacka och säljs främst i Sverige, men exporteras även till bl.a. Holland, Danmark, Belgien och Tyskland.

Under sommaren 2013 skall A-hus leverera bostadshus i fyra våningar till Derome Mark & Bostad som exploaterar mark i Svedala. En av de tekniska utmaningarna för dessa hus är hur anslutningen mellan två ytterväggselement och mellanbjälklag skall utformas. Förslaget i dagsläget är att fästa samman dessa tre element med en 400 mm lång skruv av typen SFS WR-T 9,0 mm. Skruven skråskruvas igenom samtliga element. Metoden medför en hög prefabriceringsgrad samt ett snabbt och enkelt montage men skruven är dyr och därför vill man undersöka hur många skruvar som krävs för att anslutningen skall klara de hållfasthetskrav som finns. Skruvförbandet måste klara av att hantera alla de olika drag-, tryck- och skjuvkrafter som kan komma att verka mellan elementen.

1.2 Syfte

A-hus önskar att undersöka den knutpunktslösning som används för två ytterväggselement och bjälklag för husen i Svedala. I detta arbete analyseras hur väl knutpunkten kan hantera de laster som kan komma att verka mellan elementen. Syftet är att slutligen kunna besvara hur många skruvar som måste användas för att klara hållfasthetskraven samt att eventuellt presentera förslag på hur knutpunktslösningen kan förbättras.

1.3 Metod

Inledningsvis undersöks vilka funktionskrav som finns för knutpunkten. Lasteffekter i brott- och bruksgränstillståndet för referensobjektet beräknas för att kunna jämföras med de beräkningar och provningar av bärförmåga som görs. I diskussionskapitlet jämförs framtagna lasteffekter och bärförmågor med varandra för en utvärdering av skruvförbandets förmåga att uppfylla hållfasthetskraven.

1.4 Avgränsningar

Ett hus utsätts för flera olika typer av last, så som egentyngd, nyttig last, snölast, vindlast och olyckslast. Den aktuella anslutningen skall därför kunna hantera drag-, tryck- och skjuvkrafter mellan flera av de olika ingående

byggnadsdelarna, men även i olika riktningar. Än mer komplext blir det om man beaktar att flera av dessa krafter kan uppstå samtidigt. För att anslutningen skall kunna analyseras inom ramen för detta examensarbete har följande avgränsningar gjorts:

- Endast renodlade drag- och skjuvkrafter mellan väggelementen beaktas.
- En förenklad geometri av referensobjektet används vid beräkningar av lasteffekter.
- Endast vind mot husets långsida beaktas då detta antas leda till störst laster för den aktuella anslutningen.

Mer detaljer om de avgränsningar som gjorts beskrivs i respektive kapitel.

1.5 Arbetsfördelning

Under arbetets gång har båda författarna varit lika delaktiga i samtliga moment.

2 Flervåningshus i trä

2.1 Allmänt

I Sverige har man under flera hundra år byggt i trä, men främst när det gäller småhus och byggnader som kyrkor och ekonomihus. På grund av stora stadsbränder förbjöds i och med 1874 års byggnadsstadga, byggande av hus i fler än två våningar med stommar i brännbart material. 1994 togs förbudet bort och istället infördes funktionskrav som innebär att kraven på brandskydd på olika sätt måste uppfyllas. Sedan dess har utvecklingen av tekniken för byggande i trä tagit fart och det har byggts flervåningshus med trästomme på flera håll i Sverige då fördelarna jämfört med betong och stål är många.

Trä är ett billigt, lättanvänt och miljövänligt material att använda. Då trä är ett lätt material är det både lättare och billigare att bygga utkragande delar som t.ex. burspråk och balkongplattor samt att grundläggningen oftast är enklare än vid användande av tyngre stommaterial. Träet har även god värmeisoleringsförmåga, vilket minskar risken för köldbryggor och kondens.

En av de tekniska utmaningarna består av att stabilisera högre byggnader mot vindlaster eftersom trästommar har mycket lägre egentyngd än motsvarande stomme i betong eller stål. Stomljud i form av exempelvis stegljud är också en faktor man måste beakta vid användande av trästomme. [1]

2.2 Stomsystem i trä

De tre vanliga stomsystemen för trähus är pelar-balk-system, skivsystem och regelsystem. Vilken typ av stomme man bör använda beror på ett flertal faktorer [2]:

- Undergrund
- Utformning, t.ex. planlösning
- Våningsantal
- Val av installationssystem
- Kunskap och personal
- Ekonomi
- Produktionsförutsättningar
- Förvaltning av slutprodukten
- Funktionskrav
- Miljö

2.2.1 Regelsystem

Regelsystem är lämpligt då undergrunden har dålig bärighet eftersom stommen är lätt. Dock är det svårt att använda vid plintgrundläggning [2]. Regelsystemet begränsar möjlighet till vissa typer av planlösning då det fordras odelade, symmetriskt placerade väggar som verkar stabiliserande mot horisontella laster. Regelväggarna kompletteras med skivmaterial av gips eller trä för att klara kraven på stabilisering.

2.2.2 Skivsystem, massivträ

Skivsystemet är något tyngre än regelsystemet vilket kräver en mer omfattande grundläggning. Att göra installationer i massivträväggar är också svårare än i regelväggar.

Massivträskivor är skjuvstyva jämfört med regelväggar och lämpar sig därför att använda vid stora horisontella laster eftersom deformationerna blir mindre.

2.2.3 Pelar-balk-system

Systemet används främst då man eftersträvar stora, öppna golvytor eller då fasaden har stora öppningar. Problem med stomljud, som är vanligt för trästommar, är mindre för pelar-balk-system än vid användande av bärande väggar [3].

Horisontella laster tas vanligtvis upp genom strävor eller styva väggar som är placerade så att de inte stör planlösningen. Vid användning av bjälklag i massivträ kan man i regel även utnyttja dessa som styva skivor.

Svikten blir ofta dimensionerande för bjälklag på balkar. Kontinuerliga balkar på pelare är då oftast att föredra. Med tillräckligt styva pelare och balkar samt momentstyva knutpunkter kan man även utnyttja ramverkan för stabilisering.

Viktigt att tänka på är att deformationerna i det vertikala bärverket blir så lika som möjligt. I anslutning mellan pelare och balk finns risk för att balken deformeras vinkelrätt fiberriktningen [4].

2.3 Funktionskrav

I den bärande stommen ställs det inte bara krav på komponenterna som stommen består av, utan även knutpunkterna mellan dessa. Vinnova gjorde under 2000 en studie på träbyggandets knutpunktsutformningar på uppdrag av NUTEK:s Trä och Byggprogram. Studiens syfte var att skapa ett öppet träbyggnadssystem för knutpunktutformningar, kallat "Wood Interface System". Studien resulterade bland annat i en rapport med samma namn.

Nedan presenteras de funktionskrav för knutpunkt mellan vägg och bjälklag som identifierats i denna rapport. [5]

Det här arbetet kommer endast hantera funktionskrav med avseende på bärförmåga, stabilisering och olyckslast. Det finns emellertid andra funktionskrav som måste uppfyllas med avseende på t.ex. brand, ljud- och värmeisolering samt täthet.

Upplagstryck

Där bjälklagsbalken har sitt upplag uppstår en belastning vinkelrätt balkens fiberriktning vilket kan resultera i stora deformationer. En större upplagsyta minskar risken för deformationer i balken.

Vertikala tvärkrafter

Då lasterna från bjälklaget inte överförs via direkt anliggning till bärande vägg, måste de istället överföras via beslag, en lejd eller dyl. Det måste finnas tillräckligt med infästningsmöjligheter för att hantera de aktuella tvärkrafterna, genom att det exempelvis finns tillräcklig plats för det antal fästdon som behövs.

Excentrisk belastning

Då upplaget inte är placerat centriskt ovanpå den bärande väggen uppstår en excentrisk belastning på väggen i form av ett moment. Upplagsreaktioner från bjälklaget skall överföras till den bärande väggen med så lite excentricitet som möjligt.

Funktion med avseende på stabilisering

Flervåningshus i trä stabiliseras genom att utnyttja bärande väggar och bjälklag som kraftupptagande, styva skivor. En vägg som utsätts för en vindlast har sina upplag på bjälklagskanten. I bjälklaget förs lasten vidare till de stabiliserande väggarna. Man kan här betrakta bjälklaget som en hög balk. De stabiliserande väggarna skall klara last med avseende på skjuvkrafter och vertikala lyft- och tryckkrafter. Krafterna måste även föras ner till grunden. Knutpunkten mellan första och andra våningen kommer därför sannolikt att utsättas för störst last.

Lastöverföring yttervägg till bjälklag

Detta avser förmågan att överföra upplagskrafterna från väggen till den styva bjälklagsskivan som i sin tur för lasterna vidare till de stabiliserande väggarna.

Tryck- och dragfläns i hög balk

Man kan likna bjälklaget vid en hög balk där den styva golvskivan verkar som liv och knutpunkterna som flänsar. Kravet avser knutpunktens funktion som drag- respektive tryckfläns i bjälklaget.

Överföring av horisontell skjuvkraft - bjälklag/vägg

Lasterna i bjälklaget skall i sin tur överföras till de stabiliserande väggarna. Detta kommer att leda till horisontella skjuvkrafter i knutpunkten, mellan bjälklaget och de stabiliserande väggarna. Se Figur 4.2, tvärkraft längsfogen.

Överföring av horisontell skjuvkraft – våning/våning

Horisontell vindlast som skall föras ner till grunden via de stabiliserande väggarna ackumuleras för varje våningsplan. Den ger en horisontell skjuvkraft i anslutningen mellan våningsplanen, som är störst längst ner i byggnaden. Se Figur 4.2, tvärkraft längsfogen.

Överföring av koncentrerade drag- och tryckkrafter - våning/våning

Mellan våningsplanen, kommer de horisontella lasterna att ge en drag- respektive tryckkraft i väggens ändar som måste överföras i knutpunkten. Se Figur 4.2, dragkraft och tryckkraft.

Funktion med avseende på fortskridande ras

Kravet avser knutpunktens förmåga att förhindra en kollaps av den bärande stommen vid extrema laster, så som brand, explosion eller påkörning, som resulterar i att någon del av bärverket helt förstörs.

Självbärande förmåga

Kravet avser knutpunktens förmåga att verka självbärande, då någon del av bärverket saknas, genom att fungera som en avvaxling.

Bärförmåga med hänsyn till utåtriktade krafter

Avser knutpunktens förmåga att hålla ihop bjälklag och vägg vid stora utåtriktade krafter, som vid exempelvis explosion. Se Figur 4.2, dragkraft.

Bärförmåga med hänsyn till uppåtriktade upplagskrafter

Vid avsaknad av en bärande vägg kan det uppstå uppåtriktade krafter i knutpunkten från exempelvis ett kontinuerligt bjälklag som förlorar ett av sina ytterstöd. Detta krav avser knutpunktens förmåga att hantera dessa uppåtriktade krafter.

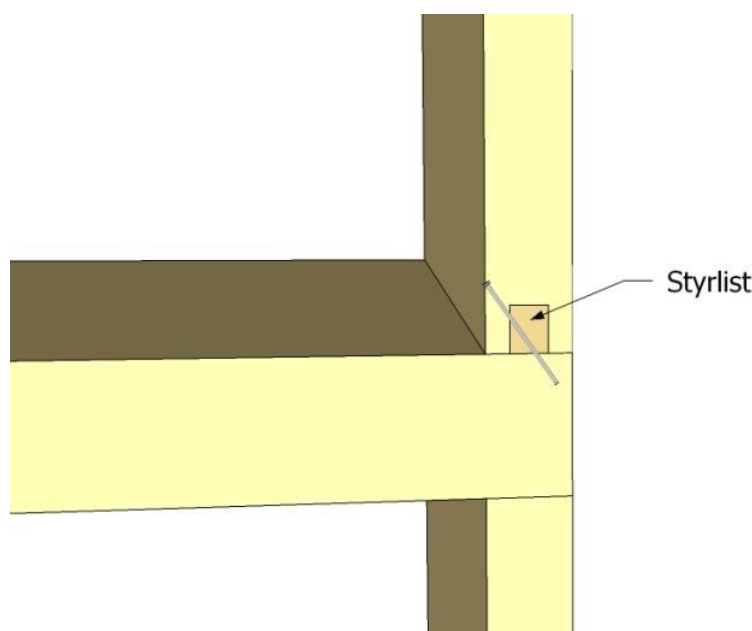
2.4 Knutpunktslösningar yttervägg/bjälklag

Funktionskraven som beskrivs ovan är likartade oavsett vilket stommaterial som används, men detaljlösningarna ser olika ut beroende på material.

Vid användning av betongbjälklag och betongväggar gjuts en armeringsögla in i bjälklag och vägg för att säkerställa att bjälklaget inte trillar ner från sitt upplag. Lyftkrafter mellan väggelement motverkas också med hjälp av ingjuten armering. Stålstommar, som vanligtvis är av typen pelar-balk-system och bjälklag i betong kan fästas på liknande vis, där armeringen svetsas eller skruvas fast i stålet och gjuts in i betongen.

I ”Massivträ. Handboken 2006” [3] finns beskrivet hur upplagt träbjälklag bör fästas till underliggande vägg och hur överliggande vägg bör fästas i bjälklaget. Principen är liknande för både plattbjälklag och kassettbjälklag.

Vid användning av massivträväggar fästs bjälklaget till den underliggande väggen med skruv rakt uppifrån. Innan montering av den överliggande väggen monteras en stödlister som verkar som styrning och stöd vid montering. Därefter skråskruvas väggen fast i bjälklaget med ca 35 graders vinkel, se Figur 2.1. Vid lyftkrafter i den överliggande väggen uppstår ett moment i skruven p.g.a. vinkeln. Stödlisen hjälper även till att ta upp den tvärkraft som uppstår när skruven vill böja sig p.g.a. lyftkraften [3]. Förutsatt att stödlisen är tillräckligt monterad mot bjälklaget minskar även momentet och hävstångseffekten i skruven eftersom skruvens inbäddningsdjup ökar.



Figur 2.1: Infästning av upplagt bjälklag.

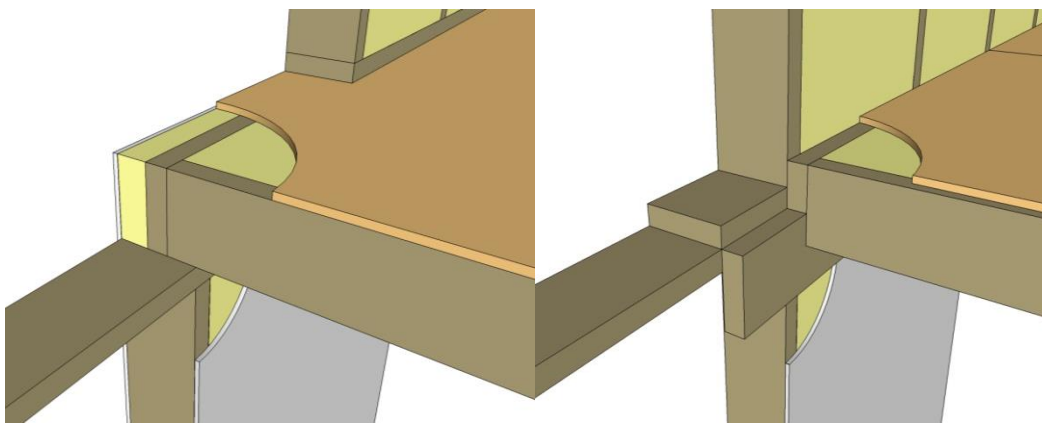
Med träregelvägg kan bjälklaget fästas till den underliggande väggen på samma vis som för massivträväggar. Därefter skruvas en syllplanka med

sylltätning mot bjälklaget. Den övre väggen ställs på plats och fästs i nedre delen med skruvning horisontellt genom syllplanka och vägg från insida.

Lyftkrafter mellan väggelementen i stabiliserande väggarna är något man måste ta särskild hänsyn till för flervåningshus med trästomme p.g.a. låg egentyngd. Detta kan lösas genom att använda dragstänger som förankras i grunden och löper genom hela byggnadens höjd. Dragstängerna kan föra ner horisontallasterna till grunden och på så vis undviker man att lyftkraften behövs tas om hand i anslutningen. En annan fördel med dragstänger är att de är möjliga att efterspanna om krypning i träet eller andra deformationer gör att de med tiden börjar förlora sin effekt. [6]

2.5 Upplagt och inhängt upplag

I en knutpunkt mellan bjälklag och vägg överförs både vertikala och horisontella laster, samtidigt som det ställs krav som påverkar komforten, på t.ex. ljud- och värmeisolering samt täthet. Bjälklaget kan möta ytterväggar både parallellt och vinkelrätt bärriktningen. Det finns två principer för denna infästning. Den ena principen är att bjälklaget läggs upp på väggarna, den andra är att bjälklaget hängs in på insidan av väggen, se Figur 2.2. De två principerna skiljer sig något i funktion vad gäller bärförmåga, stabilisering, brand, ljudkrav och täthet och möjlighet till reparation och underhåll m.m.



Figur 2.2: Upplagt respektive inhängt bjälklag.

2.5.1 Upplagt bjälklag

Bärförmåga

Bjälklaget får en stor upplagsyta vilket ger högre toleranser. Lasten från ovanliggande våningar belastar bjälklaget vinkelrätt fibrerna vilket kan ge vertikala deformationer. Å andra sidan är anliggningsytan större än vid inhängt bjälklag vilket gör det lättare att hantera koncentrerade upplagstryck.

Stabilisering

Nackdelen är svårigheten att överföra lasten till den stabiliserande skivan i bjälklagets ovankant. Från syllen i ovanliggande vägg är detta normalt inget problem, men för väggen i underliggande plan kommer en linjelast i bjälklagets underkant att uppstå, vilket riskerar att resultera i vridning av bjälklagsbalkarna. Liknande problem uppstår vid överföring av linjelast från skivan i bjälklaget till väggen i våningsplanet under eller lastöverföring mellan våningsplan då lasten måste gå genom bjälklaget.

2.5.2 Inhängt bjälklag

Bärförmåga

Lasten från ovanliggande våningar påverkar inte bjälklaget. Eftersom bjälklaget är upphängt på väggen får man däremot vertikala tvärkrafter i spik- eller skruvförband mellan bjälklaget och dess upplag. Man får även en något högre excentricitet än vid upplagt bjälklag.

Stabilisering

En stor fördel med inhängt bjälklag är att man slipper problematiken med avståndet mellan den stabiliserande golvskivan och hammarband i underliggande vägg, eftersom bjälklaget hänger vid sidan av vägganslutningen. Detta medför även att laster mellan syll och hammarband enkelt kan överföras via direktkontakt.

3 Referensobjekt

För beräkning av lasteffekter har ett referensobjekt använts. Referensobjektet är ett hus i fyra våningar med träregelstomme, se Figur 3.1 och Figur 3.2.



Figur 3.1: Referensobjektet i Svedala.

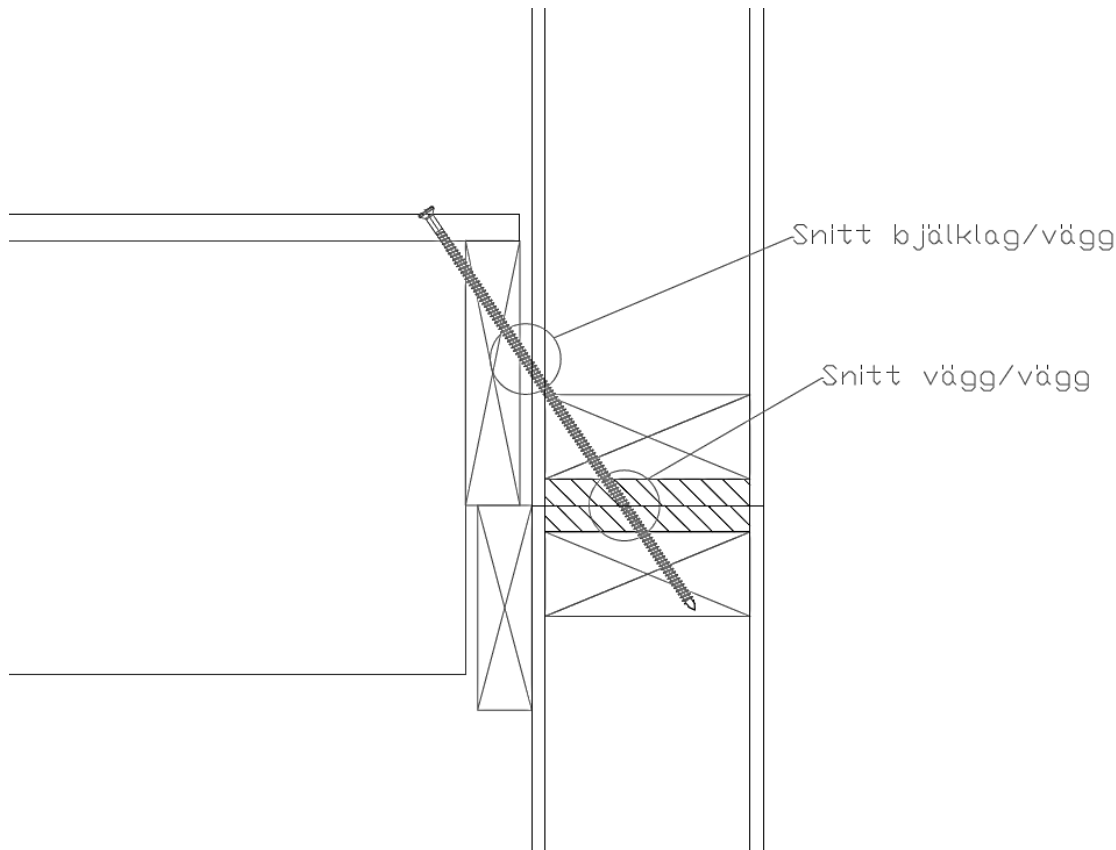


Figur 3.2: Referensobjektet i Svedala.

Huset består av prefabricerade ytelement som tillverkas i A-hus fabrik och monteras i Svedala under sommaren 2013. Plan- och sektionsritningar för referensobjektet redovisas i Bilaga G.

3.1 Knutpunkt – väggelement i yttervägg och bjälklag

Den knutpunkt som undersöks är anslutningen mellan bjälklag och bärande yttervägg. Bjälklagsbalkarna är inhängda vinkelrätt på en lejd som i sin tur är infäst längs med väggarnas bärriktning enligt Figur 3.3 nedan.



Figur 3.3: Knutpunkt mellan bjälklag och yttervägg, utan ytskikt.

Väggelementen i ytterväggen är prefabricerade träregelväggar. De liggande reglarna i väggens över- och underkant är utformade som kortlingar mellan de stående reglarna. På så vis undviker man att de utsätts för punkttryck vinkelrätt fibrerna från de vertikalt belastade stående reglarna. Detta är särskilt viktigt längre ner i byggnaden där störst vertikal last uppstår. Att det saknas en kontinuerlig syll respektive hammarband medför dock att ändarna i de stående reglarna i varje våningsplan kan tryckas mot varandra så att träfibrerna tränger in i varandra. För att förhindra detta har man mellan väggelementen placerat två 22 mm MDF-skikt.

Eftersom knutpunkten utsätts för laster från flera olika håll, är konstruktionen fäst samman med hjälp av 400 mm långa skruvar som skruvas snett genom bjälklaget och genom de båda väggelementen. Avståndet mellan skruvarna är 200 mm. Skruvarna förhindrar skjuvning och lyftkrafter mellan väggelementen och fäster bjälklaget i väggen.

4 Lasteffekter i brottgräns- och bruksgränstillstånd

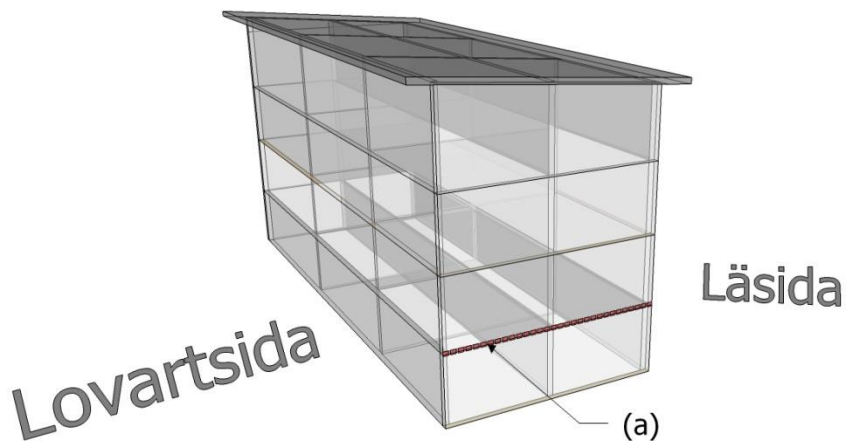
I detta kapitel beräknas de lasteffekter som uppstår på detaljen. Lasteffekterna redovisas i brottgräns- och bruksgränstillståndet.

4.1 Avgränsningar

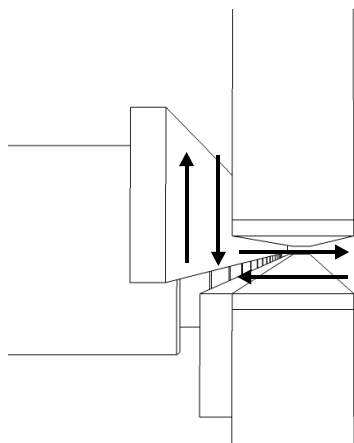
- Loftgångar och balkonger beaktas ej
- Uppåtriktade vindlaster på grund av takfot beaktas ej

4.2 Bestämning av värsta lastfall

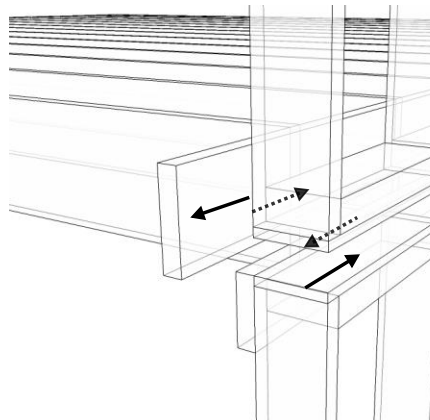
Störst vindlast på huset uppstår vid vind mot långsida, då vinden verkar på en större väggarea. Vid vind mot långsida verkar väggarna parallellt med vindriktningen, alltså gavelväggar och lägenhetsskiljande väggar stomstabiliserande. Då den knutpunkt som undersöks endast finns i anslutning till yttervägg är den del av byggnaden där knutpunkten antas vara hårdast belastad därför i gavelväggarna, mellan det första och andra våningsplanet. På grund av vindlasten mot långsidan kommer den del av gavelväggen närmst lovartsidan att vara utsatt för störst lyftkraft då även vindsuget på taket är som störst på lovartsidan av taket. Vindsuget på pulpettakets utgör även ett tillägg till den horisontella lasten på grund av takets lutning. Samtidigt kommer en vind mot långsidan även att leda till ett sug på gavelväggen, vilket även det påverkar anslutningen men inte kommer att beaktas i detta arbete.



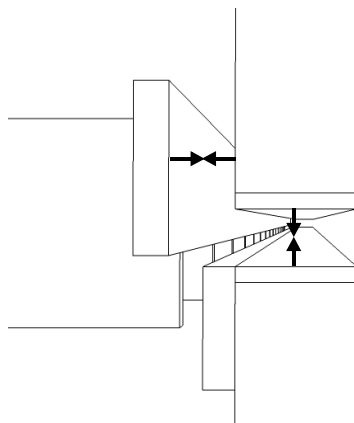
Figur 4.1: Värsta lastfall vid vind mot långsida. (a) Kritisk förankring mellan väggelementen vid vind mot långsida.



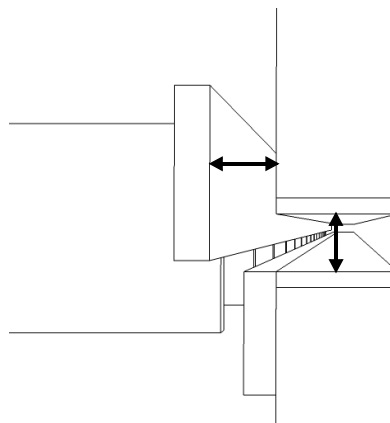
Tvärkraft tvärs fogen



Tvärkraft längs fogen



Dragkraft



Tryckkraft

Figur 4.2: Översiktsbild av laster på anslutningen.

Figur 4.2 visar vilka laster som verkar på anslutningens ingående delar. I detta arbete kommer endast tvärkraft längs fogen mellan väggelementen och dragkraft mellan väggelementen undersökas.

4.3 Lastkombinationer och partialkoefficienter

Konstruktionen påverkas av flera laster samtidigt, både permanenta och variabla laster. Vid kombination av de olika lasterna måste hänsyn tas till att de variabla lasternas maximivärden sällan inträffar samtidigt. Därför används en lastreduktionsfaktor, ψ . Risken för personskador vid brott måste också beaktas, vilket görs med en partialkoefficient för säkerhetsklass, γ_d .

Vid dimensionering av bärverksdelarna i brottgränstillståndet används lastkombination STR, ekv.10b [7]. En av de variabla lasterna sätts som huvudlast och de övriga som övriga variabla laster, se Tabell 4.1. Flera kombinationer av dessa måste provas då det inte är uppenbart vilken variabel

last som skall användas som huvudlast. I detta fall är det dock uppenbart att det är vindlasten som utgör huvudlast och därför kommer endast detta lastfall att undersökas i detta arbete. Laster i bruksgränstillståndet redovisas också i detta kapitel då värden på lasteffekter i bruksgränstillståndet används vid bedömning av deformationer på bärverksdelarna. Vid beräkning av laster i bruksgränstillståndet används karakteristisk lastkombination, se Tabell 4.2.

Tabell 4.1: Lastkombination STR, brottgränstillståndet.

Lastkombination STR	
Permanent last G	
Ogynnsam G_k	$\gamma_d * 1,2 * G_k$
Gynnsam G_k	$1,0 * G_k$
Variabel last Q	
Huvudlast $Q_{k,1}$	$\gamma_d * 1,5 * Q_{k,1}$
Övriga variabla laster $Q_{k,i}$	$\gamma_d * 1,5 * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$

Tabell 4.2: Lastkombination karakteristisk, bruksgränstillståndet.

Lastkombination Karakteristisk	
Permanent last G	
	$1,0 * G_k$
Variabel last Q	
Huvudlast $Q_{k,1}$	$1,0 * Q_{k,1}$
Övriga variabla laster $Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} * Q_{k,i}$

Tabell 4.3: Lastkombination exceptionell, brottgränstillståndet.

Lastkombination Exceptionell	
Permanent last G	
Ogynnsam G_k	G_k
Gynnsam G_k	G_k
Exceptionell huvudlast A	
	A_d
Samverkande variabel last Q	
Största last $Q_{k,1}$	ψ_{11} eller $\psi_{21} * Q_{k,1}$
Övriga variabla laster $\sum \psi_{j,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} * Q_{k,i}$

Vid variabel last som verkar gynnsamt sätts $Q_k = 0$. Det betyder att den lastkombination som undersöks endast innehåller en variabel last (vind, huvudlast) förutom egentynge. Detta eftersom snö och nyttig last skulle bidra till att motverka lyft orsakat av vind. Därmed är den enda skillnaden mellan

bruksgränstillstånd och brottgränstillstånd säkerhetsfaktorn 1,5 för brottgränstillståndet och 1,0 för bruksgränstillståndet som multipliceras med den variabla lasten, i detta fall vindlasten.

4.4 Egentyngder

Tabell 4.4 visar egentyngder för byggnadens olika delar.

Tabell 4.4: Karakteristiska egentyngder för referensobjektet.

Karakteristiska egentyngder	G_k [kN/m ²]
Takkonstruktion	0,6
Lägenhetsskiljande bjälklag	0,6
Ytterväggar	1,0
Innerväggar	1,0

4.5 Vertikala laster

Vertikala laster på varje våning för lastkombinationen redovisas i brott- och bruksgränstillstånd i Tabell F 8 respektive Tabell F 17 i Bilaga F.

I kapitel 4.2 görs antagandet att den största lasteffekten som kommer att påverka anslutningen kommer att uppstå i gavelväggarna. Då bjälklagets bärriktning är parallell med gavelväggarna bär de inte någon last från bjälklaget. Detta betyder att gavelväggarna endast bär sin egen egentyngd ackumulerat nedåt i byggnaden, d.v.s. väggen på bottenvåningen kommer att utsättas för den största lasten. I den vertikala lasten med vind som huvudlast är egentyngden gynnsam och multipliceras därför med faktorn 1,0 enligt Tabell 4.1 i brottgränstillståndet. Då gavelväggarna är identiska med varandra redovisas endast en tabell.

Tabell 4.5: Vertikal linjelast gavelvägg.

Överkant vägg	Lasttyp	Karakt. Värde [kN/m ²]	Lastbredd [m]	Karakt. Värde [kN/m]	γ_d resp. $\gamma^*\psi$	Dim. linjelast [kN/m]	Total dim. linjelast F_{cd} [kN/m]
Våning 4							
Summa:						0,00	0,00
Våning 3	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	1,0	3,00	

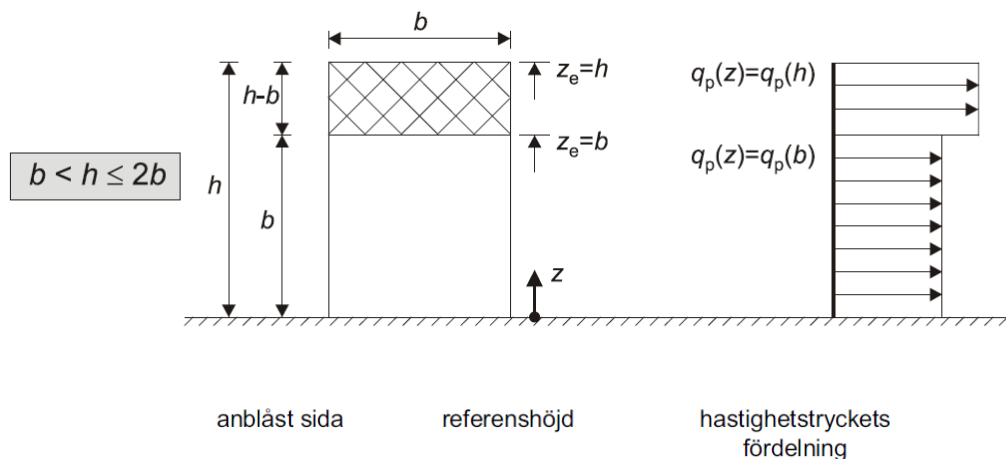
					Summa:	3,00	3,00
Våning 2	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	1,0	3,00	
					Summa:	3,00	6,00
Våning 1	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	1,0	3,00	
					Summa:	3,00	9,00
Grund	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	1,0	3,00	
					Summa:	3,00	12,00

4.6 Vindlast

Vindlast är en variabel last som verkar på ytor som ett utbrett tryck eller sug. Vinden ger även upphov till ett över- eller undertryck i byggnaden, vilket skapar en invändig vindlast. Vilket invändigt tryck som används i beräkningarna beror på vilket av över- och undertryck som är mest ogynnsamt för den byggnadsdel som dimensioneras vid tillfället. [8]

Vid beräkning av utvändig vindlast kan två olika metoder användas. Antingen beräknas vindlasten på varje våning för sig eller så fördelas den totala vindlasten ut på de olika våningsplanen beroende på husets proportioner. I detta arbete används den senare metoden för att beakta att vindlasten är större på det övre våningsplanet vid vind mot långsida.

Byggnaden i Svedala har en rektangulär planform med längden 22,45 m, bredden 9,3 m samt en byggnadshöjd på 13 m. Vindens vindtryck $q_{p,k}(z_e)$ varierar på husets lovartsida [9]. Ett lägre tryck $q_{p,k}(b)$ verkar från höjden 0 m till 9,3 m medan det högre trycket $q_{p,k}(h)$ verkar från höjden 9,3 m till 13 m. Denna fördelning gäller endast vid vind mot byggnadens långsida. Figur 4.3 visar hur vindtrycket fördelar sig på väggens lovartsida.



Figur 4.3: Vindfördelning för byggnad med rektangulär planform. [9]

Det karakteristiska värdet för den utvändiga vindlasten beräknas enligt Ekvation 4.1

$$w_{e,k} = q_{p,k}(z_e) * C_{pe} \quad \text{Ekvation 4.1}$$

Där:

$q_{p,k}(z_e)$ Vindtryck
 C_{pe} Utvändig formfaktor

Det karakteristiska värdet för den invändiga vindlasten beräknas enligt Ekvation 4.2

$$w_{i,k} = q_{p,k}(z_i) * C_{pi} \quad \text{Ekvation 4.2}$$

Där:

$q_{p,k}(z_i)$ Vindtryck
 C_{pi} Invändig formfaktor

Då den utvändiga och invändiga vindlasten verkar samtidigt på byggnaden och $z_e = z_i$, beräknas $w_{e+i,k}$.

$$w_{e+i,k}(z_e) = q_{p,k}(z_e) * (C_{pe} + C_{pi}) \quad \text{Ekvation 4.3}$$

Då vi har två olika vindtryck som verkar på olika höjder måste två $q_{p,k}(z_e)$ beräknas, $q_{p,k}(h)$ och $q_{p,k}(b)$. $q_p(z_e)$ beror på referensvindhastigheten för den ort byggnaden befinner sig på samt vilken terrängtyp byggnaden omgärdas av. $q_{p,k}(z_e)$ bestäms i detta fall genom linjär interpolering. [10]

$v_b = 26 \text{ m/s}$ Referensvindhastighet, Svedala
 Terrängtyp 2 Område med låg vegetation och enstaka hinder

Linjär interpolering mellan 12 m och 16 m då byggnadens höjd är 13 m:

$$q_{p,k}(h) = q_p(13) = 0,96 + 1 * \left(\frac{1,04 - 0,96}{16 - 12} \right) = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

Linjär interpolering mellan 8 m och 12 m då byggnadens bredd är 9,3 m:

$$q_{p,k}(b) = q_p(9,3) = 0,86 + 1,3 * \left(\frac{0,96 - 0,86}{12 - 8} \right) = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

Väggarna delas in i vertikala zoner som tilldelas olika formfaktorer enligt Figur 4.5 och Tabell 4.6. Byggnadens dimensioner beaktas här genom att dividera byggnadens höjd h med byggnadens bredd d . För mellanliggande värden h/d interpoleras C_{pe} linjärt. Global formfaktor används då den belastade arean är större än 10 m^2 .

$$\frac{h}{d} = \frac{13}{9,3} = 1,4$$

$C_{pe,10}$ interpoleras linjärt för zon E, byggnadens läsida:

$$C_{pe,10} = -0,5 + 0,4 * \left(\frac{(-0,7) - (-0,5)}{5 - 1} \right) = -0,52$$

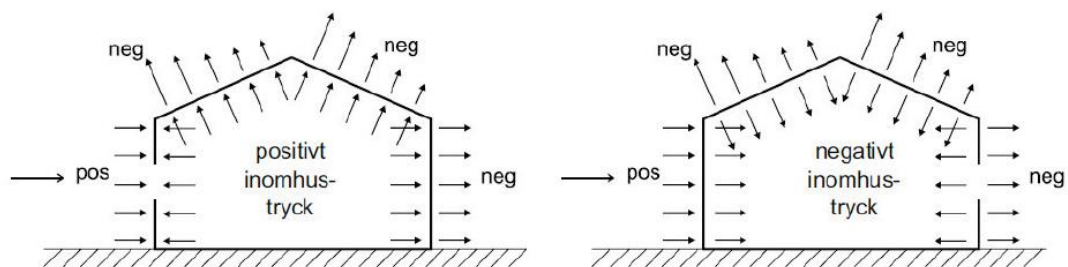
$C_{pe,10} = +0,8$ Global formfaktor zon D, Byggnadens lovartsida

$C_{pe,10} = -0,52$ Global formfaktor zon E, Byggnadens läsida

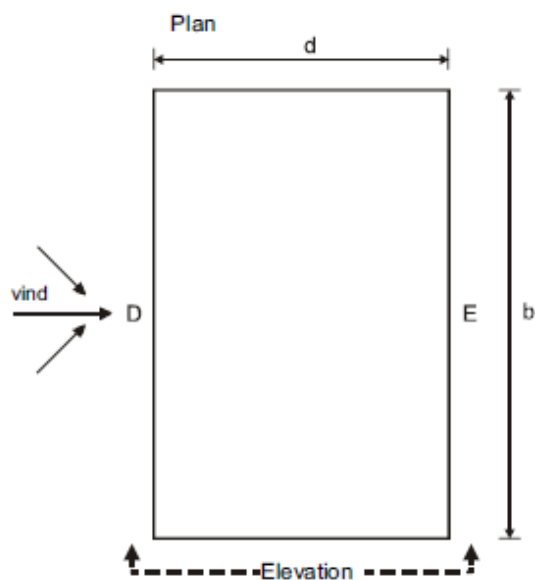
Den invändiga vindlastens formfaktor C_{pi} anses vara mest ogynnsam för anslutningen när det är ett övertryck i byggnaden. Således bestäms den invändiga formfaktorn till:

$C_{pi} = +0,2$ Invändigt tryck

Då byggnaden har ett invändigt tryck påverkas inte den totala horisontella vindlasten eftersom last på lovart- och läsidan tar ut varandra, däremot bidrar det till vindlasten på tak och de ytterväggar som står parallellt med vinden. Figur 4.4 beskriver hur invändig vindlast verkar på byggnaden.



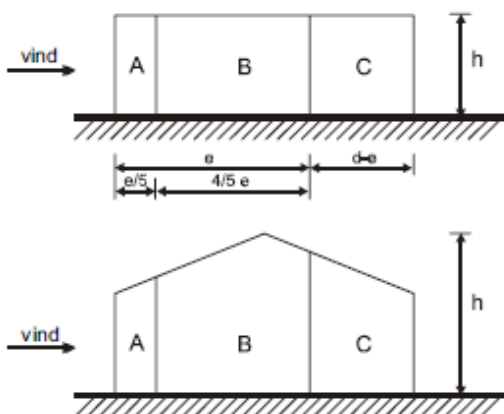
Figur 4.4: Invändig vindlast. [9]



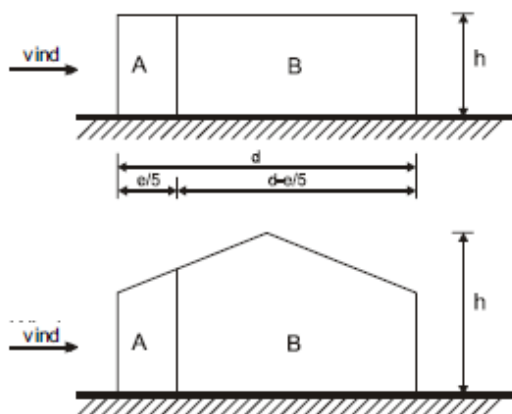
e är det minsta av b eller $2h$

b : bredd vinkelrätt mot vindriktningen

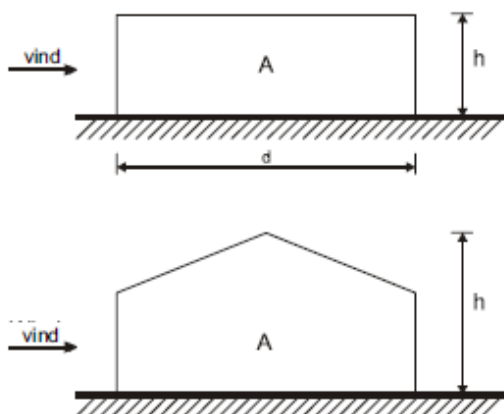
Elevation för $e < d$



Elevation för $e \geq d$



Elevation för $e \geq 5d$



Figur 4.5: Zonindelning för vertikala väggar. [9]

Tabell 4.6: Rekommenderade formfaktorer för vertikala väggar. [9]

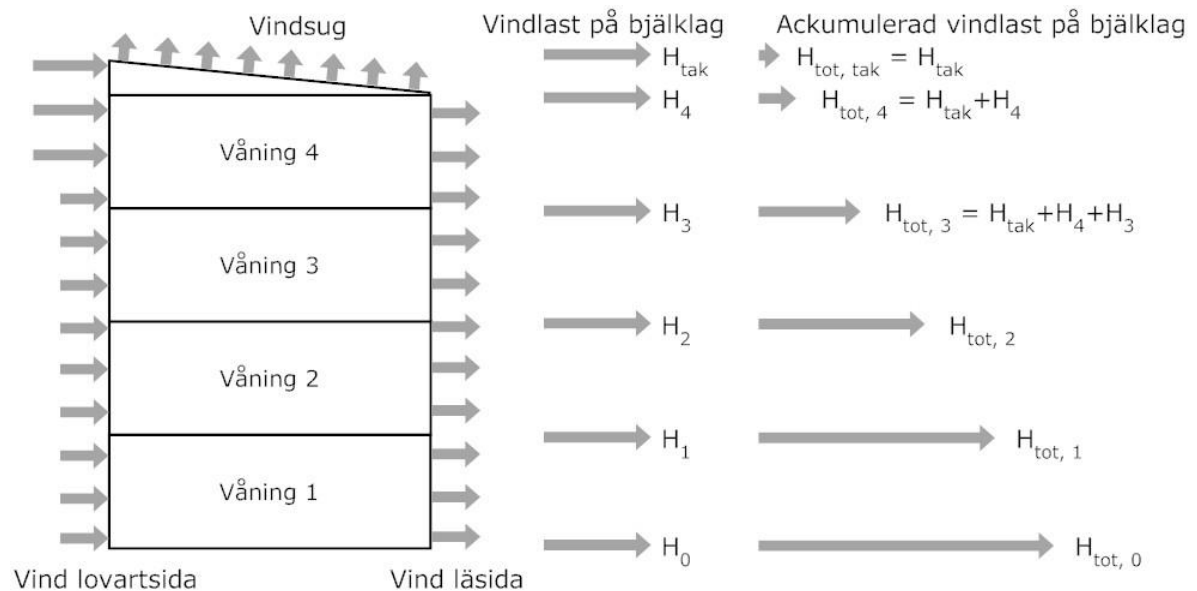
Zon	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Med formfaktorer och det karakteristiska vindtrycket bestämt beräknas den karakteristiska vindlasten $w_{e+i,k}(13)$ och $w_{e+i,k}(9,3)$ enligt Ekvation 4.4

$$w_{e+i,k}(13) = 0,98 * (0,8 - (-0,52)) = 1,294 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e+i,k}(9,3) = 0,89 * (0,8 - (-0,52)) = 1,178 \text{ kN/m}^2$$

Den karakteristiska vindlasten som verkar per ytenhet summeras till kraftresultanter som verkar på varje bjälklag, $H_{i,k}$; vilka ackumuleras nedåt i byggnaden för att slutligen gå ner till grunden, $H_{tot,i,k}$. $H_{tot,i,d}$ är det dimensionerande värdet på vindlasten och beräknas genom att multiplicera $H_{tot,i,k}$ med 1,5 enligt brottgränstillståndet för variabel last. [7]



Figur 4.6: Vindlast på byggnad.

På grund av vindsug på taket samt det invändiga övertrycket uppkommer det en horisontell vindlast, H_{tak} . Då taket befinner sig på höjden 13 m används vindtrycket $q_p(13)$. Formfaktorn för hela taket uppskattas på säkra sidan till $-1,0$ för att underlätta arbetsgången.

$$w_{e+i,k}(tak) = 0,98 * (0,2 - (-1,0)) = 1,176 \text{ kN/m}^2$$

Takets lutning är 5° och arean är 209 m^2 . Därmed kan den ekvivalenta horisontalkraften från vindsuget, H_{tak} , på taket beräknas.

$$H_{tak} = w_{e+i,k}(tak) * A * \sin(5^\circ)$$

$$H_{tak} = 1,176 * 209 * \sin(5) = 21,4 \text{ kN}$$

H_{tak} och H_4 påverkar båda vindsbjälklaget, därför adderas värdena och betecknas i fortsatta beräkningar H_4 .

Tabell 4.7: Vindlastens fördelning till bjälklagen, brottgränstillståndet.

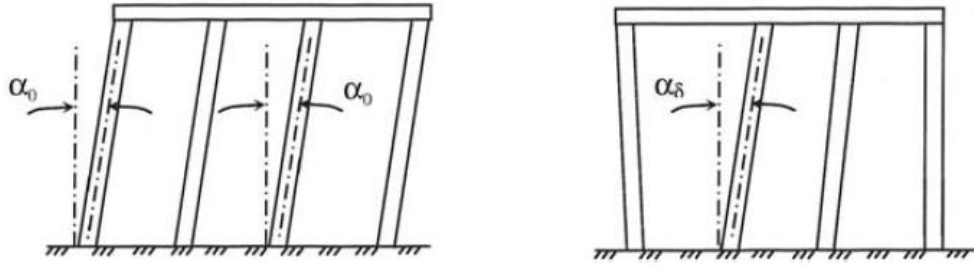
H_i	$H_{i,k}$ [kN]	$H_{i,d}$ [kN]
H_4	94,0	141,0
H_3	82,5	123,7
H_2	79,3	119,0
H_1	79,3	119,0
H_0	39,7	59,5

Tabell 4.8: Vindlastens fördelning till bjälklagen, bruksgränstillståndet.

H_i	$H_{i,k}$ [kN]	$H_{i,d}$ [kN]
H_4	94,0	94,0
H_3	82,5	82,5
H_2	79,3	79,3
H_1	79,3	79,3
H_0	39,7	39,7

4.7 Snedställningslast

I tillägg till den utvändiga horisontella vindlasten uppkommer även en horisontell last som beror av de bärande träreglarnas oavsiktliga snedställning. Snedställningslasten bestäms genom att beräkna en genomsnittlig snedställning, α_{md} . Denna beror på en systematisk del, α_0 , en slumpmässig del, α_δ och antal bärande väggar per våningsplan som är vinkelräta mot vindriktningen, n . [11]



Figur 4.7: Systematisk resp. slumpmässig snedställning på ett väggsystem. [11]

$\alpha_0 = 0,003$	Systematisk snedställning
$\alpha_\delta = 0,012$	Slumpmässig snedställning
$n = 3$	Antal bärande väggar vinkelrätt mot vindriktning

Vind mot långsida ger:

$$\alpha_{md} = \alpha_0 + \frac{\alpha_\delta}{\sqrt{n}} \quad \text{Ekvation 4.4}$$

$$\alpha_{md} = 0,003 + \frac{0,012}{\sqrt{3}} = 0,00993$$

Detta kan tolkas som att snedställningen ger upphov till en horisontalkraft motsvarande ca 1 % av den vertikala lasten som verkar på respektive våning, som verkar på varje bjälklag i tillägg till vindlasten.

Förutsättningar:

- Lastkombination vind huvudlast, nyttig last = 0
- Vindsug på tak beaktas
- Egentyngden från de stabiliserande väggarna i vindriktning medtas ej i beräkning av verkande vertikal last.

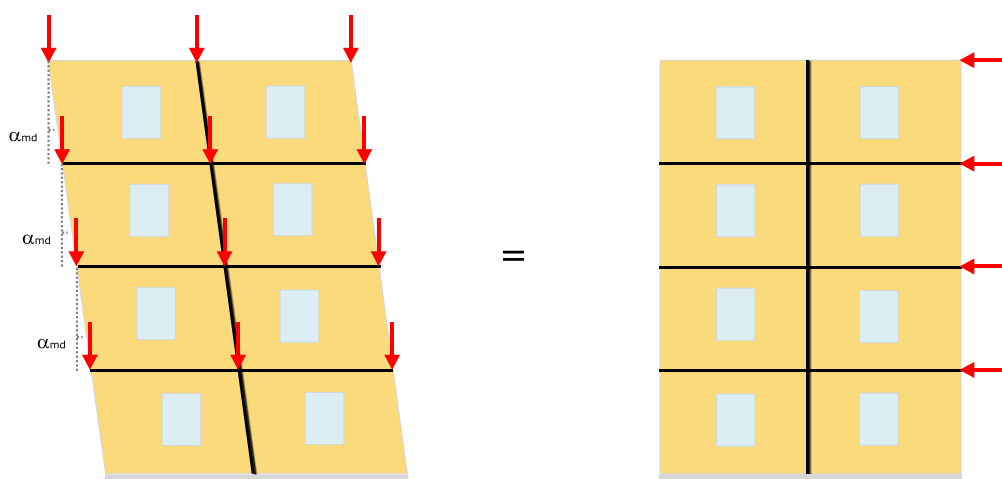
Tabell 4.9: Snedställningslast, brottgränstillståndet.

H_i	Dimensionerande vertikal last [kN]	$H_{sned,i}$ [kN]
H_4	- 241	- 2,39
H_3	439	4,36
H_2	439	4,36*
H_1	439	4,36
H_0	0	0

*Ex. på beräkning av snedställningslast för våning 2:

$$H_{sned,2} = 439 * 0,00993 = 4,36 \text{ kN}$$

Snedställningslaster i bruksgränstillståndet finns redovisat i Tabell F 11.



Figur 4.8: Ekvivalent horisontalkraft på bjälklagen på grund av snedställning av bärande väggar.

4.8 Fördelning av laster till vindstabiliserande väggar

Stabilisering av huset sker genom skivverkan, vilket innebär att väggar och bjälklag verkar som kraftupptagande styva skivor.

Tabell 4.10: Horisontell last på respektive bjälklag, brottgränstillstånd.

H_i	$H_{sned,i,d}$ [kN]	$H_{i,d}$ [kN]	$H_{Ed, bjk}$ [kN]
H_4	-2,39	141,04	138,64
H_3	4,36	123,68	128,04
H_2	4,36	119,02	123,38
H_1	4,36	119,02	123,38
H_0	0,00	59,51	59,51

Vindlasten på respektive vägg förs in i bjälklagen där halva lasten går till det övre bjälklaget och halva lasten till det undre bjälklaget. Bjälklaget för i sin tur vidare lasterna till de stabiliserande väggarna som måste kunna överföra de skjuvkrafter och vertikala tryck- och lyftkrafter som uppstår, ner till grunden.

De väggar som verkar stabiliserande vid vind mot referensobjektets långsida är gavelväggarna, samt de två lägenhetsskiljande väggarna, se Figur 4.9. Samtliga stabiliserande väggar består av vertikala träreglar med stående OSB-skivor spikade till reglarna.

Fördelning av horisontallast till de stabiliserande väggarna görs med hänsyn till den verksamma längden på väggen. Gyprocs handbok har använts vid beräkningarna. [12]

Väggens läge beskrivs utifrån origo som väljs som byggnadens nedre vänstra hörn.

Y_i	Väggens läge i förhållande till origo
v_i	Avstånd från husets centrumlinje till respektive vägg
ρ_i	Avstånd från resultantens linje i huset till respektive vägg

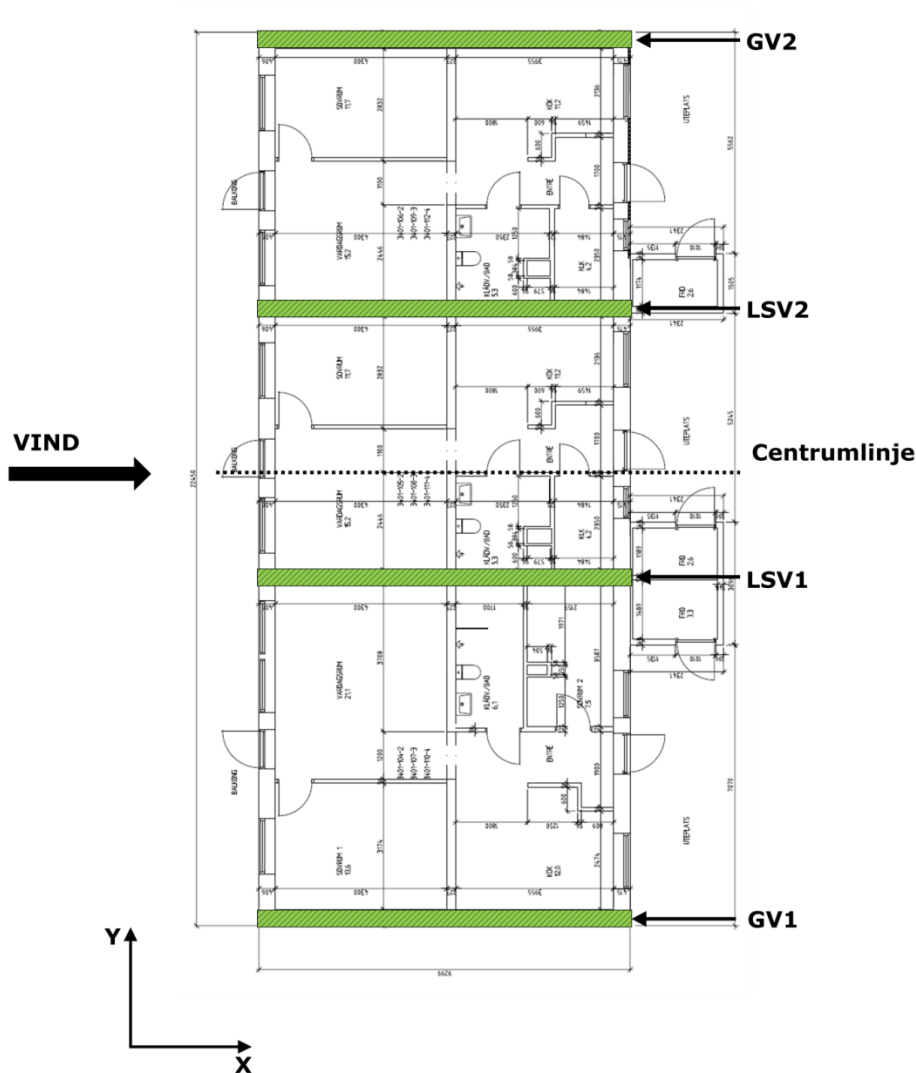
Vid en jämnt utbredd vindlast på ett symmetriskt hus angriper lasten i centrumlinjen. Då referensobjektet inte är symmetriskt kring centrumlinjen p.g.a. olika längd eller olika läge på de stabiliserande väggarna beräknas först läget för den resulterande kraften. Avståndet mellan centrumlinjen och resultanten kallas excentricitetsfaktorn och betecknas med e .

$$e = \frac{\sum(L_i * v_i)}{\sum L_i} \quad \text{Ekvation 4.5}$$

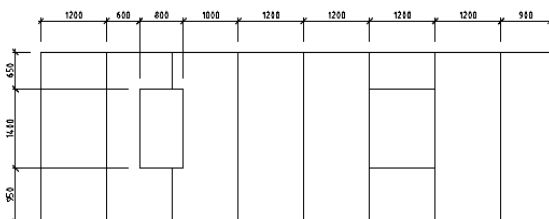
Lasten på respektive vägg H_i kan sedan beräknas enligt:

$$H_i = \frac{(Q * L_i)}{\sum L_i} - \frac{Q * e * \rho_i * L_i}{\sum(\rho_i^2 * L_i)} \quad \text{Ekvation 4.6}$$

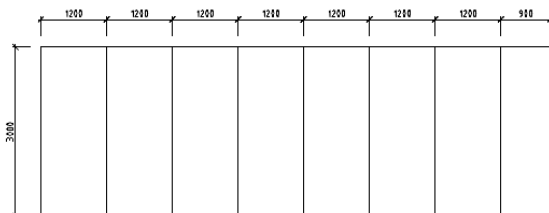
Värden på horisontallasten på respektive vägg i de fyra våningsplanen finns redovisade i Tabell F 4 till Tabell F 7 i brottgränstillståndet och Tabell F 13 till Tabell F 16 i bruksgränstillståndet.



Figur 4.9: Planvy stabiliserande väggar vid vind mot långsida.



Gavelvägg 1&2, Plan 2,3,4



Lägenhetsskiljande vägg 1&2, Plan 2,3,4

Figur 4.10: Stabiliserande väggar.

GV1 och GV2 är identiska och har 5,25 stomstabiliserande skivor till skillnad från LSV1 och LSV2 som har 7,25 stomstabiliserande skivor. Denna skillnad

beror på att gavelväggarna har två fönsteröppningar som redovisas i Figur 4.10.

Tabell 4.11: Horisontallast per skiva för GV1, brottgränstillståndet.

Våning	H_{ed} [kN/skiva]
4	6,7
3	6,2
2	5,9
1	5,9

Tabell 4.12: Horisontallast per skiva för GV1, bruksgränstillståndet.

Våning	H_{ed} [kN/skiva]
4	4,5
3	4,2
2	4,0
1	4,0

4.8.1 Fördelning av laster inom stabiliserande vägg

Det finns ett antal olika dimensioneringsmetoder vid horisontalstabilisering av skivbeklädda träregelstommar.

Elastisk dimensionering

Den elastiska metoden karakteriseras av att skiv-regelförbanden antas ha linjärt elastiska kraft-förskjutningssamband. När det mest belastade skiv-regelförbandet uppnår maximikapaciteten antas väggens bärförmåga vara överskriden och därmed uttjänt. Upplagskrafterna kommer att bli placerade i frontregeln och slutregeln där frontregeln utsätts för en dragkraft och slutregeln för tryckkraft. De antaganden som görs när denna metod tillämpas är att inga av virkesdelarna böjdeformeras och att de vertikala reglarna är ledat infästa i syll och hammarband. [13]

Plastisk dimensionering

Till skillnad från den elastiska metoden tillåts förbanden att ta stora deformationer innan de anses uttjänta och bärförmågan påverkas. Syllen anses också kunna överföra vertikala laster till skillnad från den elastiska metoden då endast vertikala regler överför de vertikala lasterna. [13]

FEM-beräkning

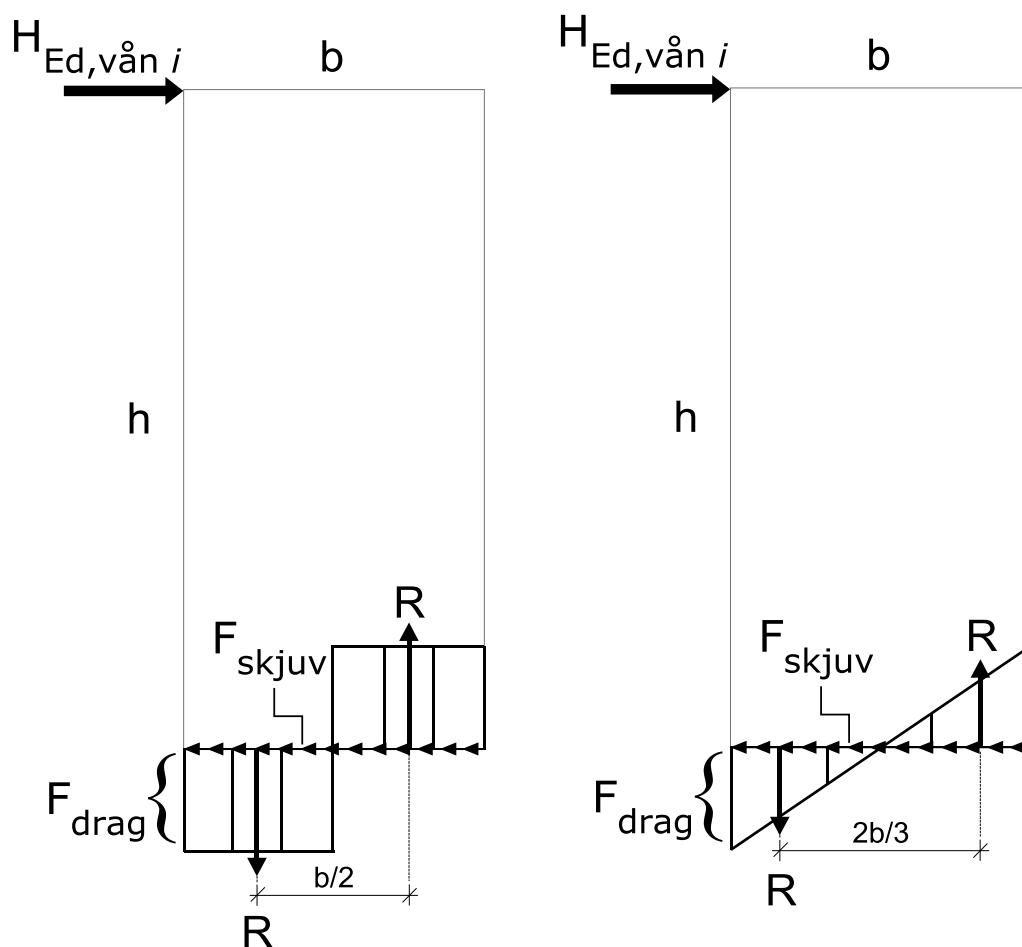
Lastfördelningen i väggarna kan bestämmas med FEM. En sådan beräkning kan baseras på olika varianter av antaganden och ha olika grad av komplexitet. En enkel metod är att beräkna lasteffekterna som uppstår på underliggande konstruktion genom att simulera att hela väggens längd ligger på fjäderbädd och på så sätt bestämma upplagskrafterna över hela väggens längd. [14]

Beräkningsmetod

Metoden enligt Gyprocs handbok [12] används som utgångspunkt för beräkningarna i detta arbete. Ett problem med denna metod är att drag- och tryckkrafterna antas överföras som punktlaster vid front- och slutregel. Med detta antagande skulle man bara kunna utnyttja en enda skruv per väggenhet. Metoden modifieras genom istället anta att dragkraft överförs längs halva väggen och tryckkraft längs halva. Priset för detta antagande som gör det möjligt att utnyttja fler skruvar är att dragkraften ökar till det dubbla eftersom hävarmen halveras.

Vid beräkningar i brottgränstillståndet används alltså en beräkningsmodell där halva skivans bredd hanterar dragkrafter respektive tryckkrafter och hela väggelementets bredd är verksamt vid hantering av skjuvkraft enligt bilden till vänster i Figur 4.11.

Samma princip används för bruksgränstillståndet, med skillnaden att spänningsfördelningen istället antas vara linjär, enligt bilden till höger i Figur 4.10. Anledningen till detta är att de deformationer som erfordras för att spänningsfördelningen i vänstra delfiguren skall uppstå är för stora för att vara acceptabla i bruksgränstillståndet. Antagandet gör att dragkraften ökar med ytterligare en faktor 1.5 jämfört med brottgränstillståndet.



Figur 4.11: Beskrivning av antagen kraftfördelning. Brottgränstillståndet till vänster och bruksgränstillståndet till höger.

b	Skivans bredd	[m]
h_i	Höjd mellan lastens angreppspunkt och undersökt anslutning	[m]
$H_{Ed,vån i}$	Horisontalkraft/skiva	[kN]
$V_{vån i}$	Vertikal linjelast på vägg	[kN/m]
$F_{skjuv,Ed}$	Dimensionerande skjuvkraft	[kN/m]
$F_{drag,Ed,brott}$	Dimensionerande dragkraft i brottgränstillståndet	[kN/m]
$F_{drag,Ed,bruks}$	Dimensionerande dragkraft i bruksgränstillståndet	[kN/m]

Skjuv- och dragkrafter beräknas genom kraft- och momentjämvikt.

$$F_{skjuv,Ed} = \frac{\sum H_{Ed,vån i}}{b} \quad \text{Ekvation 4.7}$$

$$F_{drag,Ed,brott} = \left(\sum \frac{H_{Ed,vån i} * h_i * 4}{b^2} \right) - V_{vån i} \quad \text{Ekvation 4.8}$$

$$F_{drag,Ed,bruks} = \left(\sum \frac{H_{Ed,vån i} * h_i * 6}{b^2} \right) - V_{vån i} \quad \text{Ekvation 4.9}$$

Horisontallasterna på vardera bjälklagen verkar på olika höjder från den anslutning som är störst belastad enligt Figur 4.1.

$$V_{vån 2,brott-och bruksgränstillstånd} = 9 \text{ kN/m}$$

$$F_{drag,Ed,brott} = \left(\frac{6,7 * 9 * 4}{1,2^2} \right) + \left(\frac{6,2 * 6 * 4}{1,2^2} \right) + \left(\frac{5,9 * 3 * 4}{1,2^2} \right) - 9 = 309,7 \text{ kN/m}$$

$$F_{drag,Ed,bruks} = \left(\frac{4,5 * 9 * 6}{1,2^2} \right) + \left(\frac{4,2 * 6 * 6}{1,2^2} \right) + \left(\frac{4,0 * 3 * 6}{1,2^2} \right) - 9 = 314,8 \text{ kN/m}$$

$$F_{skjuv,Ed,brott} = \frac{6,7 + 6,2 + 5,9 + \frac{5,9}{2}}{1,2} = 18,1 \text{ kN/m}$$

$$F_{skjuv,Ed,bruks} = \frac{4,5 + 4,2 + 4,0 + \frac{4,0}{2}}{1,2} = 12,3 \text{ kN/m}$$

Tabell 4.13: Sammanställning av lasteffekter.

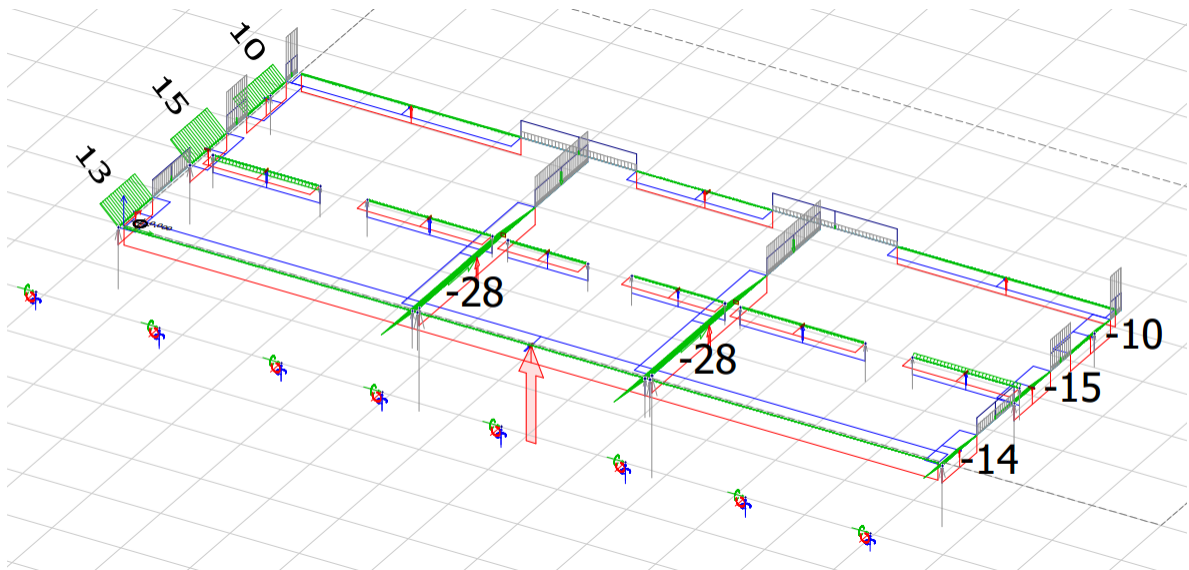
	Dimensionerande dragkraft	Dimensionerande skjuvkraft
	[kN/m]	[kN/m]
Brottgränstillstånd	309,7	18,1
Bruksgränstillstånd	314,8	12,3

Lasteffekter beräknade av A-hus

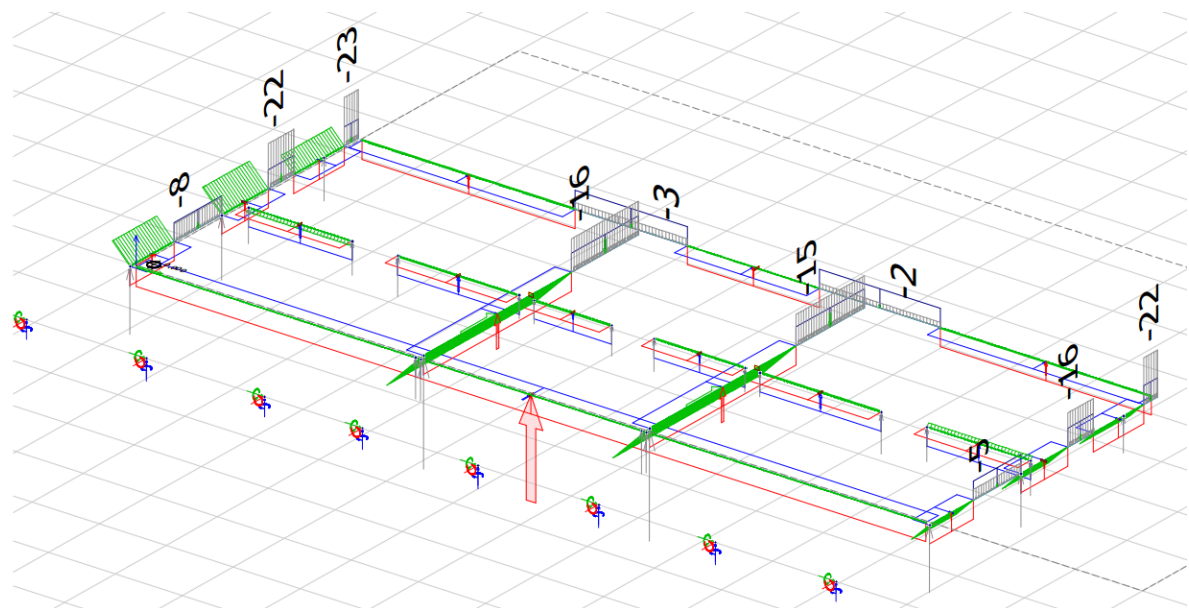
När A-hus beräknat lasteffekterna som verkar på huset har de använt två olika beräkningsmetoder. En beräkning med hjälp av FEM-programmet FEM-Design och en som baserar sig på Källsner och Girhammars handbok "Horisontalstabilisering av träregelstommar" [13]. Varför konstruktören på A-hus väljer att göra den senare är för att det råder osäkerheter i FEM-modellen då det är svårt att simulera att fästdonen i skivregelväggarna tillåts plasticera. I

beräkningsmodellen som baserar sig på "Horisontalstabilisering av träregelstommar" använder dessutom konstruktören sig av de tvärgående väggarna som ansluter till de stabiliserande väggarna i vindriktningen som förankring och att de lägenhetsskiljande väggarna har en högre styvhet än gavelväggarna. [15]

Figur 4.12 och Figur 4.13 visar resultat från beräkningar utförda i FEM-Design på skjuvkrafter respektive dragkrafter vid anslutningen som verkar på grundplattan. Beräkningarna är utförda i brottgränstillståndet.



Figur 4.12: Beräknade skjuvkrafter i FEM-Design. [15]



Figur 4.13: Beräknade dragkrafter i FEM-Design [15]

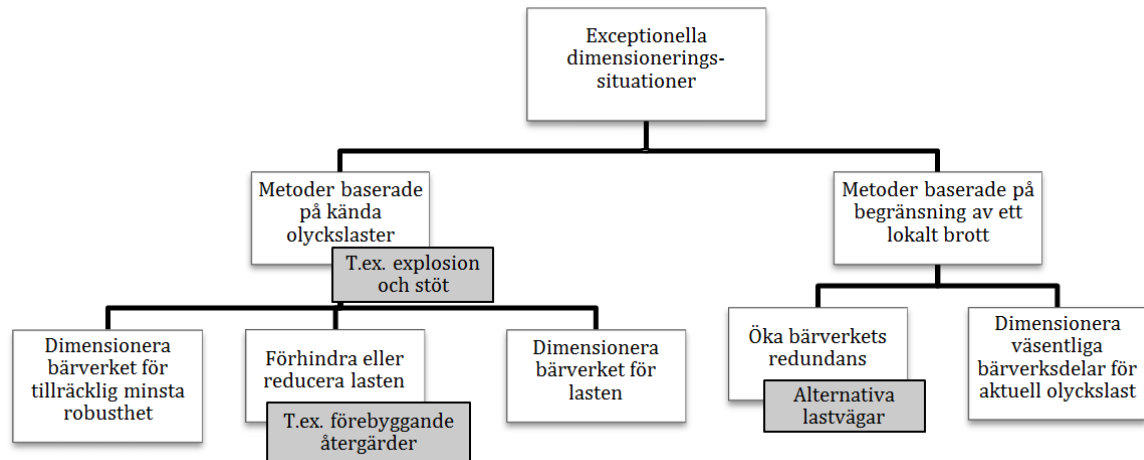
Tabell 4.14: Beräknade lasteffekter i brottgränstillståndet på GV1. [15]

Beräkningsmetod	Dimensionerande dragkraft	Dimensionerande skjuvkraft
	[kN/m]	[kN/m]
FEM-Design	23,0	15,0
Källsner & Girhammar	14,0	10,4

I Tabell 4.14 redovisas de lasteffekter som anslutningen i GV1 kommer att utsättas för. Observera att FEM-Designs värden gäller för anslutningen mot grunden och inte mellan plan 1 och 2 där Källsner och Girhammars metod samt lasteffekterna enligt Tabell 4.13 är beräknade. Den dimensionerande dragkraften enligt Källsner och Girhammars metod har författarna ingen information om.

5 Dimensionering med hänsyn till olyckslast

Figur 5.1 nedan beskriver dimensioneringsprocessen för byggnader när olyckslast beaktas.



Figur 5.1: Metoder för exceptionella dimensioneringssituationer. [16]

5.1 Olyckslast

I byggnader där det föreligger risk för någon specifik olyckslast skall bärverket dimensioneras för denna last. I annat fall skall bärverket utformas så att oproportionellt stor skada eller fortskridande ras förhindras vid inträffande av en olyckslast. [16]

5.1.1 Allmänt

Olyckslast är en last som föranleds av en olyckshändelse t.ex. jordbävning, brand, explosion eller påkörning. Det finns ingen definition av storleken på olyckslast, den kan yttra sig i allt från lindriga stötar till kraftiga explosioner. Olyckslasten har i de flesta fall kort varaktighet men kan även ha en lång varaktighet vid t.ex. översvämning [17]. Olyckslasten kan delas in i identifierade laster respektive oidentifierade laster. Identifierade laster betyder att det föreligger risk för att en oönskad händelse kan inträffa. Oidentifierade laster är laster som inte går att förutse, t.ex. dolda fel eller konstruktionsfel [18].

5.1.2 Brand

Brand är en av de mest förekommande olyckslaster som byggnad kan utsättas för [17]. Brand kan även uppkomma som en följd av en annan olycka t.ex. explosion. Byggnadens bärande konstruktion skall dimensioneras så att kollaps inte inträffar under den tidsperiod som bärverkets brandtekniska klassifikation gäller. [19]

5.1.3 Påkörning

Påkörning är en olyckslast som är orsakad av ett fordon och yttrar sig i en hård stöt, ofta mot byggnadens nedre bärverksdelar. Byggnader där påkörning skall

beaktas är parkeringshus, där användning av fordon som gaffeltruckar är tillåtna och byggnader intill väg- eller järnvägstrafik. [16]

5.1.4 Inre explosion

Olyckslast i form av explosion kan orsakas av sprängmedel, gaser eller dammoln. I byggnader där gas förbränns, t.ex. bostadshus med gasspis vilket är vanligt förekommande, ska byggnadsstommens samtliga delar dimensioneras utifrån att explosion kan inträffa. Då energi hastigt frigörs sker en tryckökning som bildar en tryckvåg som fortplantar sig i bärverket. Effekterna av en explosion skall beaktas för byggnader som tillhör konsekvensklass 2 och 3, se Tabell 5.1. [16]

5.1.5 Översvämning

Olyckslast till följd av en översvämning kan uppstå vid t.ex. brott på vattenledningar. Det krävs dock en relativt kraftig översvämning för att det ska anses vara en risk för den bärande konstruktionen. [17]

5.2 Fortskridande ras

Fortskridande ras är en kollaps av en byggnads struktur som enklast kan liknas vid en kollaps av ett korthus. Kollapsen fortplantar sig genom byggnadens bärande struktur. En kollaps kan fortskrida i horisontell riktning, angränsande bärande element i samma plan påverkas av lokalt brott. En kollaps kan även fortskrida i vertikal riktning, under- eller ovanliggande element påverkas av lokalt brott. Båda fallen kan exemplifieras med brott i en vertikalt belastad pelare. Horisontell fortplantning, angränsande pelare går till brott till följd av lastökning på kvarstående pelare som är verksamma i byggnaden. Vertikal fortplantning, lokalt brott i pelare som stödjer upp ett ovanliggande bjälklag, bjälklaget rasar ned på underliggande bjälklag vilket resulterar i en dynamisk stötlast som leder till brott i underliggande pelare. [20]

Under de senaste åren har fortskridande ras blivit ett allt mer aktuellt område till följd av en mer industrialiserad byggprocess. Under 1900-talets början fram till miljonprogrammet byggdes många hus med platsgjuten betongstomme vilket leder till ett mer robust bärverk. Idag byggs husen i större utsträckning av prefabricerade element vilket ökar risken för fortskridande ras p.g.a. försämrad robusthet i form av försvagade förband och dolda konstruktionsfel [21]. Då riskerna för fortskridande ras har ökat i takt med att nya material och produktionsmetoder används finns det krav på att fortskridande ras beaktas vid dimensioneringen av en byggnad. Följande text är citerad från Eurokod.

”Tänkbar skada ska undvikas eller begränsas genom lämpligt val av en eller flera av följande åtgärder:

- *undvika, eliminera eller reducera de olycksrisker som bärverket kan utsättas för,*
- *välja en bärverkstyp som är mindre känslig för de aktuella olycksriskerna,*
- *välja en bärverkstyp och utformning som på ett tillfredsställande sätt kan klara en kollaps av en enskild bärverksdel eller en begränsad del av bärverket, eller uppkomsten av en acceptabel, lokal skada,*
- *så långt som möjligt undvika bärande system som kan kollapsa utan föregående varning,*
- *förbinda bärverksdelar med varandra” [22]*

1994 hävdades ett 120 år långt förbud mot att bygga trähus med fler än två våningar i Sverige. Detta betyder att trä är ett relativt nytt material att bygga flervåningshus med och att kunskaperna om fortskridande ras i flervåningshus i trä fortfarande är mycket begränsade.

5.2.1 Robusthet

Robusthet är ett begrepp som används för att beskriva en byggnads bärverks förmåga att motstå en olyckshändelse i form av t.ex. lokalt brott i en väsentlig bärande del utan att det leder stora skador eller kollaps av byggnaden. [20]

För bärverk i trä är det oftast inte praktiskt möjligt att utforma enskilda bärverksdelar som kan motstå olyckslaster då träets materialegenskaper är begränsande. De främsta orsakerna till träets sämre egenskaper jämfört med andra material är avsaknad av förmågan att plasticeras utan sprickbildning eller att absorbera stötar samt den geometriska ickelinjäriteten. Men å andra sidan har trä en låg egentyngd vilket reducerar de dynamiska lasterna om ett bjälklag skulle falla ner. De förband som idag används i bärverk av trä visar även en god förmåga att plasticera om de är korrekt utformade. [23]

Som alternativ till att dimensionera väsentliga bärverksdelar kan byggnadens bärverk dimensioneras så att det klarar bortfall av en bärande vägg utan att det leder till en oproportionellt stor skada eller fortskridande ras. [16]

För att skapa robusthet i ett bärverk av trä finns det två olika principer som kan tillämpas. Tillräckligt hållfasthet i förbanden mellan de bärande komponenterna i byggnaden och tillräckligt inbyggd redundans i byggnaden genom att lasten kan ta alternativa vägar i bärverket [20]. Dessa principer är dock i mycket hög grad beroende av varandra för att de skall fungera.

5.2.2 Förband och alternativa lastvägar

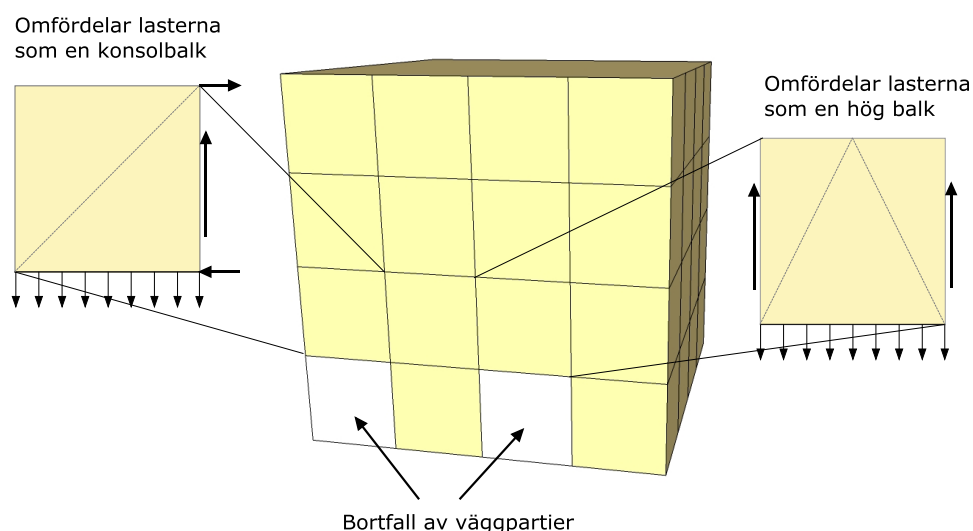
I samband med det fortskridande raset som uppstod efter en relativt liten gasexplosion i ett 22-våningshus av prefabricerad betong i Ronan Point i

Storbritannien 1968 föreslogs åtgärder för att förhindra fortskridande ras. Ett av förslagen gällde att anslutningarna mellan de bärande elementen skall inneha sådan hållfasthet att om en vägg tappat sin bärighet skall anslutningen klara att bära det hängande bjälklaget och förhindra att det rasar ner på underliggande bjälklag. [20]

En alternativ lastväg är t.ex. ett väggparti eller en balk som överbryggar det skadade området och leder lasten ner till grunden en annan väg än den ursprungliga. För att lasten ska ta en alternativ väg krävs att byggnaden kan utnyttja skivverkan i väggarna. [20]

Ett flervåningshus i trä med en stomme som består av bärande väggar kräver relativt symmetriskt placerade väggpartier i byggnadens båda riktningarna med få brutna ytor för att klara stabilitetskraven. Detta bildar goda förutsättningar för en nätverksstruktur i bärverket som är fördelaktig när laster till följd av en oönskad händelse måste omfördelas, t.ex. vid bortfall av ett väggparti som redovisas i Figur 5.2. [3]

Figur 5.2 redovisar fallet då två bärande väggpartier i byggnadens hörn på bottenvåning har tappat sin bärighet. Detta resulterar att skivverkan uppstår i väggpartierna på våningarna ovanför skadan. För att skivverkan skall kunna tillgodoräknas krävs det att de förband som förbinder väggpartierna med varandra både horisontalt och vertikalt är tillräckligt hållfasta samt att bjälklaget är tillräckligt förankrat till väggpartierna. [18]



Figur 5.2: Bortfall av väggparti.

5.3 Konsekvensklasser

Genom att kategorisera byggnader efter byggnadstyp i tre konsekvensklasser CC1, CC2 och CC3 avgörs om särskilda dimensioneringsåtgärder måste vidtas. Kategoriseringen av byggnadstyp baseras bl.a. på följande faktorer:

- Antalet människor som kan tänkas befinna sig i byggnaden.
- Vilka människor som kan tänkas befinna sig i byggnaden, t.ex. äldre eller barn.
- Vilken typ av verksamhet byggnaden hyser, t.ex. byggnader som ger plats åt viktiga samhällsfunktioner.
- Nödutrymningstid
- Vilken typ av konstruktion det rör sig om, t.ex. antal våningar, golvarea m.m.

Nödutrymningstid syftar oftast till vilken brandteknisk klassifikation byggnaden tillhör som ställer krav på den tid en byggnad skall stå innan kollaps inträffar, det ska finnas tid för nödutrymning och eventuella räddningsaktioner av människor som befunnit sig inne i byggnaden under olyckstillfället. [16]

Konsekvensen av olyckslast delas in på följande vis:

- CC1: Ringa konsekvenser av brott
- CC2: Måttliga konsekvenser av brott
- CC3: Svåra konsekvenser av brott

Tabell 5.1 nedan redovisar exempel på vilka byggnader som tillhör vilken konsekvensklass.

Tabell 5.1: Indelning i konsekvensklasser. [16]

Konsekvens-klass	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
CC1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.

CC2a Lågrisk	Enfamiljshus i fem våningar. Hotell i högst fyra våningar. Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar. Kontorsbyggnader i högst fyra våningar. Industribyggnader i högst tre våningar. Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvarea som inte överstiger 1000 m² per våning. Envåningsbyggnader avsedda för undervisning. Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvarea som inte överstiger 2000 m² per våning.
CC2b Högrisk	Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar. Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar. Butikslokaler i fyra till femton våningar. Sjukhus i högst tre våningar. Kontorsbyggnader i fem till femton våningar. Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m² golvarea per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
CC3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvarea och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

5.4 Dimensionering för olyckslast och fortskridande ras

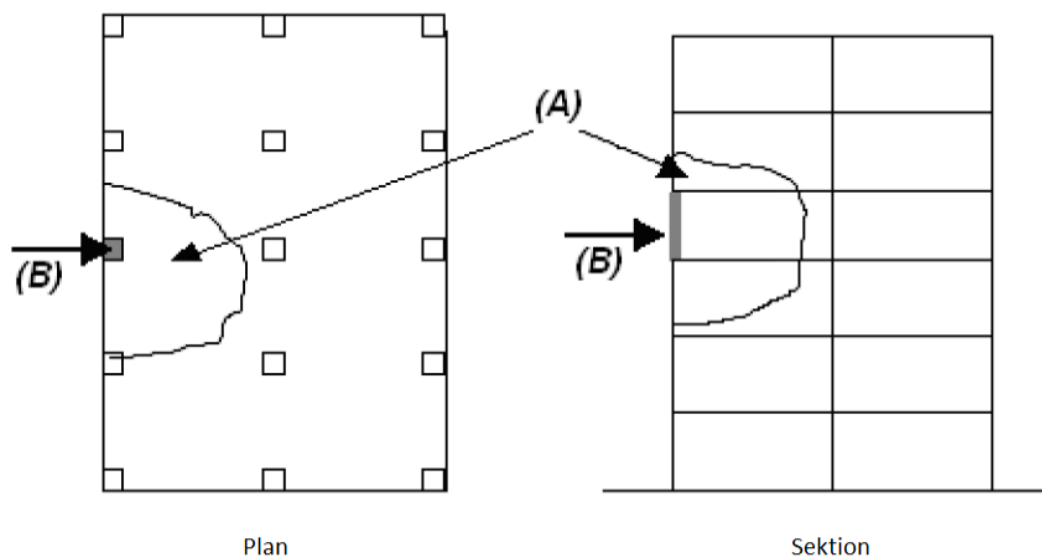
Konsekvensklasserna som beskrivs i föregående avsnitt bestämmer vilka rekommenderade åtgärder som skall vidtas. I Tabell 5.2 redovisas rekommenderade metoder på utformning för att skydda byggnadens bärverk mot en oproportionellt stor skada eller ett fortskridande ras vid ett lokalt brott.

Referensobjektet som undersöks i detta arbete har ett bärverk som består av bärande väggar och därför redovisas endast rekommenderade utformningar för byggnader med bärande väggar.

Tabell 5.2: Rekommenderad utformning av bärverk med hänsyn till konsekvensklass. [24]

Konsekvensklass	Rek. utformning för byggnader med <u>bärande väggar</u>
CC1	Inga särskilda åtgärder behövs.
CC2a Lågrisk	Nätverksstruktur i bärverket. Förankring av bjälklag till vägg.
CC2b Högrisk	Horisontella och vertikala förband eller, Byggnaden dimensioneras för att klara bortfall av en del av en bärande vägg eller, Särskild dimensionering av väsentliga bärverksdelar.
CC3	Byggnaden ska genomgå en riskanalys som beaktar både förutsägbara och oförutsägbara händelser.

Vid dimensionering av bärverket i en bärande yttervägg bestäms längden på det skadade området d.v.s. överbryggningen, till längden mellan de närmaste tvärgående väggarna. Storleken på ett tillåtet lokalt brott rekommenderas i Eurokod att bestämmas som det minsta av, 15 % av två intilliggande våningsplans golvarea eller 100 m² i golvarea i två intilliggande våningsplan [16]. Se Figur 5.3.



Figur 5.3: Rekommenderad gräns för tillåten skada. [16]

(A) Skada

(B) Bortfall av pelare/vägg

För byggnader som tillhör konsekvensklass 2a eller högre finns det krav på tillräcklig förankring av bjälklag till byggnadens väggar. Denna förankring skall dimensioneras så att laster från en oönskad händelse inte ger upphov till att bjälklaget lossnar från väggen och rasar ner på underliggande våningsplan och värsta fall initierar ett fortskridande ras.

För byggnader som tillhör konsekvensklass 2b eller högre finns det krav på horisontella förband i bjälklagen samt vertikala förband som förbinder väggpartierna. De horisontella förbanden består av yttre förband och inre förband. De yttre förbandens funktion är att skapa en sammanhållning mellan bjälklagselementen som löper runt byggnadens omkrets. De inre ligger i två ortogonala riktningar varav en är i bjälklagets bärriktning. Förbanden bör vara kontinuerliga i bjälklaget för att öka interaktionen mellan bärverkets delar.

I byggnader som tillhör konsekvensklass 2b eller högre kan principen alternativa lastvägar/överbrygning användas som alternativ till vertikala förband. [18]

5.4.1 Referensobjektet med avseende på olyckslast

För referensobjektet föreligger det inga risker för att identifierade laster skall inträffa. Detta betyder att bärverket istället skall dimensioneras för att motstå skada som kan leda till en kollaps. Med denna metod utformas bärverket efter vilken konsekvensklass byggnaden tillhör vilket i sin tur ställer krav på robustheten i bärverket.

Referensobjektet tillhör konsekvensklass 2a enligt Tabell 5.1 då byggnaden är ett flerbostadshus med fyra våningsplan. Det betyder att den rekommenderade utformningen för byggnaden enligt Tabell 5.2 är nätverksstruktur i bärverket samt tillräcklig förankring av bjälklag till vägg. Beräkningar på vilken förankringskraft mellan bjälklag och vägg som fordras för referensobjektet redovisas i kapitel 5.4.1.3.

För att få en uppfattning om storleksordningen för de laster som förbanden måste kunna hantera beräknas i kapitel 5.4.1.1 och 5.4.1.2, detta med kraven för om referensobjektet hade tillhört konsekvensklass 2b. Dessa värden kan ses som en övre gräns på vad förbanden i referensobjektet skall klara av.

5.4.1.1 Horisontella förband

Nedan följer rekommenderad beräkningsgång för att bestämma vilken kraft de horisontella förbanden ska dimensioneras för i konsekvensklass 2b.

Yttre förband:

$$T_{yttre} = F_t \text{ kN/m} \quad \text{Ekvation 5.1}$$

Där:

F_t	Det minsta av 60 kN/m och $20 + 4n_s$ kN/m
n_s	Antalet våningar

Inre förband:

$$T_{inre} = \max \left\{ \begin{array}{l} F_t \text{ kN/m} \\ \frac{F_t (G_k + \psi * Q_k)}{7,5} * \frac{z}{5} \text{ kN/m} \end{array} \right. \quad \text{Ekvation 5.2}$$

Där:

G_k	Karakteristisk egentyngd bjälklag, kN/m ²
Q_k	Karakteristisk nyttig last bjälklag, kN/m ²
ψ	Frekvent kombinationskoefficient för variabla huvudlasten
z	Det minsta av: ▪ 5 gånger våningshöjden, ▪ Det största avståndet i förbandets riktning mätt mellan centrum för bärverksdelar för vertikala laster, t.ex. avståndet mellan närmast tvärgående bärande väggar

I nedanstående beräkningar används referensobjektets värden för att beräkna den kraft det yttre och inre förbandet skall dimensioneras för enligt Ekvation 5.1 och Ekvation 5.2.

$n_s = 4$	Antalet våningar
$G_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$	Egentyngd bjälklag
$Q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$	Nyttig last för bostäder

$$\psi = 0,5$$

ψ_1 för bostäder

$$z = 8,5 \text{ m}$$

Avstånd mellan bärande tvärsgående väggar, GV1 och LSV, se Figur 4.9

Yttre förband:

$$F_t = \min \left\{ \frac{60}{20 + 4 * 4} = \min \left\{ \frac{60}{36} = 36 \text{ kN/m} \right. \right.$$

$$T_{yttre} = 36 \text{ kN/m}$$

Inre förband:

$$T_{inre} = \max \left\{ \frac{36 \text{ kN/m}}{36(0,6 + 0,5 * 2,0)} * \frac{8,5}{7,5} = 13,1 \text{ kN/m} = 36 \text{ kN/m} \right.$$

$$T_{inre} = 36 \text{ kN/m}$$

5.4.1.2 Vertikala förband

Den dimensionerande kraft ett vertikalt förband skall bära är minst 100 kN/m enligt Ekvation 5.3 [16].

$$T = \text{det största av } \frac{34 * A}{8000} * \left(\frac{H}{t} \right)^2 \text{ N och } 100 \text{ kN/m vägg} \quad \text{Ekvation 5.3}$$

Där:

A Den lastbärande tvärsnittsarean i mm^2 av väggen

H Fri vägghöjd

t Väggtjocklek

Denna rekommendation av bärförmåga är dock svår att uppnå i en byggnad med träregelstomme med skruvförband som vertikala förband då träets materialegenskaper inte tillåter krafter av denna storleksordning. Det finns dock möjlighet att använda sig av andra typer av förband som klarar stora krafter t.ex. kontinuerliga dragstag som beskrivs närmare i kapitel 2.4.

5.4.1.3 Förankring av bjälklag till vägg

Vid konsekvensklass 2a eller högre finns det krav på tillräcklig förankring mellan bjälklag och vägg se Figur 4.2, tvärkraft tvärs fogen. Detta krav ställs då bjälklaget inte skall rasa ner på underliggande våning och initiera ett fortskridande ras. Storleken på den last som förbandet skall klara av bestäms av bjälklagets egentyngd samt den nyttiga lasten. Nedan följer beräkningar på den förankringskraft som erfordras mellan referensobjektets bjälklag och vägg. Denna förankringskraft påverkar snitt bjälklag/vägg enligt Figur 3.3 men undersöks inte i detta arbete. Beräkningarna görs i brottgränstillståndet med exceptionell lastkombination enligt Tabell 4.3.

$$F_{bjk/vagg} = (G_k + Q_k * \psi) * L \quad \text{Ekvation 5.4}$$

Där:

$$G_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

Egentyngd bjälklag, enligt Tabell 4.4

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

Nyttig last för bostäder, [7]

$$\psi = 0,5$$

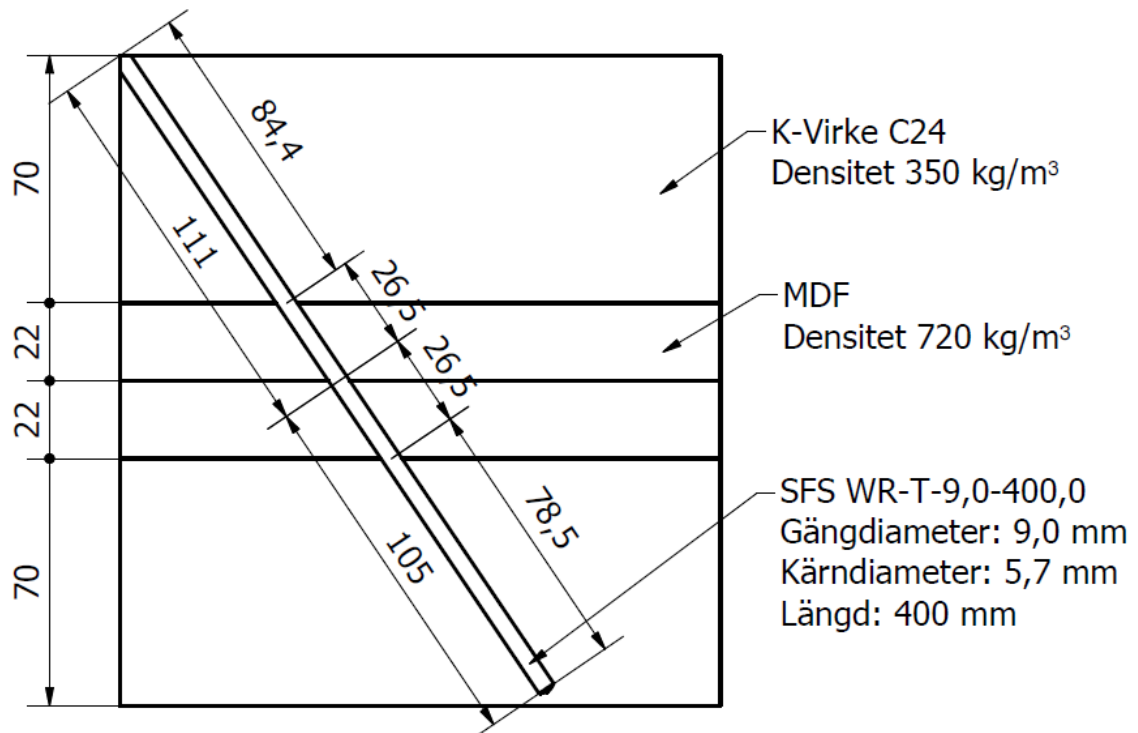
ψ_1 för bostäder, enligt Tabell 4.3

$$L = 2,15 \text{ m}$$

Bjälklagets största halva spännvidd, se Figur G 1

$$F_{bjk/vagg} = (0,6 + 2,0 * 0,5) * 2,15 = 3,44 \text{ kN/m}$$

6 Beräkning av bärförmåga för skruvförband



Figur 6.1: Sektion av skruvförband mellan väggelement.

Figur 6.1 visar ett snitt av provkroppen som används för att prova drag- och skjuvkraftskapaciteten mellan väggelementen. Provkroppen beskrivs närmare i kapitel 7.

Syftet med beräkningarna av bärförmågan är i första hand att kunna jämföra den beräknade bärförmågan med lasteffekterna som förbandet kommer utsättas för. Beräkningarna ger också en uppskattning om vilken storleksordning på lasterna som kommer att behöva hanteras vid provningarna. Figur 6.1 visar skruvens position och inbäddningsdjup i regler och MDF som används vid beräkningar i detta kapitel.

Drag mellan väggelementen kommer att uppstå vid två olika typer av last på huset. Vid vindlast kommer det att uppstå en lyftkraft mellan väggelementen i de stabiliserande väggarna, vilket beskrivs mer ingående i kapitel 4.2.

Skjuvning mellan två väggelement uppstår framförallt vid horisontell vindlast då de stabiliserande väggarna utsätts för skjuvkrafter i sin längsgående riktning, vilket beskrivs i kapitel 4.8.1.

Vid dragbelastning mellan väggelementen är kraften inte parallell med skruven. Kraften kan delas upp i en utdragskraft som är parallell med skruven och en tvärkraft som är vinkelrät mot skruven. Därför beräknas utdragsbärförmåga och tvärkraftskapacitet först var för sig.

Vid beräkning av skruvens utdragsbärförmåga antas endast inbäddningsdjupet i den undre virkesdelen vara verkande då det är kortare än i den övre virkesdelen. Spikningen av MDF-skivorna mot träet antas inte vara tillräcklig för att kunna utnyttja inbäddningsdjupet i MDF-skivorna i beräkningarna. Då endast den undre virkesdelen utnyttjas ska konstruktionsvirkets densitet användas i beräkningarna.

Vid beräkning av förbandets tvärkraftskapacitet anses spikningen mellan MDF-skivorna och konstruktionsvirket vara verksam och därmed kan MDF-skivorna utnyttjas i beräkningarna. Därmed tillgodoräknas inträngningsdjupet i både MDF-skivan och regeln i beräkningarna. Eftersom skjuvningen sker i snittet mellan de två MDF-skivorna görs beräkningarna av bäddhållfasthet med densiteten för MDF.

6.1 Skruvförbandets karakteristiska utdragsbärförmåga

För skruvförbandet beräknas den karakteristiska utdragsbärförmågan per skruv enligt Ekvation 6.1. [25]

$$F_{ax,Rk} = \frac{n_{ef} * f_{ax,k} * d * l_{ef} * k_d}{1,2 * \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad \text{Ekvation 6.1}$$

Där:

$F_{ax,\alpha,Rk}$	Karakteristisk utdragsbärförmåga, i N
n_{ef}	Effektiva antalet skruvar
$f_{ax,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, i N/mm ²
d	Skruvens diameter, i mm
l_{ef}	Inträngningsdjup för gängad del, i mm
ρ_k	Karakteristisk densitet, i kg/m ³
α	Vinkel mellan skruvens axel och fiberriktning, med $\alpha \geq 30^\circ$

Det effektiva antalet skruvar beräknas enligt:

$$n_{ef} = n^{0,9} = 1^{0,9} = 1,0$$

Karakteristisk utdragshållfasthet beräknas enligt:

$$f_{ax,k} = 0,52 * d^{-0,5} * l_{ef}^{-0,1} * \rho_k^{0,8} \quad \text{Ekvation 6.2}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 * 9^{-0,5} * 78,5^{-0,1} * 350^{0,8} = 12,152 \text{ N/mm}^2$$

Där:

$d = 9 \text{ mm}$

Skruvens ytterdiameter

$l_{ef} = 78,5 \text{ mm}$

Inträngningsdjup i den undre virkesdelen

$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Densitet K-virke C24

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\} = \min \left\{ \frac{9}{8}, 1 \right\} = 1$$

$\alpha = 90^\circ$ Skruvens axel är vinklad 90 grader mot träets fiberriktning

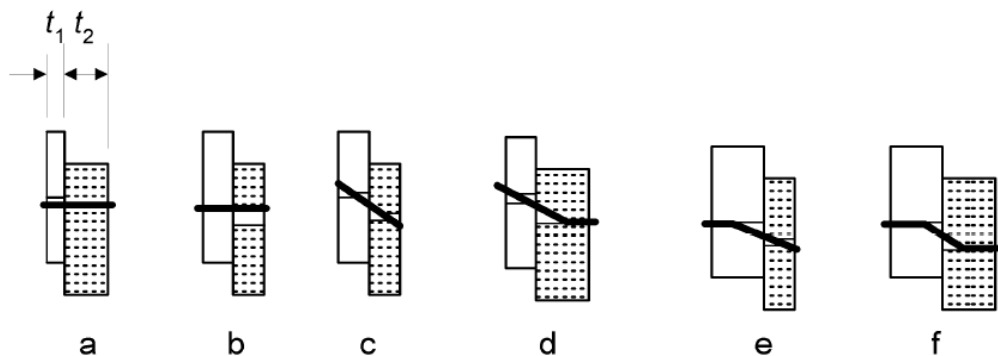
Karakteristisk utdragsbärförmåga kan nu beräknas:

$$F_{ax,Rk} = \frac{1,0 * 12,152 * 9 * 78,5 * 1}{1,2 * \cos^2 90^\circ + \sin^2 90^\circ} = 8,585 \text{ kN}$$

6.2 Skruvförbandets karakteristiska tvärkraftskapacitet

Johansen presenterade 1949 en teori i vilken han observerade att tvärkrafter i skruvförband kan leda till olika brottmoder, beroende på bäddhållfasthet och tjocklek på de sammansatta delarna samt flytmomentet i skruven, se Figur 6.2.

Denna teori avser egentligen då förbindaren är vinkelrät mot virkesdelarna. Eftersom skruven i anslutningen är skråskruvad i reglarna är denna teori troligen inte direkt applicerbar för beräkning av tvärkraftskapaciteten. Men den används ändå för att den antas ge en rimlig uppskattning.



Figur 6.2: Brottmoder för enskärigt förband, trä mot trä. [25]

Brottmoderna a, b och c innebär att skruven inte plasticeras, utan att träet deformeras p.g.a. otillräcklig bäddhållfasthet. I brottmoderna d och e deformeras skruven i någon av trädelarna, och i brottmod f uppstår flytleader i skruven i båda trädelarna.

Bärförmågan för samtliga sex brottmoder beräknas enligt Johansens flytteori, inklusive inverkan av linverkan, termen $F_{ax,Rk}/4$. Fallet med minst tvärkraftskapacitet blir dimensionerande:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) \left[\frac{4\beta(2 + \beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * t_1^2} \right]} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} * t_2 * d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \left[\frac{4\beta(1 + 2\beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * d * t_2^2} \right]} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{(1 + \beta)}} * \sqrt{2 * M_{y,Rk} f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad \text{Ekvation 6.3}$$

Där:

$F_{v,Rk}$	Karakteristisk bärförmåga per skjuvningsplan och förbindare, i N
t_i	Virkestjocklek eller inträngningsdjup, i mm
$f_{h,0,k}$	Karakteristisk bäddhållfasthet parallellt med fiberriktning, i N/mm ²
d	Skruvens diameter, i mm
$M_{y,Rk}$	Karakteristiskt flytmoment för skruven
β	Förhållandet mellan virkesdelarnas bäddhållfasthet
$F_{ax,Rk}$	Karakteristisk utdragsbärförmåga

$t_1 = 111 \text{ mm}$	Tjocklek virkesdel 1
$t_2 = 105 \text{ mm}$	Tjocklek virkesdel 2
$d = 9 \text{ mm}$	Skruvens ytterdiameter
$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1$	Förhållandet mellan virkedelarnas bäddhållfasthet.

Bäddhållfastheten beräknas för förborrad MDF-skiva. I dessa beräkningar används ekvationen för konstruktionsvirke, vinkelrätt fibrerna med densiteten för MDF. En mer utförlig beskrivning av bestämning av bäddhållfastheten finns i Bilaga A.

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k \quad \text{Ekvation 6.4}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 9) * 720 = 53,726 \text{ N/mm}^2$$

Där:

$d = 9 \text{ mm}$	Skruvens ytterdiameter [26]
$\rho_k = 720 \text{ kg/m}^3$	Densitet MDF

Karakteristiskt flytmoment i skruven beräknas enligt:

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d_{eff}^{2,6} \quad \text{Ekvation 6.5}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 1010 * 5,7^{2,6} = 27972 \text{ Nmm}$$

Där:

$f_{u,k} = 1010 \text{ N/mm}^2$ Skruvens karakteristiska draghållfasthet [26]

$d_{eff} = 5,7 \text{ mm}$ Skruvens innerdiameter [26]

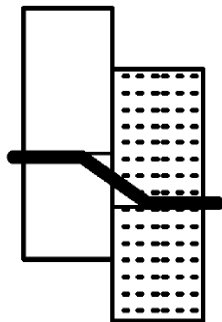
För brottmoderna c, d, e och f kan ett bidrag från den axiella utdragsbärförmågan, $F_{ax,Rk}/4$ tillgodoräknas till tvärkraftskapaciteten till följd av linverkan. Beroende på vilken typ av förband som används kan endast en viss andel av Johansen-delen tillgodoräknas. I detta fall används träskruv som förband. Därför begränsas $F_{ax,Rk}/4$ till 100 % av Johansen-delen, vilket adderas till den totala tvärkraftskapaciteten. [25]

I Tabell 6.1 redovisas tvärkraftskapaciteten beräknad enligt Ekvation 6.3

Tabell 6.1: Brottmodernas tvärkraftskapacitet

Brottmod	Johansen-delen [kN]	Linverkan [kN]	$F_{v,Rk}$ [kN]
a	53,67	-	53,67
b	50,77	-	50,77
c	21,65	2,15	23,80
d	19,05	2,15	21,20
e	18,05	2,15	20,20
f	5,98	2,15	8,13

Enligt Tabell 6.1 är brottmod f dimensionerande. Två flytleder kommer att bildas på skruven enligt Figur 6.3.



Figur 6.3: Brottmod f

6.3 Dimensionerande bärförmåga

Den dimensionerande bärförmågan beräknas enligt Ekvation 6.6. [25]

$$R_d = k_{mod} * \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \text{Ekvation 6.6}$$

Där:

$$k_{mod} = 1,1$$

Korrektionsfaktor som beaktar momentanlastvaraktighet och fuktkvot enligt klimatklass 1. [25]

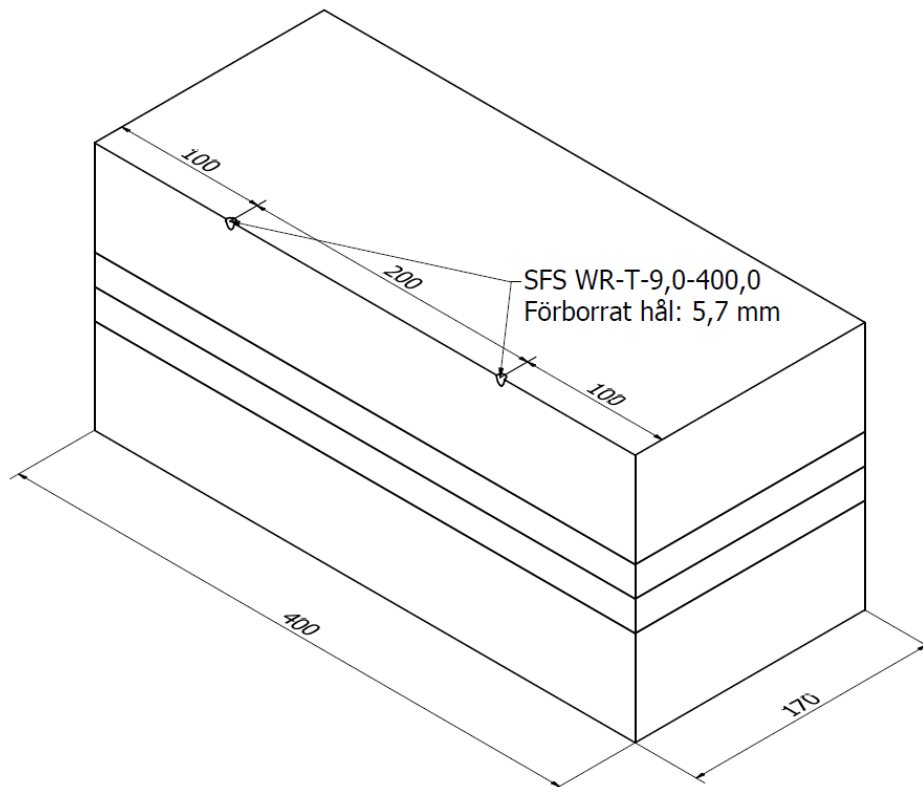
$$R_k$$

Karakteristiskt värde på bärförmåga

$$\gamma_M = 1,3$$

Partialkoefficient för förband. [25]

6.4 Bärförmåga provkropp drag



Figur 6.4: Provkropp för dragprov.

Den vertikala lyftkraften mellan väggelementen ger både tvärkraft och axialkraft i skruvarna i förbandet, eftersom de är vinklade 34° mot lyftkraften. Lyftkraften kan därför delas upp i vinkelräta komponenter, vilka motsvarar tvär- och axialkraft.

Provkroppen innehåller 2 WR-T-skruvar.

$$n_{ef, provkropp drag} = 2^{0,9} = 1,866$$

6.4.1 Utdragsbärförmåga

Utdragsbärförmågan för provkropp drag bestäms genom att multiplicera utdragsbärförmågan enligt Ekvation 6.1 med n_{ef} då det värdet endast avser 1 skruv.

$$F_{ax,Rk,provkropp\ drag} = 1,866 * 8,585 = 16,02 \text{ kN}$$

Det dimensionerande värdet bestäms enligt Ekvation 6.6.

$$F_{ax,Rd,provkropp\ drag} = 1,1 * \frac{16,02}{1,3} = 13,56 \text{ kN}$$

6.4.2 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten för provkropp drag bestäms genom att multiplicera Johansen-delen med antalet skruvar i provkroppen. Värdet på bidraget från linverkan i Tabell 6.1 skall multipliceras med n_{ef} enligt Ekvation 6.1.

$$F_{v,Rk,provkropp\ drag} = 2 * 5,98 + 1,866 * 2,15 = 15,97 \text{ kN}$$

Det dimensionerande värdet bestäms enligt Ekvation 6.6.

$$F_{v,Rd,provkropp\ drag} = 1,1 * \frac{15,97}{1,3} = 13,51 \text{ kN}$$

6.4.3 Provkroppens bärförmåga

För skruv med samtidig tvär- och axialkraft bör följande villkor uppfyllas. [25]

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Ekvation 6.7}$$

Vilket för det aktuella skruvförbandet innebär:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{13,56}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{13,51}\right)^2 \leq 1$$

För att beräkna vid vilka $F_{ax,Ed}$ och $F_{v,Ed}$ brott uppstår sätts följande samband upp:

$$F_{ax,Ed} = \sqrt{1 - \left(\frac{F_{v,Ed}}{13,51}\right)^2} * 13,56$$

Ekvationen visar vilken axiell last skruven klarar vid en viss given tvärkraft, vilket kan ritas upp i ett diagram tillsammans med riktningen för lyftkraften som fås av ekvationen:

$$F_{ax,Ed} = \tan(56^\circ) * F_{v,Ed}$$

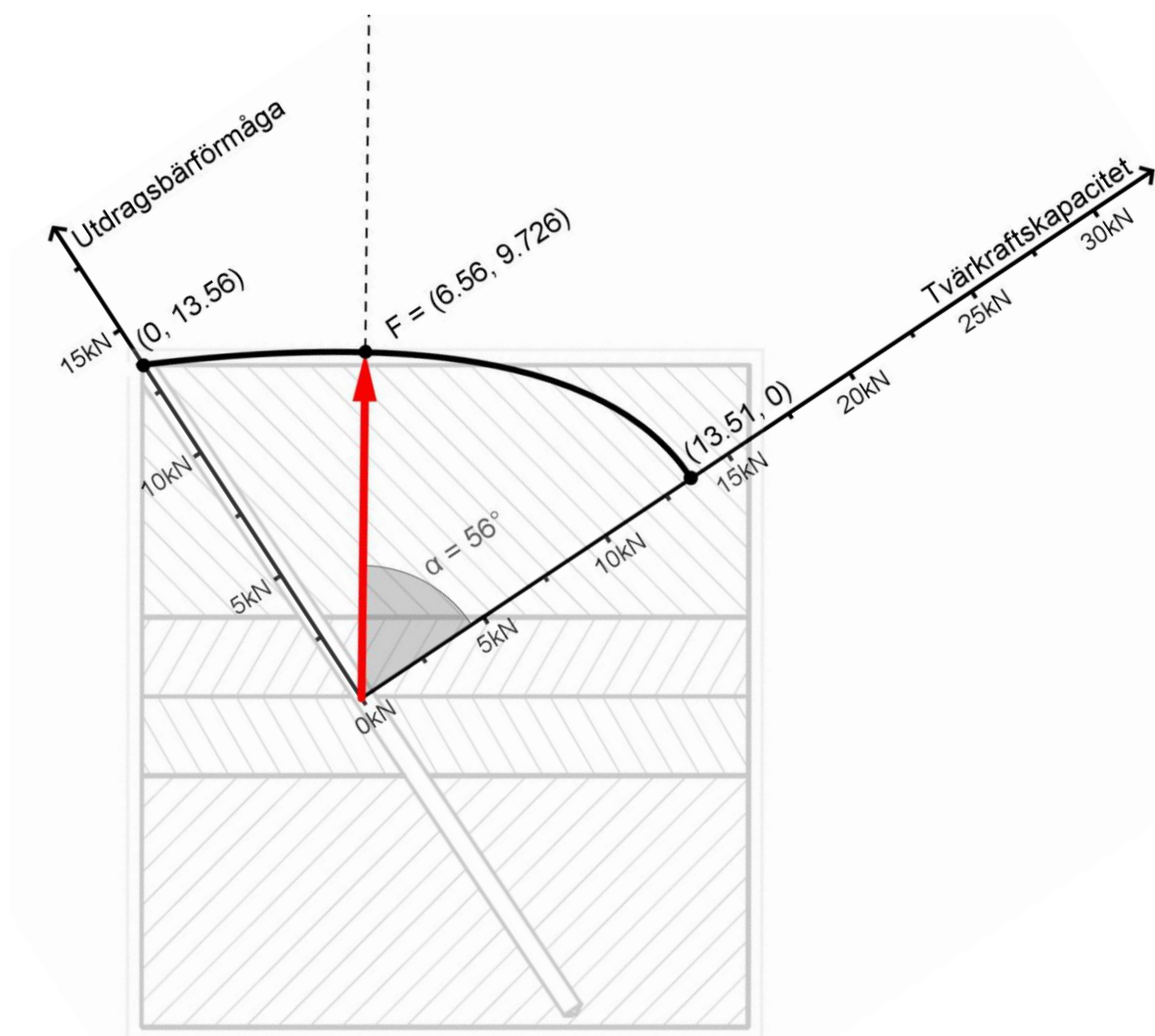
Numerisk lösning av dessa ekvationer ger

$$F_v = 6,560 \text{ kN}, F_{ax} = 9,726 \text{ kN}$$

Den vertikala dragkraft som leder till brott:

$$F_{drag,Rd} = \sqrt{F_v^2 + F_{ax}^2} = \sqrt{6,560^2 + 9,726^2} = 11,73 \text{ kN}$$

Sambandet illustreras i Figur 6.5 nedan, där interaktionsdiagrammet är överlagrat på provkroppens geometri.



Figur 6.5: Interaktionsdiagram dragprov.

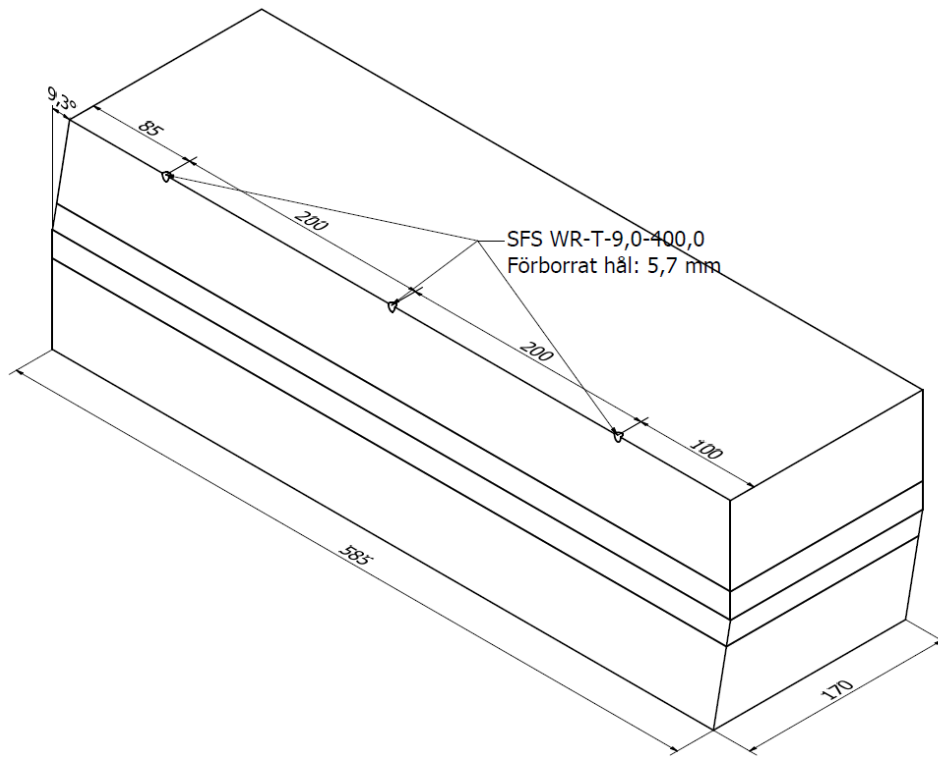
Då provkroppen är 0,4 m lång kan bärförmågan per meter beräknas enligt Ekvation 6.8:

$$\frac{F_{drag,Rd}}{0,4 \text{ m}}$$

Ekvation 6.8

$$\frac{11,73 \text{ kN}}{0,4 \text{ m}} = 29,3 \text{ kN/m}$$

6.5 Bärförmåga provkropp skjuv



Figur 6.6: Provkropp för skjuvprov.

Provkroppen innehåller 3 WR-T-skruvar

$$n_{ef, provkropp \text{ drag}} = 3^{0,9} = 2,688$$

6.5.1 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten för provkropp skjuv bestäms genom att multiplicera Johansen-delen med antalet skruvar i provkroppen. Värdet på bidraget från linverkan i Tabell 6.1 skall multipliceras med n_{ef} enligt Ekvation 6.1.

$$F_{v,Rk, provkropp \text{ skjuv}} = 3 * 5,98 + 2,688 * 2,15 = 23,72 \text{ kN}$$

Det dimensionerande värdet bestäms enligt Ekvation 6.6.

$$F_{v,Rd, provkropp \text{ skjuv}} = 1,1 * \frac{23,72}{1,3} = 20,07 \text{ kN}$$

Då provkroppen är 0,6 m lång kan bärförmågan kan bärförmågan per meter beräknas enligt Ekvation 6.9.

$$\frac{F_{v,Rd,provkropp\ skjuv}}{0,6\text{ m}}$$

Ekvation 6.9

$$\frac{20,07\text{ kN}}{0,6\text{ m}} = 33,5\text{ kN/m}$$

6.6 Sammanfattning

Tabell 6.2: Provkropparnas dimensionerande bärförmåga.

Drag [kN/m]	Skjuv [kN/m]
29,3	33,5

Bärförmåga för skruvförbandet har i detta kapitel beräknats för drag- och skjuvkrafter var för sig. Anslutningen i huset kommer däremot att behöva hantera de båda lasterna samtidigt vilket troligtvis kommer att ge ett interaktionssamband som ger en lägre bärförmåga.

7 Provning

7.1 Syfte

Provningarnas syfte är att undersöka hur deformationer och brott sker i anslutningen, och för vilken laststorlek detta sker. Provningresultaten kan sedan jämföras med beräkningarna för att se hur väl beräkningsmodellen beskriver verkligheten. Resultaten kan även jämföras med de laster som förväntas i referensobjektet för att utvärdera om detaljlösningen uppfyller kraven.

7.2 Planering inför provningar

Utformningen av provmetod och provkroppar kom att bli en stor del i arbetet. Provkropparna måste vara tillräckligt hanterbara och enkla i sin utformning för att den tillgängliga provutrustningen skulle kunna användas samt att kostnaden inte skulle bli för stor.

Att prova hela anslutningen som den är utförd i huset var inte möjligt p.g.a. komplexiteten och kostnaderna för en sådan provning. En alltför komplicerad provkropp med många ingående delar riskerar också att försvåra deformationsmätningar så att de inte bara mäter de deformationer som avser att mätas.

Provkropparnas utformning är därför en avskalad version av den verkliga anslutningen. Då provningarna avser att mäta deformationer och undersöka brott mellan de två väggelementen innehåller provkropparna bara de delar som är verksamma för detta. Detaljer kring provkropparnas utformning beskrivs i respektive kapitel för drag- och skjuvprov.

7.3 Metod, dragprov

11 provkroppar, numrerade 00-10 provas.

7.3.1 Utformning av provkropp för dragprov

Provkropparna består av följande komponenter:

- 2 träreglar, $170 \times 70 \times 400$ mm
- 2 MDF-skivor, $170 \times 70 \times 400$ mm
- 2 skruvar av typen SFS WR-T, 9,0 mm diameter
- 2 skikt plastfilm



Figur 7.1: Provkropp 10 för dragprov.

Reglarna är sammanskruvade med två skruvar av typen SFS WR-T, i en 56° vinkel. Mellan reglarna ligger två skikt MDF-skivor, spikade fast i vardera reglar, samt två skikt plastfilm mellan MDF-skivorna, för att efterlikna konstruktionen i knutpunkten så mycket som möjligt.

Den del av WR-T-skruven som sticker ut ur träreglarna kapas bort på provkroppen för att den ska kunna placeras i provanordningen. Den del av skruven som kapas antas sakna funktion för draghållfastheten i snittet mellan MDF-skivorna.

Det är önskvärt att prova anslutningen med fler än en skruv åt gången men för att undvika för stora laster i provutrustningen utformas provkropparna med endast två skruvar.

7.3.2 Provrigg och dragprovсанordnung

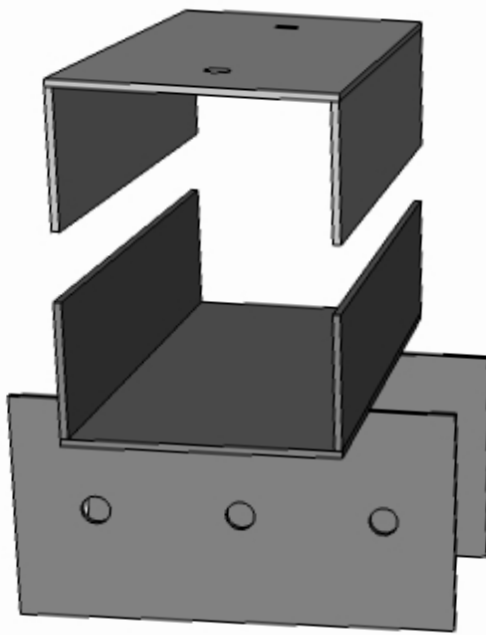
Provningsen utförs med hjälp av följande utrustning:

- 1 provrigg, dimensionerad för laster upp till 100 kN
- 1 hydraulkolv för tryck, 100 kN
- 1 lastcell för tryck, 100 kN
- 1 balk, typ UPE-80, längd 400 mm
- 2 dragstänger
- Dragprovсанordnung i stål



Figur 7.2: Provrigg för dragprov med monterad provkropp.

En av svårigheterna inför dragprovningen är att det inte finns någon kolv som klarar tillräckligt stora dragkrafter. Genom att vända en tryckkolv så att den verkar uppåt och en anordning med en UPE-balk och gängade dragstag kan dragande krafter uppnås i provkroppen. För att förhindra snedställningar p.g.a. horisontella laster i kolven, stagas den fast i riggen med en träanordning vilken kan ses i Figur 7.2.



Figur 7.3: Dragprovsanordning.

Dragprovsanordningens funktion är att verka som infästning för provkroppen i provriggen. Beräkningar och närmare beskrivning av dragprovsanordningen och infästningen mellan anordningen och provkroppen finns i Bilaga B och Bilaga C.

7.3.3 Genomförande av dragprov

Provkroppen fästs i dragprovsanordningen med 38 skruvar i varje regel. Den undre delen av dragprovsanordningen fästs i riggen med en bult och den övre fästs i gängstängerna som i sin tur är fästa i UPE-balken i toppen på hydraulkolven. Då kolven trycker uppåt, drar gängstängerna i den övre delen av dragprovsanordningen vilket leder till en dragkraft mellan träreglarna i provkroppen. Detta förfarande kan liknas vid den verkliga anslutningen där reglarna utsätts för dragkrafter från OSB-skivorna som spikats fast i reglarna. Kraften på provkroppen mäts med lastcellen mellan UPE-balken och hydraulkolven.

Deformationerna mäts med 4 LVDT-givare som fästs i de båda regeländarna, två på var sida, enligt Figur 7.6.

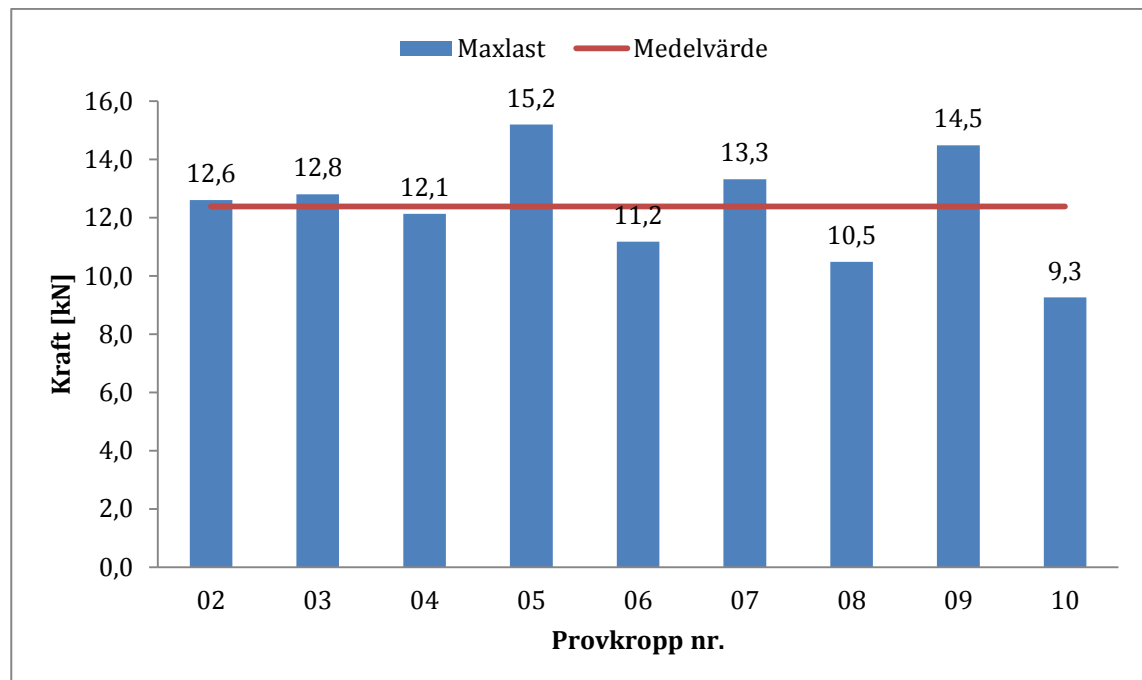
7.4 Resultat, dragprov

Vid provning av de första två provkropparna (nr 00-01) användes en anordning mot vilken den övre regeln kunde glida för att undvika snedställningen p.g.a. den vinklade skruven. Denna anordning bidrog istället

till att den övre delen av provkroppen och provanordningen kilades fast, vilket gav ett felaktigt värde på både brottlast och deformationer. Därmed förkastades provresultaten för provkropp 00 och 01.

7.4.1 Brottlast

Brottlast för de nio provkropparna visas i Figur 7.4 nedan.



Figur 7.4: Brottlast och medelvärde vid dragprov, för samtliga provkroppar.

Medelvärde: 12,4 kN

Standardavvikelse: 1,78

Medelvärdets standardfel: 0,59

Dragprovets statistiska fördelning antas vara normalfördelad trots den låga stickprovstorleken. För statistisk bestämning av en enstaka egenskap enligt Eurokod [22] kan det karakteristiska värdet för bärförmåga beräknas med hjälp av Ekvation 7.1. Det karakteristiska värdet motsvarar 5-procentsfraktilen, d.v.s. fem procent av provningsresultaten understiger detta värde i den statistiska fördelningen.

$$f_k = f_m - c * s$$

Ekvation 7.1

Där:

f_k

$f_m = 12,4$ kN

$c = 1,96$

Karakteristiskt värde

Medelvärde

Koefficient för 9 provkroppar och okänd variationskoefficient V_x . Linjärt interpolerat mellan 8 och 10 ur Tabell 7.1.

Tabell 7.1: Värden på c för 5 % karakteristiska värden. [22]

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_X känd	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_X okänd	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

$s = 1,78 \text{ kN}$ Standardavvikelse

$$f_k = 12,4 \text{ kN} - 1,96 * 1,78 \text{ kN} = 8,91 \text{ kN}$$

Det karakteristiska hållfasthetsvärdet för anslutningen utifrån provningarna är 8,91 kN. Med det karakteristiska värdet kan därefter det dimensionerande värdet räknas ut på samma sätt som i Ekvation 6.6.

$$f_d = \frac{1,1 * 8,91}{1,3} = 7,54 \text{ kN}$$

Där:

$$k_{mod} = 1,1$$

Klimatklass 1, momentan lastvaraktighet

$$\gamma_M = 1,3$$

Partialkoefficient för förband

Den dimensionerande bärförmågan per meter beräknas enligt Ekvation 6.8.

$$\frac{7,54 \text{ kN}}{0,4 \text{ m}} = 18,9 \text{ kN/m}$$

7.4.2 Brottmod

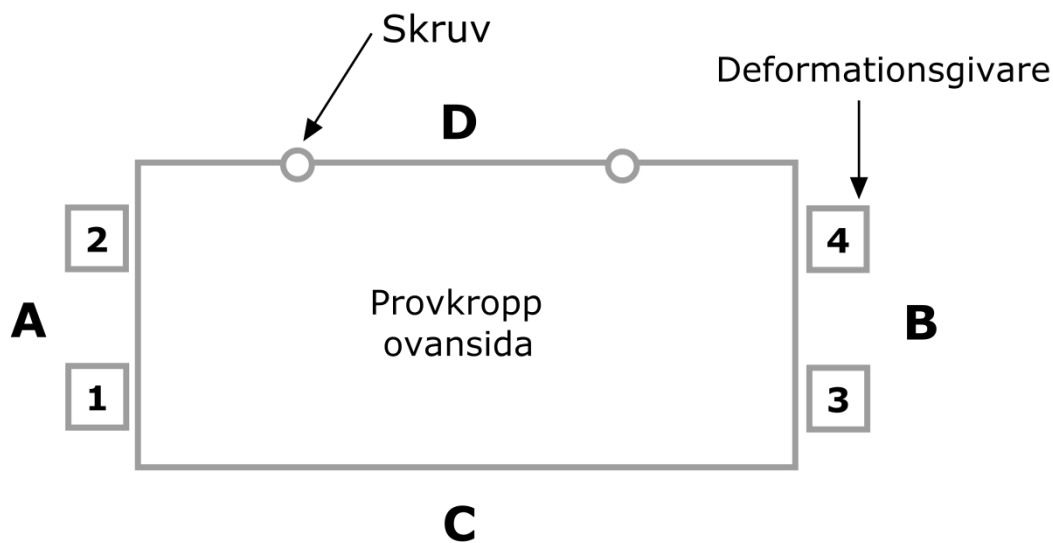
Beräkningarna av brottmod enligt Johansens flytteori i kapitel 6.2 visar att brottmod f är dimensionerande, d.v.s. skruven förväntas plasticeras på två ställen. Provningarna visar dock att brottet inte sker i skruven. Brottet i provkropparna uppstår istället genom att den nedre regeln spricker längs fiberriktningen, se Figur 7.5. Denna brottmod är konsekvent genom samtliga provningar.



Figur 7.5: Sprucken regel från provkropp 02.

Regeln som är infäst i provanordningen kan liknas vid en balk som utsätts för en uppåtriktad punktlast från skruven. Skruven kan även antas ha en viss bändande effekt i träregeln då den utsätts för böjning och sitter med en vinkel ner i träet. Detta leder till slut till sprickbildning längs fiberriktningen p.g.a. det drag vinkelrätt fibrerna som uppstår i regelns ovankant. Då sprickbildningen uppstått fäster inte längre skruven i träet och lossnar därför från den undre regeln.

7.4.3 Deformationer

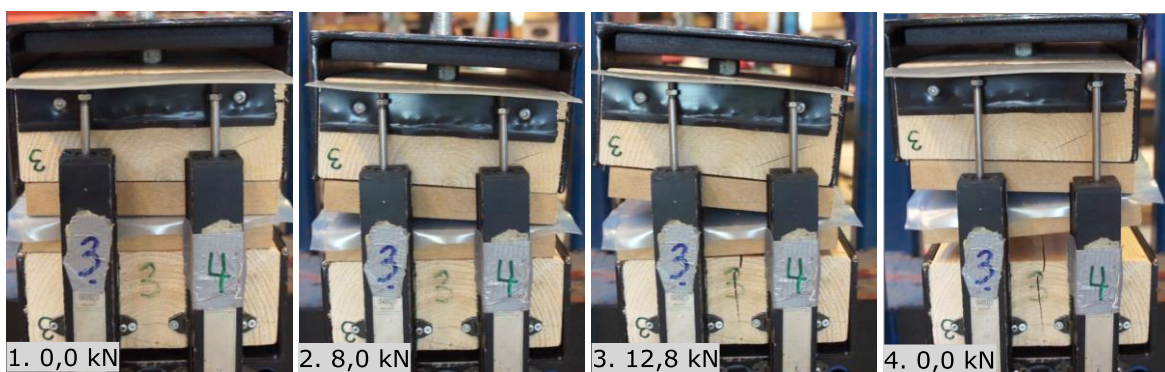


Figur 7.6: Provkroppen uppifrån med givare numrerade och sidor namngivna.

Under denna rubrik används Figur 7.6 för att den beskrivande texten skall bli tydligare och mer lättförståelig.

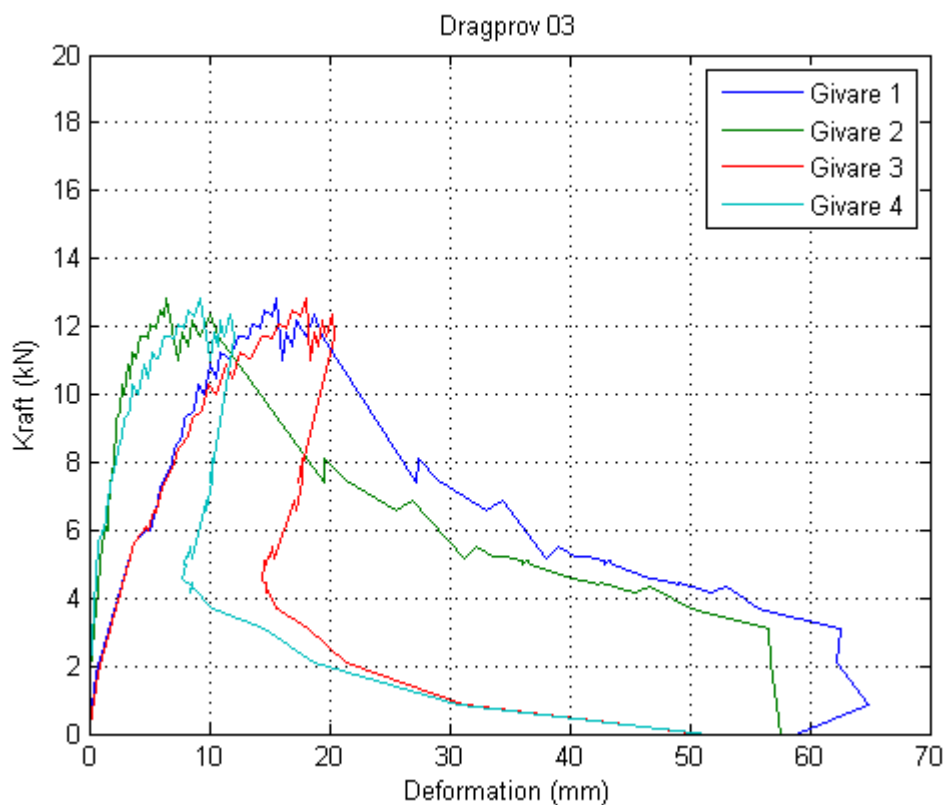
På grund av provkropparnas asymmetri, som beror på att skruven skråskruvats i reglarna från sida D, blir deformationerna olika stora på provkroppens långsidor. På sida C uppstår större deformationer än på sida D.

I Figur 7.7 nedan visas deformationsförloppet till brott för en provkropp vid ökande last sett från sida B. Diagram över last-deformationssamband för samtliga provkroppar finns redovisade i Bilaga D. Bild 1 visar provkroppen innan den utsätts för last. I bild 2 och 3 syns tydligt att sidan motsatt skruven deformeras mest. Bild 4 visar provkroppen efter brott då skruven lossnat ur den nedre regeln.



Figur 7.7: Deformationsförloppet för provkropp 03.

Deformationsmätningarna med LVDT-givarna visar också att det sker större deformationer på sida C. Givare 1 och 3, närmast sida C, visar i Figur 7.8 en större deformation vid en viss given last än 2 och 4, närmast sida D.



Figur 7.8: Last-deformationssamband, provkropp 3.

Öppningen vid provkroppens kortändar är också olika på de olika sidorna. Detta ses i diagrammet med hjälp av kurvornas likheter för givare 1 och 2 på sida A, respektive 3 och 4 på sida B. Sida A deformeras mindre än sida B. Återgången av deformationen på givare 3 och 4 i figuren, efter att maxlasten uppnåtts, beror på att överdelen hastigt lossnar från den undre regeln på sida A, vilket resulterar i att deformationen på sida B minskar en aning.

Samtliga diagram visar linjära last-deformationssamband med visst mjuknande innan sprickbildning sker i den undre virkesdelen. Då sprickbildning har uppstått sker brottet näst intill omedelbart vilket karaktäriserar ett sprött brott.

7.5 Diskussion, dragprov

I kapitel 6.4.3 beräknades den dimensionerande dragbärförmågan till 11,73 kN. Inför provningarna antogs det faktiska brottet ske vid högst det tredubbla, d.v.s. ca 35 kN. Detta antagande kan motiveras då variansen i träets hållfasthet är stor, vilket leder till att det dimensionerande värdet ligger långt under medelvärdet. I beräkningarna antogs brottet ske genom flytleder i skruven enligt brottmod f. Provningarna visar däremot istället att brottet sker p.g.a. att den undre regeln spricker längs fiberriktningen och att detta sker vid ca 12,4 kN. Sprickbildningen orsakas av att momentkapaciteten i den nedre regeln

överskrids samt att skruven har en bändande effekt vinkelrätt fiberriktningen i träet. Beräkningar för regelns momentkapacitet redovisas i Bilaga E. Johansens flytteori beaktar endast brott i skruven vilket gjorde att den faktiska brottmoden förbisågs i beräkningarna. Detta visar att det finns en risk med att använda förenklade beräkningsmodeller vid komplexa förbandstyper.

Under provningarna observerades att årsringarna i provkropparnas nedre regel gick åt olika håll. Det går dock inte att ur provningsresultatet utläsa någon skillnad i bärförmåga eller brottets utseende p.g.a. årsringarnas orientering.

7.6 Metod, skjuvprov

11 provkroppar, numrerade 00-10 provas.

7.6.1 Utformning av provkropp för skjuvprov

Provkroppen består av följande komponenter:

- 2 träreglar, $170 \times 70 \times 600$ mm
- 2 MDF-skivor, $170 \times 22 \times 600$ mm
- 2 skruvar av typen SFS WR-T, 9,0 mm diameter
- 2 skikt plastfilm

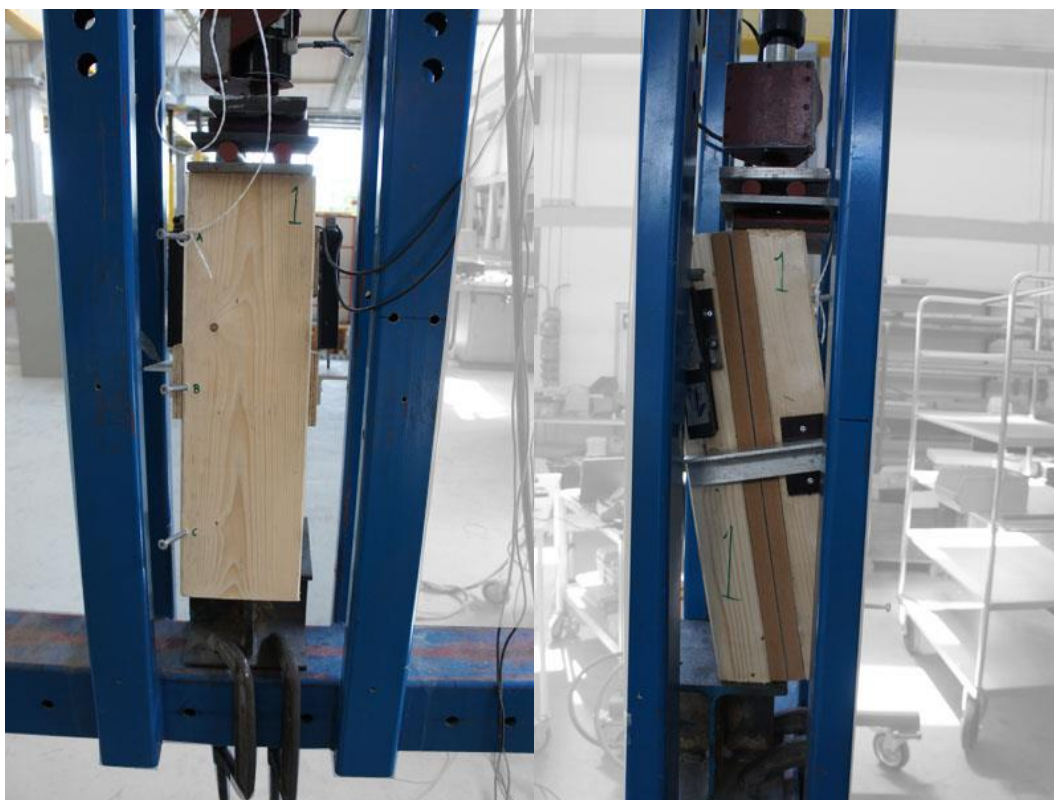
Provkroppen består av två reglar, sammanskruvade med 3 skruvar av typen SFS WR-T, i en 56° vinkel. Mellan reglarna ligger två skikt MDF-skivor, spikade fast i vardera reglar, samt två skikt plastfilm mellan MDF-skivorna, för att efterlikna konstruktionen i knutpunkten så mycket som möjligt. Plastfilmen i provkroppen simulerar den ångspärr som viks in mellan de båda väggelementen i huset och måste finnas i provkroppen för att ge samma friktionsförhållande som mellan väggelementen i den verkliga byggnaden.

MDF-skivorna antas ha en högre bäddhållfasthet än vanligt konstruktionsvirke med tanke på deras höga densitet. Eftersom provkroppen kommer att skjuvas mellan MDF-skivorna kommer troligen dess bäddhållfasthet, enligt beräkningarna i Bilaga A, att vara av stor betydelse för vilken bärförmåga provkroppen kommer att ha.

Hörnorna på provbiten är kapade med en vinkel på $9,3^\circ$, se Figur 7.10, för att en så stor anliggningsyta som möjligt skall tryckas i provriggen. På så vis minskar risken att reglarnas ändar deformeras och ger ett felaktigt värde på deformationsmätningarna mellan MDF-skivorna.

7.6.2 Provrigg

Samma provrigg, lastcell och tryckkolv som i dragprovet används i skjuvprovningen. Tryckkolven är dock vänd så att den istället verkar nedåt, på provkroppen.

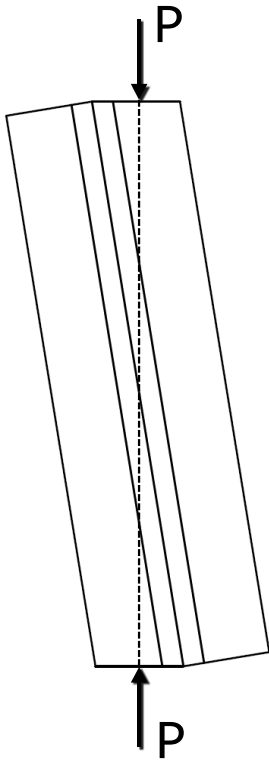


Figur 7.9: Provkropp för skjuvning placerad i riggen.

7.6.3 Genomförande av skjuvprov

Provkroppen ställs på högkant i provriggen. Det kapade nedre hörnet på provbiten placeras på det nedre stödet i provriggen och på det övre hörnet placeras en stålplatta som kolven sedan i sin tur kommer att trycka på. Stålplattans funktion är att se till att tryckkraften från kolven får en så stor anliggningsyta mot träet som möjligt. Då kolven trycker på provkroppen och deformation uppstår kan en succesivt ökande horisontalkraft riskera att uppstå i kolven. Denna horisontalkraft förhindras genom rullager i form av stålplattor och rullcylindrar som placeras mellan kolven och provbiten. Kolven stagas också mot riggen för att minimera horisontella rörelser.

Då kolven trycker nedåt på provkroppen kommer reglarna att skjuvas i förhållande till varandra. Det kommer även att uppstå en liten normalspänning mellan reglarna då kraftvägen går diagonalt genom provkroppen, se Figur 7.10. Tryck mellan reglarna verkar troligtvis positivt för skjuvningskapaciteten då den ökar friktionen, medan drag troligtvis försämrar. Normalspänning mellan reglarna samtidigt som skjuvning kommer även att uppstå i den verkliga anslutningen i huset, p.g.a. egentygnder och vindlast.



Figur 7.10: Kraftvägen som går diagonalt genom provkroppen visas med den streckade linjen.

Deformationsmätningarna sker i skjuvplanets riktning, d.v.s. ej i kraftriktningen. Detta görs med hjälp av LDVT-givare, placerade på vardera sidan av provkroppen på en av reglarna. I den andra regeln skruvas en L-profil, mot vilken LVDT-givare mäter deformationen.

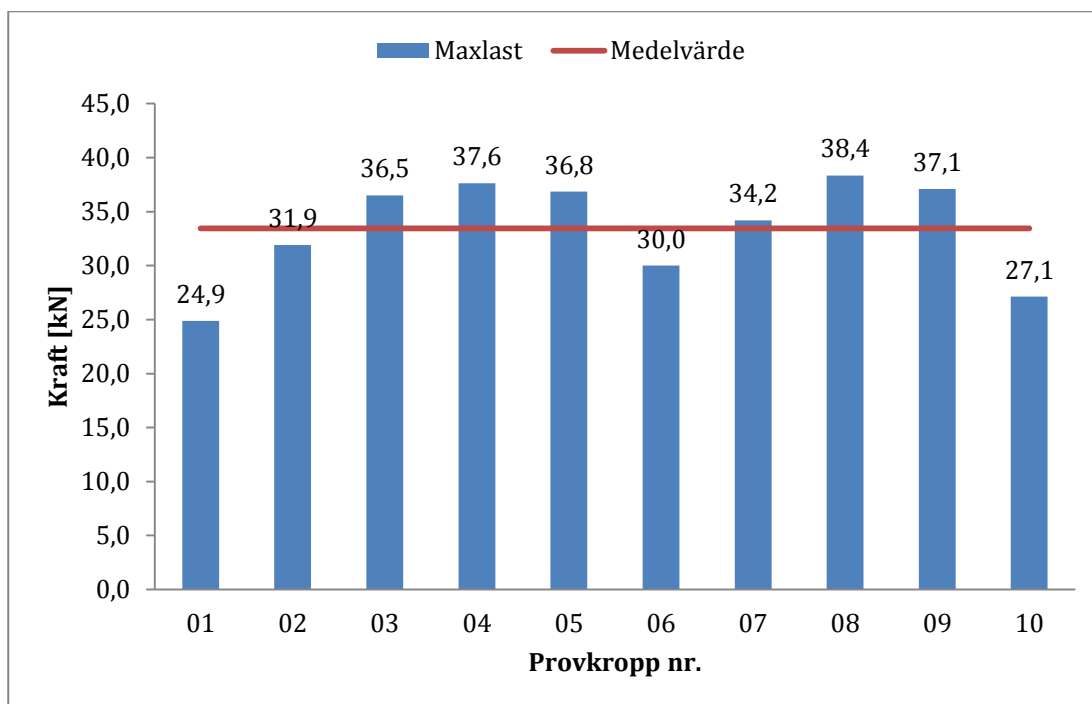
Vid ökande deformationer kommer även skjuvplanets vinkel i förhållande till kraftriktningen att öka då provkroppen successivt snedställs. Denna vinkelökning kommer troligtvis att påverka hur diagrammet för deformationer ser ut för stora laster. Kompensering för denna vinkel kommer inte att utföras eftersom det anses för komplicerat då vinkeln ändras under provningsförloppet.

7.7 Resultat, skjuvprov

Vid skjuvprovning av provkropp nr 0 användes inget rullager mellan tryckkolven och provkroppen, varpå horisontallaster uppstod i hydraulkolven. Lastvärdena i denna provning är signifikant högre än för proven där rullager använts. Provningresultatet för provkropp nr 0 förkastades därför.

7.7.1 Brottlast

Brottlast för de nio provkropparna visas i Figur 7.11 nedan.



Figur 7.11: Brottlast och medelvärde vid skjuvprov, för samtliga provkroppar.

Medelvärde: 33,5 kN

Standardavvikelse: 4,31

Medelvärdets standardfel: 1,30

Skjuvprovets karakteristiska och dimensionerande värden räknas ut på samma sätt som för dragproven i kapitel 7.4.1.

$$f_k = f_m - c * s$$

Där:

f_k

Karakteristiskt värde

$f_m = 33,5 \text{ kN}$

Medelvärde

$c = 1,92$

Koefficient för 10 provkroppar och okänd variationskoefficient V_x . Ur Tabell 7.1.

$s = 4,31 \text{ kN}$

Standardavvikelse

$$f_k = 33,5 \text{ kN} - 1,92 * 4,31 \text{ kN} = 25,22 \text{ kN}$$

Det karakteristiska hållfasthetsvärdet för anslutningen utifrån provningarna är 25,22 kN. Med det karakteristiska värdet kan därefter det dimensionerande värdet räknas ut på samma sätt som i Ekvation 6.6.

$$f_d = \frac{1,1 * 25,22}{1,3} = 21,34 \text{ kN}$$

Där:

$k_{mod} = 1,1$

Klimatklass 1, momentan lastvaraktighet

$\gamma_M = 1,3$

Partialkoefficient för förband

Den dimensionerande bärförmågan per meter beräknas enligt Ekvation 6.8.

$$\frac{21,34 \text{ kN}}{0,6 \text{ m}} = 35,6 \text{ kN/m}$$

7.7.2 Brottmod

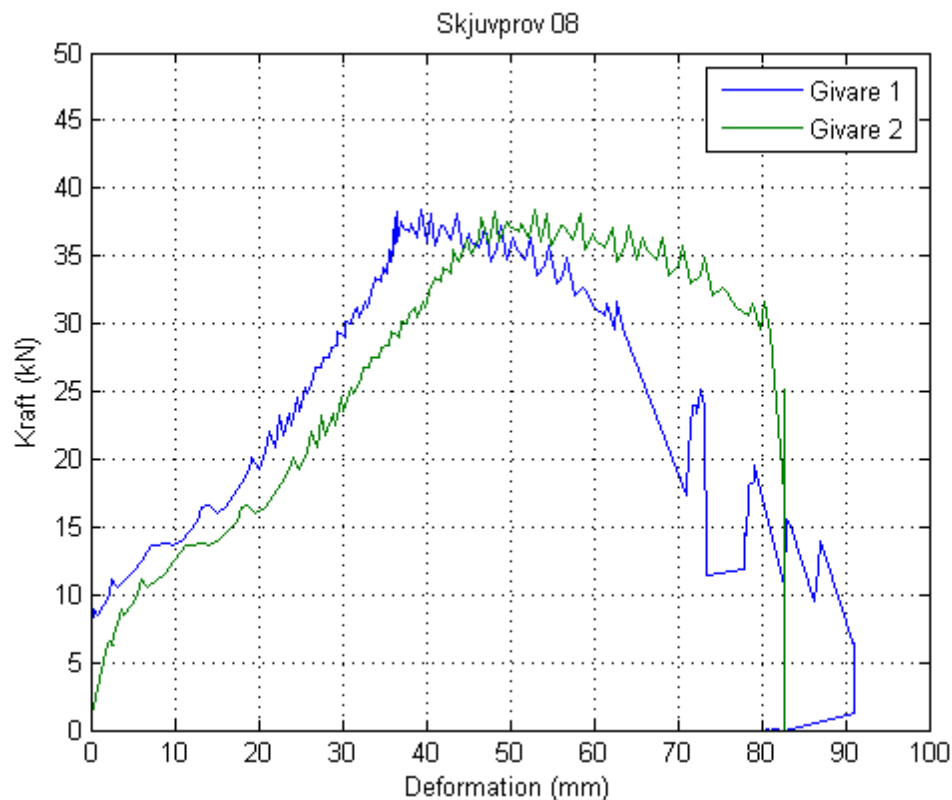
Enligt beräkningar på provkroppen för skjuvprov bedömdes brottmod f vara dimensionerande d.v.s. att två flytleader bildas på skruven. Provningsresultaten stödde hypotesen att skruven plasticeras på två ställen men bäddhållfastheten i MDF-skivan var betydligt lägre än förväntat. Figur 7.12 visar deformationerna i MDF-skivan.



Figur 7.12: Deformationer i MDF-skiva på provkropp 06.

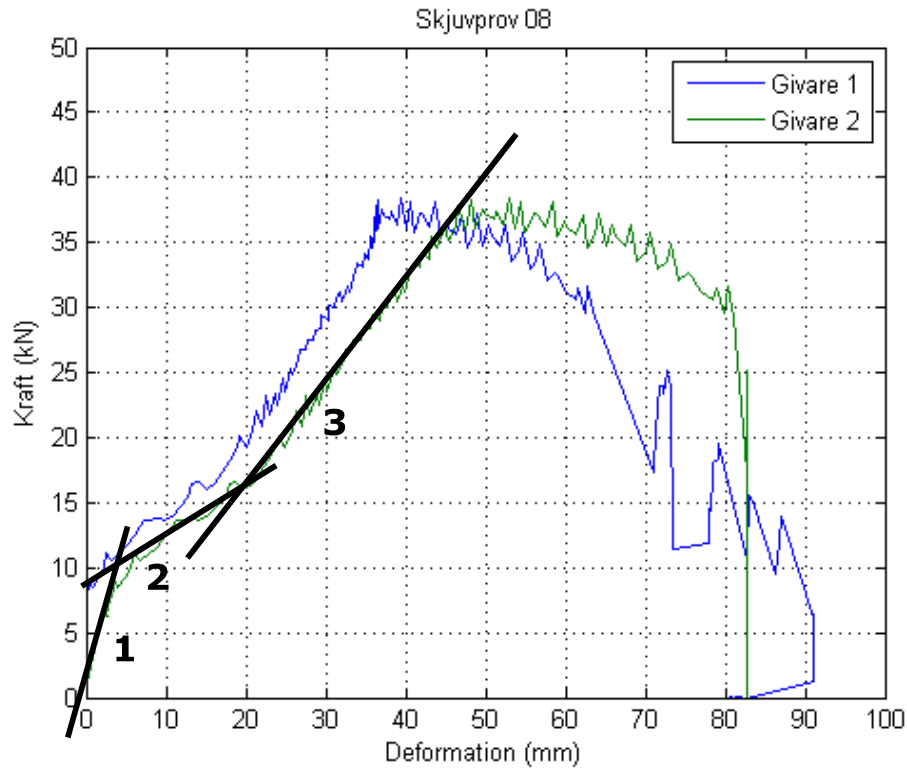
Under provningarna var det endast för provkropp 10 som virkesdelarna skiljdes helt från varandra till följd av brott i alla tre skruvar.

7.7.3 Deformationer



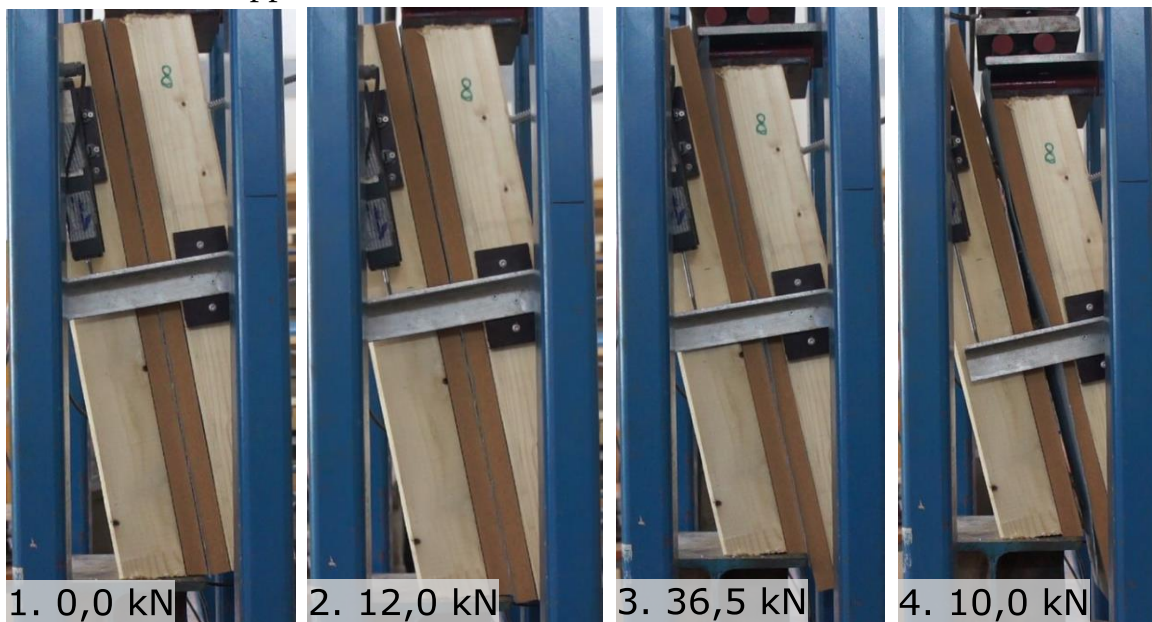
Figur 7.13: Diagram över kraft och deformation på provkropp 08.

Samtliga diagram från skjuvproverna visar liknande deformationsförlopp fram till brott, vilket kan indelas i tre delar med olika lutning svarande mot olika styvhet i förbandet. De tre delarna visas med numrerade linjer i Figur 7.14. Det som antas ske är att skruven först påverkas av elastisk böjning för att sedan flyta en period. Vid ökande deformation bär skruven i ökande omfattning genom drag, vilket ger en större styvhet. Skruven dras också i viss mån ut ur den undre virkesdelen. Slutligen uppstår dragbrott i skruvens flytleder.



Figur 7.14: Diagram skjuvprov 08.

I Figur 7.15 nedan redovisas deformationsförloppet från när lasten är noll tills att maxlast har uppnåtts.



Figur 7.15: Deformationsförloppet för provkropp 08.



Figur 7.16: Skruvarnas deformationer efter provning i provkropp 08.



Figur 7.17: Uttagen skruv ur provkropp 08.

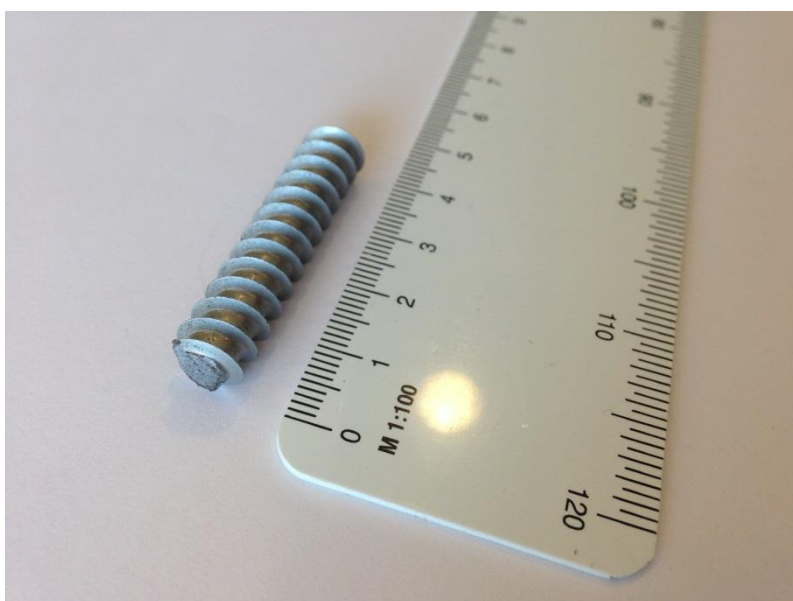
7.8 Diskussion, skjuvprov

Medelbrottlasten för de tio provkropparna är 33,5 kN och en uppskattning av det dimensionerande värdet utifrån provningarna är 21,34 kN. I kapitel 6.5 beräknas provkroppens dimensionerande tvärkraftskapacitet till 20,07 kN.

Det karakteristiska värdet för brott utifrån provningarna är 25,22 kN. Enligt dimensioneringsunderlag från skruvtillverkaren, Tabell 7.2, är den karakteristiska draghållfastheten 35,9 kN per skruv. Den stora differensen kan antas bero på att skruven går till brott i de försvagade flytlederna.

Tabell 7.2: SFS Intec, dimensioneringsunderlag för skruv.

Product characteristic			WR-S-9,0 x L	WR-T-9,0 x L half-tip	WR-T-13,0 x L half-tip
Characteristic yield moment	$M_{y,k}$	Nm	19,2	19,2	84,6
Characteristic withdrawal parameter angle screw-axis to grain: 90° ($\rho=350\text{kg/m}^3$)	$f_{ax,k,90^\circ}$	N/mm ²	12,8	13,5	12,9
Characteristic tensile strength	$f_{tens,k}$	kN	35,9	35,9	58,4
Characteristic yield strength	$f_{y,k}$	N/mm ²	1010	1010	930
Characteristic torsional strength	$f_{tor,k}$	Nm	33,35	33,35	111,10
Insertion moment ($\rho=450\text{kg/m}^3$)	$R_{tor,k}$	Nm	16,3	13,9	57,0



Figur 7.18: Avdragen skruv från provkropp 06.

Figur 7.18 visar mittdelen av en skruv som gått till brott på två ställen under provningen. Skruven i Figur 7.18 är 40 mm lång vilket stämmer väl överens med tjockleken på de båda MDF-skivor som är 44 mm tillsammans. Den avdragna delen är dessutom helt rak. Detta styrker observationen att flytlederna uppstår i skiktet mellan trä och MDF vilket betyder att MDF-skivans bäddhållfasthet är betydligt lägre än förväntat. I beräkningarna antogs MDF:s höga densitet vara fördelaktig för dess bäddhållfasthet och därför användes uttrycket för vanligt trä, där densiteten beaktas. Av provningsresultatet att döma ger troligtvis uttrycken för spånskiva och OSB bättre uppskattning om MDF:s bäddhållfasthet p.g.a. liknande mikrostruktur.

8 Diskussion

8.1 Dragkraft

Tabell 8.1: Jämförelse dragkraft

	Dragkraft
	[kN/m]
Lasteffekt, brottgränstillstånd	309,7
Lasteffekt, bruksgränstillstånd	314,8
Lasteffekt, brottgränstillstånd, A-hus	23,0
Beräknad dimensionerande bärförmåga	29,3
Provad dimensionerande bärförmåga	18,9

Den beräknade bärförmågans värde är framräknat baserat på att brottet sker i skruven. Provningarna visar dock att brottet uppstår i den undre regeln då momentkapaciteten överskrids till följd av den dragkraft som skruven utövar på regeln. Dragspänningarna vinkelrätt fiberriktningen i den undre regeln ger ett sprött brott. Spröda brott sker utan tydliga deformationer och bör därför undvikas i bärverksdelar då de sker utan förvarning. Att brottet sker i regeln innebär att det inte är skruvens egenskaper som är begränsande för anslutningens bärförmåga vilket först antogs. Istället blir träets egenskaper begränsande då momentkapaciteten för den undre regeln överskrids. Därför kan bärförmågan på förbandet inte ökas genom att öka antalet skruvar.

Vid beräkningar av fördelning av laster inom stabiliserande vägg i brottgränstillståndet utnyttjades förbandets förmåga att plasticera. Det spröda brott som uppstår p.g.a. sprickbildning tillåter dock ingen plasticering av förbandet. Då man använder en plastisk dimensioneringsmetod är det väldigt viktigt att försäkra sig om att plasticering verkligen är möjlig.

Diagrammen över last-deformationssambanden från dragprovningarna visar att deformationer på flera millimeter sker i anslutningen redan vid låga laster. Dessa deformationer medför otätheter i klimatskalet vilket i sin tur kan leda till fuktrelaterade skador och problem med inomhusklimatet. Deformationerna kan även leda till att installationer inuti väggen, fasaden eller komponenter i fasaden skadas.

Dragkrafterna i både brott- och bruksgränstillstånd är flerdubbelt större än A-hus beräknade lasteffekt i brottgränstillståndet vilket beror på att, denna beräkning har gjorts kraftigt på säkra sidan vilket leder till en överskattning av

lasteffekten. A-hus mer noggranna beräkning av den dimensionerande dragkraften överstiger dock den provade bärförmågan vilket betyder att slutsatsen kan dras att anslutningen inte lever upp till att hantera de dragkrafter som uppstår mellan väggelementen då byggnaden utsätts för vindlast. Utöver dragkrafter kommer även förbandet behöva hantera simultana skjuvkrafter vilket försämrar förutsättningarna ytterligare. En mer förfinad beräkning av lasteffekten kan göras, men problemet med stora deformationer redan vid små laster kvarstår.

I kapitel 5.4.1 beräknades lasteffekter på referensobjektet med avseende på olyckslast. För konsekvensklass 2a krävs en nätverksstruktur i bjälklaget, men inga värden på erforderlig bärförmåga ges. För att få en uppfattning om vilka laster som förbandet mellan väggelementen kan komma att utsättas användes uttrycken för konsekvensklass 2b som en övre gräns. Rekommenderad utformning enligt Tabell 5.2 är vertikala förband som hanterar laster på minst 100 kN/m och horisontella förband som hanterar laster på minst 36 kN/m eller att anslutningen skall klara ett bortfall av en bärande vägg. I fallet med bortfall av bärande vägg förutsätts att lasten den skadade väggen burit kan omfördelas till intilliggande väggar vilket förutsätter att förbandet i snitt bjälklag/vägg enligt Figur 3.3 klarar att bära bjälklaget utan den lejd som bjälklaget ursprungligen vilade på innan bortfall. I kapitel 5.4.1.3 beräknades detta värde till 3,44 kN/m. Förbandet mellan bjälklag och vägg har inte undersökts i detta arbete och därför kan inga slutsatser dras om förbandet är tillräckligt dimensionerat.

8.2 Skjuvkrafter

Tabell 8.2: Jämförelse skjuvkraft.

	Skjuvkraft
	[kN/m]
Lasteffekt, brottgränstillstånd	18,1
Lasteffekt, bruksgränstillstånd	12,3
Lasteffekt, brottgränstillstånd, A-hus	14,0
Beräknad dimensionerande bärförmåga	33,5
Provad dimensionerande bärförmåga	35,6

Beräknad och provad bärförmåga överstiger den beräknade lasteffekten i brottgränstillståndet. Detta tyder på att skruvförbandet med ett avstånd på 200 mm mellan skruvarna kan anses vara tillräckligt för att hantera de aktuella skjuvkrafterna.

Dimensionerande last i bruksgränstillståndet är 12,3 kN. Deformationerna vid denna last är genomgående ungefär 3-5 mm under provningarna. Enligt teorin om deformationsförloppet, beskrivet i kapitel 7.7.3, innebär detta att skruven deformeras elastiskt eller att endast en liten plasticering sker. Då den dimensionerande lasteffekten i bruksgränstillståndet endast ger väldigt små kvarstående deformationer anses knutpunkten även tillräckligt dimensionerad i bruksgränstillståndet.

Enbart skjuvkrafter mellan väggelementen kommer sällan att inträffa. Som även påpekats tidigare måste förbandet kunna hantera samtidiga skjuv- och dragkrafter vilka troligtvis kommer att interagera på ett ofördelaktigt sätt. Deformationer mellan väggelementen kan komma att påverka hur skjuvkrafter fördelar sig på väggen vilket leder till osäkerheten kring den lastfördelning som görs i kapitel 4.8.1.

8.3 Förslag på förbättringar

Förslagen i detta kapitel är idéer som uppstått utifrån de brister i förbandet som upptäckts under arbetets gång. Dessa idéer och resonemang är inte styrkta med beräkningar eller provningar.

8.3.1 Öka höjden på kortling i ovankant på väggelement

Eftersom dragkrafter mellan väggelementen leder till att momentkapaciteten i kortlingen överskrids kan dimensionerna för kortlingens tvärsnitt ökas. Tvärsnittets höjd är av stor betydelse för momentkapaciteten. Om tvärsnittshöjden ökar från nuvarande 70 mm till 95 mm ökar momentkapaciteten från 326 Nm till 602 Nm, om man bortser från eventuell inverkan av storlekseffekt.

8.3.2 Använda olika skruvförband

Det är riskabelt att låta en typ av förband hantera samtliga laster som anslutningen utsätts för. Ett förslag är att använda flera typer av förband för att hantera de olika lasterna.

8.3.3 Styrlist för att minska deformationerna

Styrlistens funktion beskrivs i kapitel 2.4. Den används vid upplagt bjälklag men eventuellt skulle en liknande lösning kunna användas även på inhängt bjälklag.

8.3.4 Kontinuerliga vertikala dragstag

Kontinuerliga vertikala dragstag beskrivs i kapitel 2.4. Ett kontinuerligt dragstag skulle kunna användas på antingen samtliga eller enstaka våningsplan där dragkraften är som störst.

8.3.5 Alternativ till MDF mellan väggelementen

MDF visade sig i skjuvprovningarna ha sämre bäddhållfasthet än förväntat. Figur 7.12 visar hur MDF-skiktet deformerades kraftigt. Kanske hade ett annat material, t.ex. plywood, kunnat fylla samma funktion som MDF-skivorna. Detta förslag påverkar dock endast skjuvhållfastheten i anslutningen. Om plywooden limmas mot träet med de flesta lamellernas fiberriktning riktade vinkelrätt mot väggen skulle även bärförmågan i undre kortlingen ökas genom ökad tvärsnittshöjd samt att det ogynnsamma draget uppstår plywoodens fiberriktning.

8.3.6 Omlottplacerade skivor

OSB-skivorna på regelverkets utsida skulle kunna utnyttjas för att ta hand om dragkrafter om de delvis monteras i efterhand och överlappar våningsskarven.

9 Förslag på fortsatt arbete

Det kan vara intressant att göra en noggrannare beräkning av lasteffekter, t.ex. med plastiska metoden och FEM-bräkningar för att undersöka hur lasten fördelar sig i väggen. Detta arbete har fokuserat på bärförmågan mellan ytterväggselementen, det skulle därför vara intressant att även undersöka förbandet mellan bjälklaget och ytterväggselementen. Vid provningarna i detta arbete belastades förbandet med antingen dragkraft eller skjuvkraft, dessa två laster verkar samtidigt på förbandet när husets utsätts för vindlaster. Det kan därför vara intressant att kontrollera bärförmågan när både drag- och skjuvkrafter verkar samtidigt på förbandet.

Det hade varit intressant att utveckla alternativa lösningar på förbandet mellan ytterväggselementen i en träregelstomme med likvärdig prefabriceringsgrad som den i detta arbete.

Ett mer omfattande förslag på fördjupning är att utreda hur dimensioneringsprocessen för byggnader med träregelstomme som tillhör konsekvensklass 2b skall se ut då olyckslast och fortskridande ras beaktas.

10 Referenser

- [1] Svenskt Trä, "Flervåningshus - TräGuiden," [Online]. Available: <http://www.traguiden.se/TGtemplates/popup1spalt.aspx?id=868&contextPage=859>. [Använd 28 05 2013].
- [2] Nationella träbyggnadsstrategins fortbildningsprogram, "Sveriges Träbyggnadskansli," 01 12 2006. [Online]. Available: <http://trabyggnadskansliet.se/LitiumDokument20/GetDocument.asp?archive=1&directory=1112&document=6950>. [Använd 28 05 2013].
- [3] Industrikonsortiet Massivträ, "Massivträ. Handboken 2006," Martinsons, 01 01 2006. [Online]. Available: <http://www.martinsons.se/default.aspx?id=9090>. [Använd 28 05 2013].
- [4] Svenskt Trä, "Pelar-balkstommar - generellt," [Online]. Available: <http://www.traguiden.se/TGtemplates/popup1spalt.aspx?id=7442>. [Använd 28 05 2013].
- [5] Vinnova, "WIS - Wood Interface System," Vinnova, Stockholm, 2001.
- [6] L. Stehn, L.-O. Rask, I. Nygren och B. Östman, "Byggandet av flervåningshus i trä," Växjö Universitet, Växjö, 2008.
- [7] Svensk Standard, "Eurokod 1 - Laster på bärverk," 2008.
- [8] S. Thelandersson, T. Isaksson och A. Mårtensson, Byggkonstruktion, 2:4 red., Lund: Studentlitteratur, 2010.
- [9] Svensk Standard, "Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast," 2008.
- [10] A. Mårtensson och T. Isaksson, Byggkonstruktion - Regel- och formelsamling, Lund: Studentlitteratur, 2010.
- [11] H. Johnsson, L. Stehn och A. Björnfot, "Stabilisering," Luleå Tekniska Universitet, Luleå.
- [12] Gyproc, "www.gyproc.se," [Online]. Available: <http://www.gyproc.se/files/Gyproc/Library/Handbook/PDF/Stomstabilisering.pdf>. [Använd 14 06 2013].
- [13] U. A. Girhammar och B. Källsner, "Horisontalstabilisering av träregelstommar," SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, 2008.
- [14] P.-J. Gustavsson, Interviewee, [Intervju]. 12 05 2013.
- [15] L. Abrahamsson, Interviewee, *Mailkorrespondens*. [Intervju]. 26 08 2013.
- [16] Svensk Standard, "Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-7: Olyckslast," 2008.
- [17] "Svängningar, deformationspåverkan och olycksfall," Boverket, byggavdelningen, 1994.

- [18] B. Westerberg, "Bärande väggars behov av vertikal kopplingskapacitet," 2010.
- [19] Boverket, Regelsamling för byggande, BBR 2008, Karlskrona: Boverket, 2008.
- [20] Department for Communities and Local Government, "Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse," London, 2011.
- [21] K. Larsson och K. Meijer, "Robusta brokonstruktioner - En fallstudie av en plattrambro i betong," Lunds Tekniska Högskola, Lund, 2009.
- [22] Svensk Standard, "Eurokod 0 - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk," 2010.
- [23] S. Thelandersson och D. Honfi, "Behaviour and modelling of timber structures with reference to robustness," i *Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55*, Ljubljana, 2009.
- [24] COST, "COST Action TU0601 – Robustness of Structures," 2011.
- [25] Svensk Standard, "Eurokod 5 - Dimensionering av träkonstruktioner - Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader," 2009.
- [26] SFS Intec AB, "Dimensioneringsunderlag för WT-T och WR-T enligt EC5," SFS Intec, Strängnäs.
- [27] Svensk standard, "Eurokod 3: dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-8: Dimensionering av knutpunkter och förband," 2008.
- [28] S. Thelanderson och H. J. Larsen, Timber Engineering, Wiley.

Bilaga A - Bäddhållfasthet

Då skruven skruvas igenom olika skikt av trä och MDF-skiva är det inte självklart hur bäddhållfastheten för förbandet skall beräknas. Då snittet där skruven kommer att skjuvas ligger mellan två skikt av MDF-skivor kan dock MDF-skivans egenskaper antas ha störst betydelse. Därför används densiteten för MDF vid beräkningarna av bäddhållfastheten. Enligt Eurokod skall bäddhållfastheten för skruvförband beräknas på olika sätt beroende på vilket material som avses.

För trä med förborring:

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad \text{Ekvation A 1}$$

För spånskiva & OSB:

$$f_{h,k} = 50d^{-0,6}t^{0,2} \quad \text{Ekvation A 2}$$

För plywood:

$$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k \quad \text{Ekvation A 3}$$

Där:

$f_{h,k}$	Karakteristisk bäddhållfasthet parallellt fiberriktningen
$f_{h,90,k}$	Karakteristisk bäddhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen
$\rho_{k,MDF} = 720 \text{ kg/m}^3$	Densitet MDF
$\rho_{k,C24} = 350 \text{ kg/m}^3$	Densitet K-virke, C24
$d = 9 \text{ mm}$	Skruvens ytterdiameter
$t = 22 \text{ mm}$	Skivans tjocklek

I Eurokod finns inget uttryck för beräkning av bäddhållfasthet för MDF. Mikrostrukturen för MDF liknar spånskivor och OSB mer än vanligt trä, men Ekvation A 2 beaktar inte materialets densitet. Då densiteten antas ha stor betydelse för bäddhållfastheten används istället Ekvation A 1 med densiteten för MDF. Bäddhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktning beräknas enligt Ekvation A 4, och beaktas endast för trä i Tabell A 1. För MDF, spånskiva och OSB kan fiberstrukturen antas vara lika i alla riktningar i skivans plan och därmed är även bäddhållfastheten lika i alla riktningar i skivans plan.

Karakteristisk bäddhållfasthet:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,k}}{k_{90} * \sin^2(\alpha) + \cos^2(\alpha)} \quad \text{Ekvation A 4}$$

Där:

$\alpha = 90^\circ$ Vinkel mellan fiberriktning och kraft

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{för barrträ} \\ 1,30 + 0,015d & \text{för fanerträ} \\ 0,90 + 0,015d & \text{för lövträ} \end{cases} = \begin{cases} 1,485 \\ 1,435 \\ 1,035 \end{cases}$$

Tabell A 1: Bäddhållfasthet för olika material.

Material	Skruvens diameter [mm]	Densitet [kg/m ³]	Bäddhållfasthet parallellt fiberriktningen [N/mm ²]	Bäddhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen [N/mm ²]
Förborrad trä	9	350	26,12	17,59
Förborrad MDF	9	720	53,73	
Plywood	9	720	72,07	
Spånskiva & OSB	9		24,83	

Bilaga B - Dimensionering av dragprovanordning

Då dragstängerna drar i anordningen finns en risk att plattan som de fäster i böjdeformeras och ger ett felaktigt värde på den uppmätta deformationen i provkroppen. Förstärkning av plattan vid infästningen sker med hjälp av plåtar på undersidan vilka syftar till att förhindra denna deformation.

Det dimensionerande draghållfasthetsvärdet för provkroppen beräknas i kapitel 6.4.3 till 11,73 kN. Den faktiska brottlasten för provkroppen har i detta kapitel antagits till det tredubbla, d.v.s. $11,73 \text{ kN} * 3 = 35,19 \text{ kN}$. Då lasten fördelas ut på två infästningar i anordningen beräknas de båda dragstängerna dra med $35,19 \text{ kN} / 2 = 17,60 \text{ kN}$.

Det totala momentet som de båda plåtarna skall hantera beräknas enligt Ekvation B 1, plåten antas vara fritt upplagd.

$$M_y = \frac{PL}{4} \quad \text{Ekvation B 1}$$

Där:

$$P = 17,60 \text{ kN}$$

$$L = 0,17 \text{ m}$$

$$M_{y,tot} = \frac{17,60 * 10^3 * 0,17}{4} = 0,748 \text{ kNm}$$

Stålkvaliteteten för stålet antas till S235. Minsta erforderliga böjmotstånd för plåten i provanordningen kan då räknas ut enligt:

$$W = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{Ekvation B 2}$$

$$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

$$W_{tot} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,748 * 10^3}{235 * 10^6} = 3,18 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

Den förstärkning på $100 * 170 * 15 \text{ mm}$ som används i provningarna har böjmotståndet:

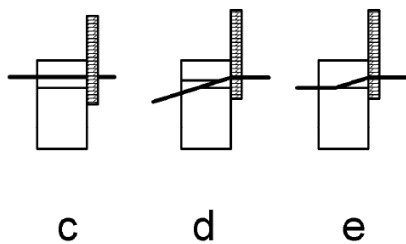
$$W_{förstärkning} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{0,1 * 0,015^2}{6} = 3,75 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

Förstärkningen är därmed tillräcklig.

Bilaga C - Dimensionering av skruvförband till provkropp

Träskruvarna som används för förbandet mellan dragprovsanordningen och provkroppen har en diameter på 5 mm, inkl. gängor, och innerdiameter på 3,7 mm.

Vid förband mellan metallskiva och trä beräknas den karakteristiska bärförmågan per skjuvningsplan och förbindare ut enligt [25]:



Figur C 1: Brottmoder för enskärigt förband, stål mot trä. [25]

Brottmod c innebär att endast träet deformerar. Brottmod d och e innebär att det bildas en respektive två flytleder på skruven.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} * t_1 * d * \left(\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,k} * d * t_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,k} * d + \frac{F_{ax,Rk}^2}{4}} \end{array} \right. \quad \text{Ekvation C 1}$$

Den karakteristisk bäddhållfasthet parallellt med fiberriktning utan förborring beräknas enligt Ekvation C 2 och

$$f_{h,k} = 0,082 * \rho_k * d^{-0,3} \quad \text{Ekvation C 2}$$

Där:

$\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ Densitet K-virke, C24
 $d = 5 \text{ mm}$ Skruvens diameter

$$f_{h,k} = 0,082 * 350 * 5^{-0,3} = 17,71 \text{ N/mm}^2$$

För att beräkna bäddhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen sätt $f_{h,k}$ in i Ekvation A 4.

Där:

$\alpha = 90^\circ$ Vinkel mellan fiberriktning och kraft
 $k_{90} = 1,485$ Barrträ

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{17,7}{1,485 * \sin^2(90) + \cos^2(90)} = 12,43 \text{ N/mm}^2$$

Skruben flytmoment $M_{y,Rk}$ beräknas enligt Ekvation 6.5 genom att anta dess hållfasthetsklass till 4.6 vilket ger brottgränsen, $f_{u,k} = 400 \text{ N/mm}^2$. [27]

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 400 * 3,7^{2,6} = 3600 \text{ Nmm}$$

Värdena sätts in i Ekvation C 1.

$$t_1 = 45 \text{ mm}$$

$$M_{y,Rk} = 3600 \text{ Nmm}$$

$$F_{ax,Rk} = 0$$

Inträngningsdjup i träet

Karakteristiskt flytmoment för skruven

Karakteristisk utdragsbärförmåga för skruven. Sätts till 0 för att räkna på säkra sidan.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12,43 * 45 * 5 * \left(\sqrt{2 + \frac{4 * 3600}{12,43 * 5 * 45^2}} - 1 \right) + \frac{0}{4} = 2952 \\ 2,3\sqrt{3600 * 13,219 * 5} + \frac{0}{4} = 1088 \end{array} \right.$$

Då brottmod e är dimensionerande är skruvens karakteristiska tvärkraftskapacitet, $F_{v,Rk} = 1088 \text{ N}$. Två flytleder uppstår på skruven enligt Figur C 1.

Dimensionerande bärförmåga per skjuvningsplan och skruv beräknas enligt Ekvation 6.6:

$$F_{v,Rd} = 1,1 * \frac{1088}{1,3} = 920,6$$

Där:

$$F_{v,Rd}$$

Dimensionerande bärförmåga

$$k_{mod} = 1,1$$

Korrektionsfaktor som tar hänsyn till inverkan av lastvaraktighet och fuktkvot

$$\gamma_M = 1,3$$

Partialkoefficient för förband

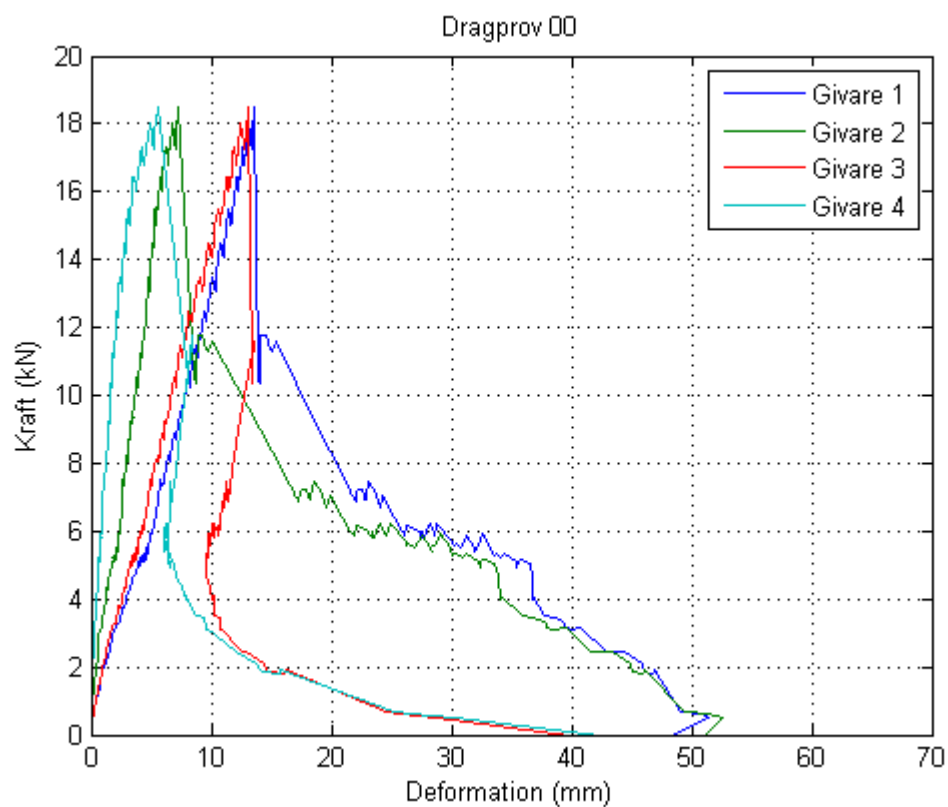
Infästningen mellan provanordningen och provkroppen måste klara en total skjuvkraft på 35 kN. Antalet skruvar beräknas enligt:

$$\frac{F_{tot}}{F_{v,Rk}} = \frac{35 * 10^3}{920,6} = 38$$

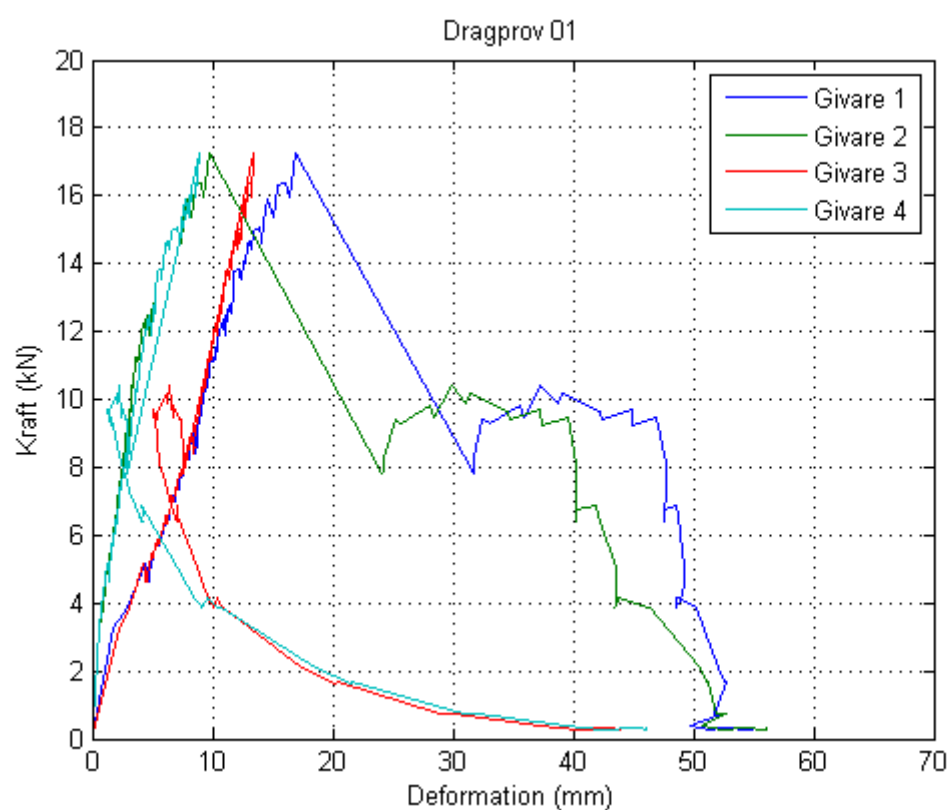
Det behövs således 38 stycken skruvar i var regel för att anslutningen skall hålla för en dragkraft på 35 kN.

Bilaga D - Diagram över kraft och deformation från provningar

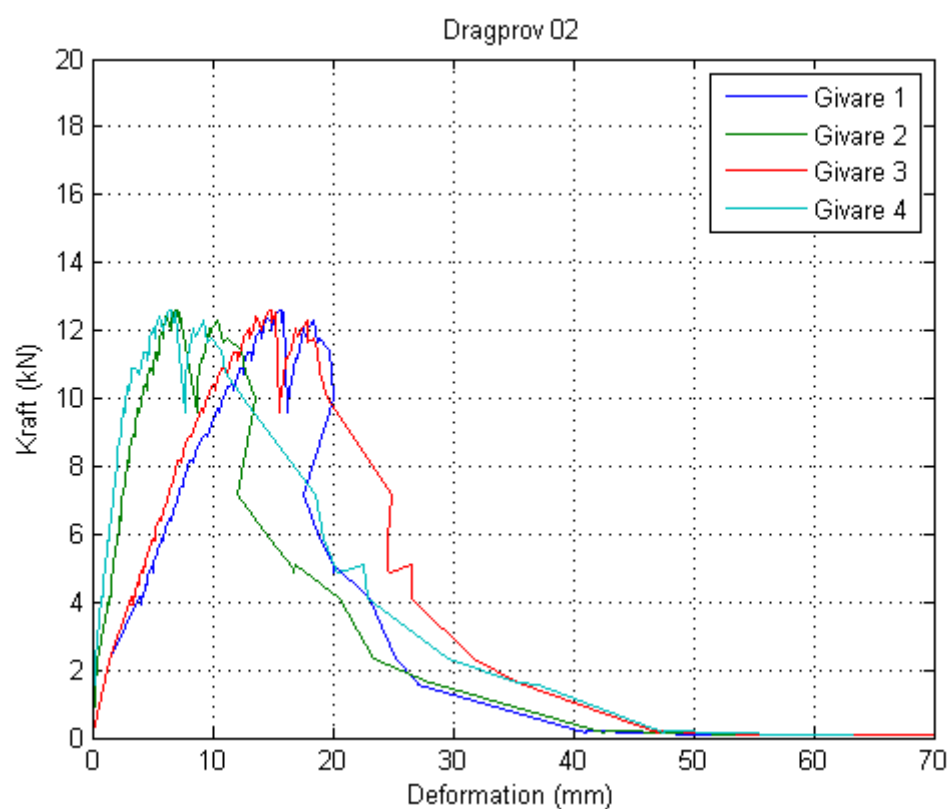
Diagram dragprov



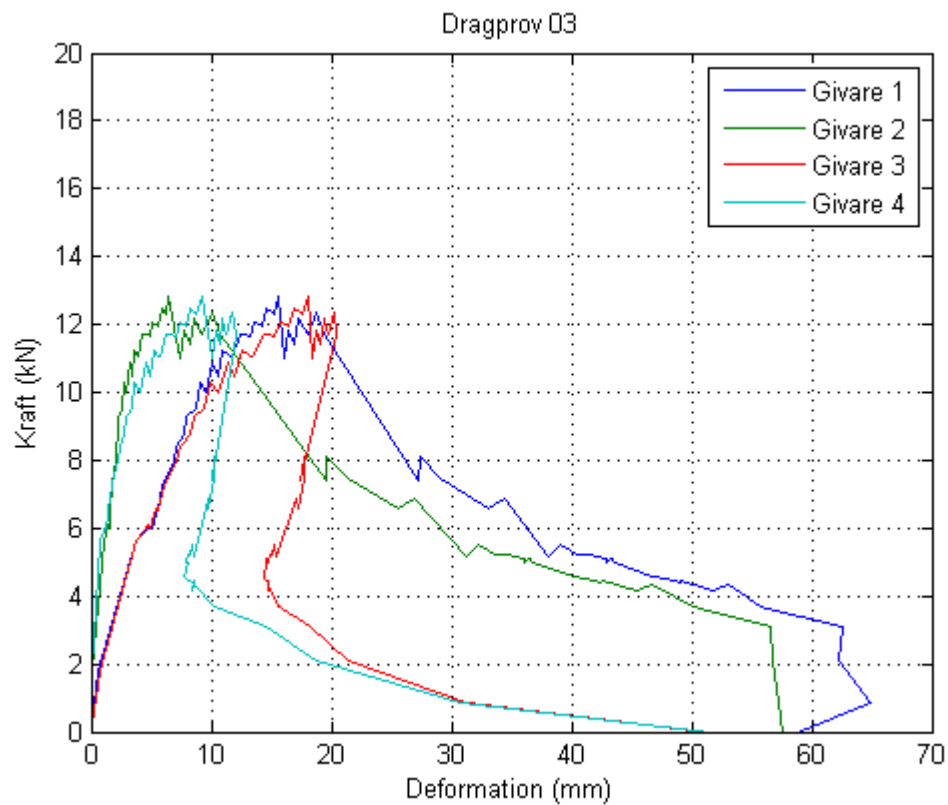
Figur D 1: Last-deformationssamband dragprov 00. Förkastat resultat.



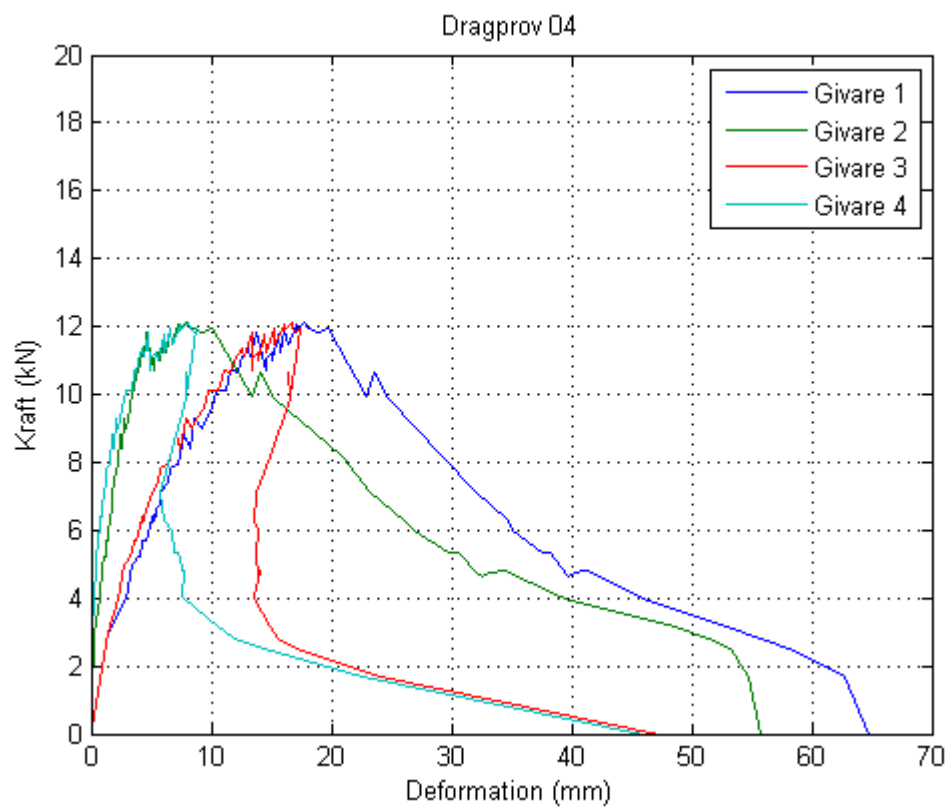
Figur D 2: Last-deformationssamband dragprov 01. Förkastat resultat.



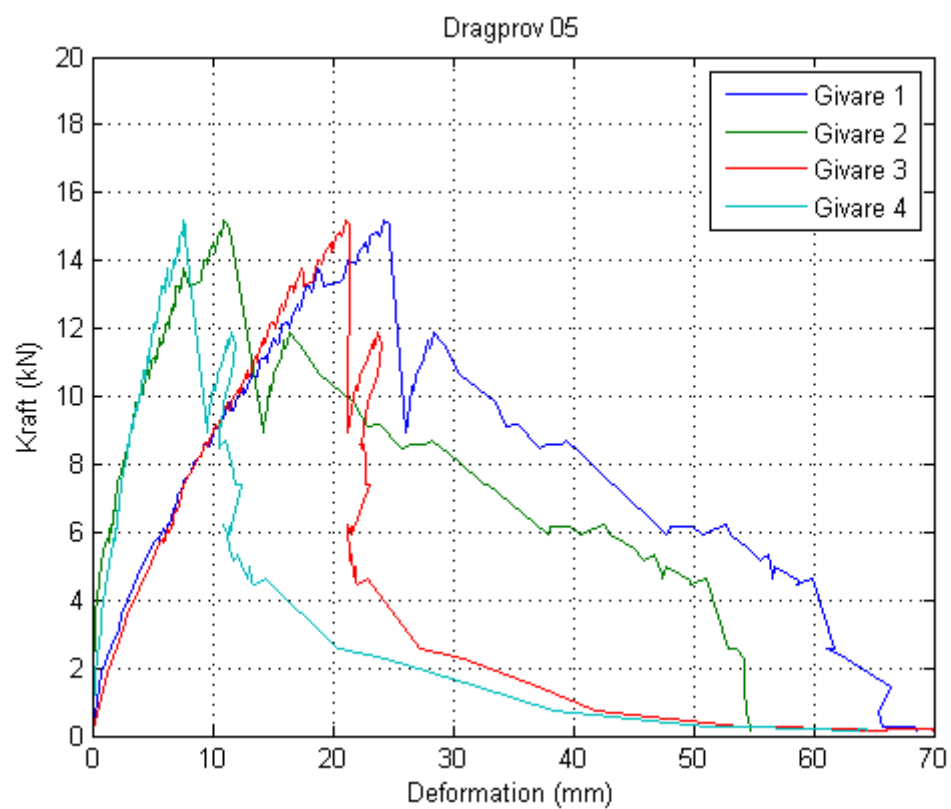
Figur D 3: Last-deformationssamband dragprov 02.



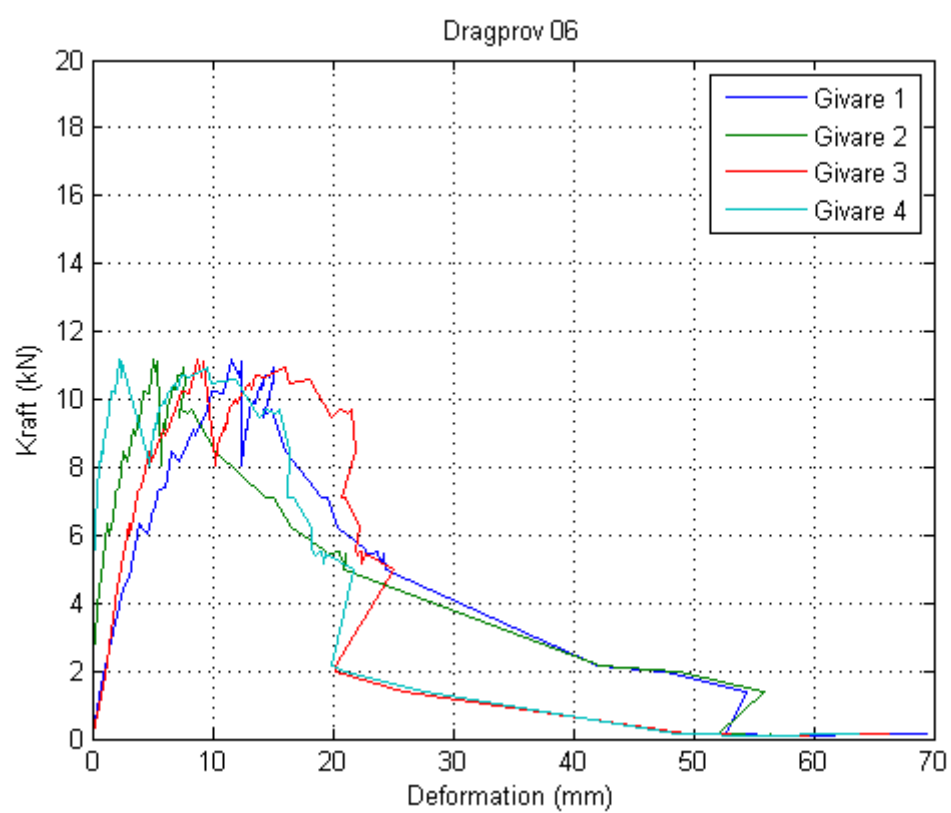
Figur D 4: Last-deformationssamband dragprov 03.



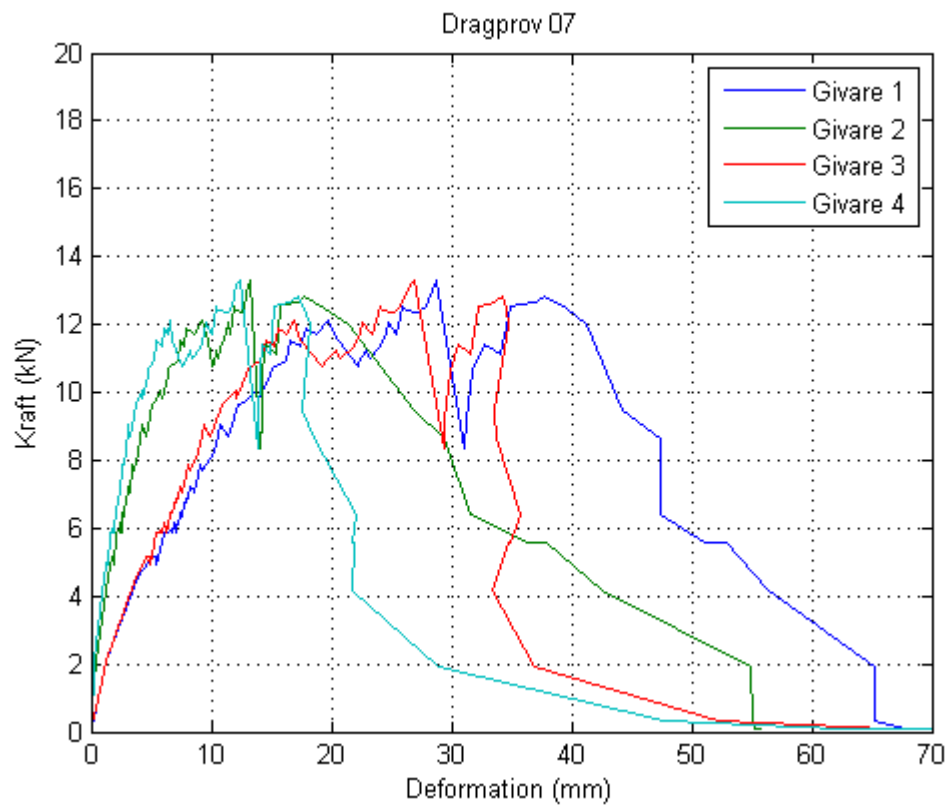
Figur D 5: Last-deformationssamband dragprov 04.



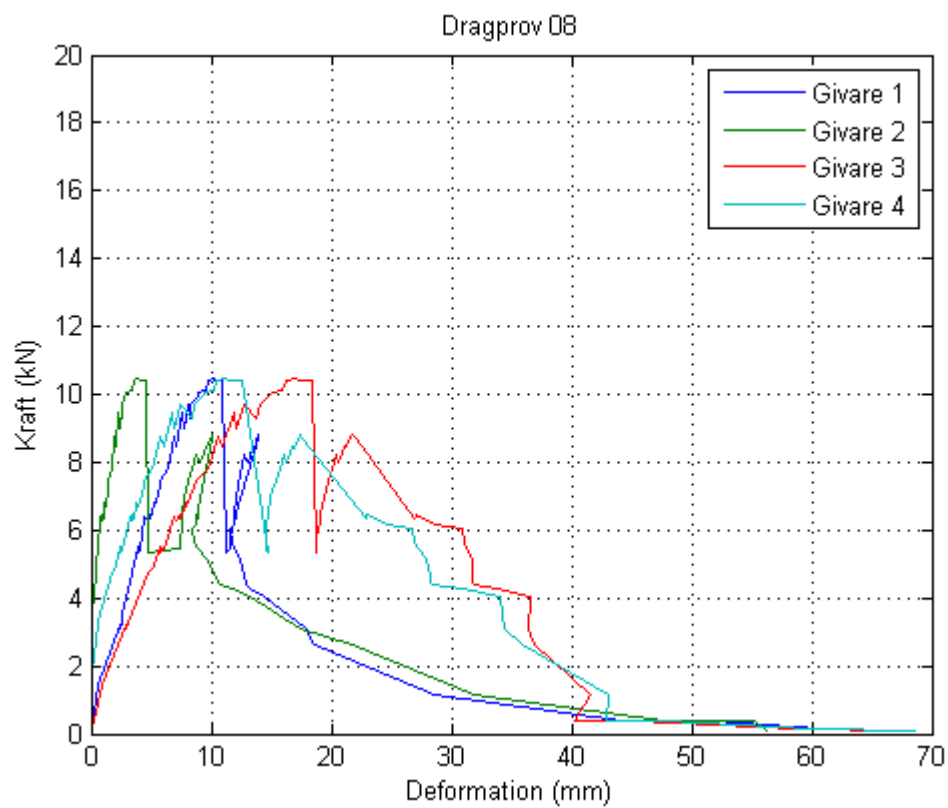
Figur D 6: Last-deformationssamband dragprov 05.



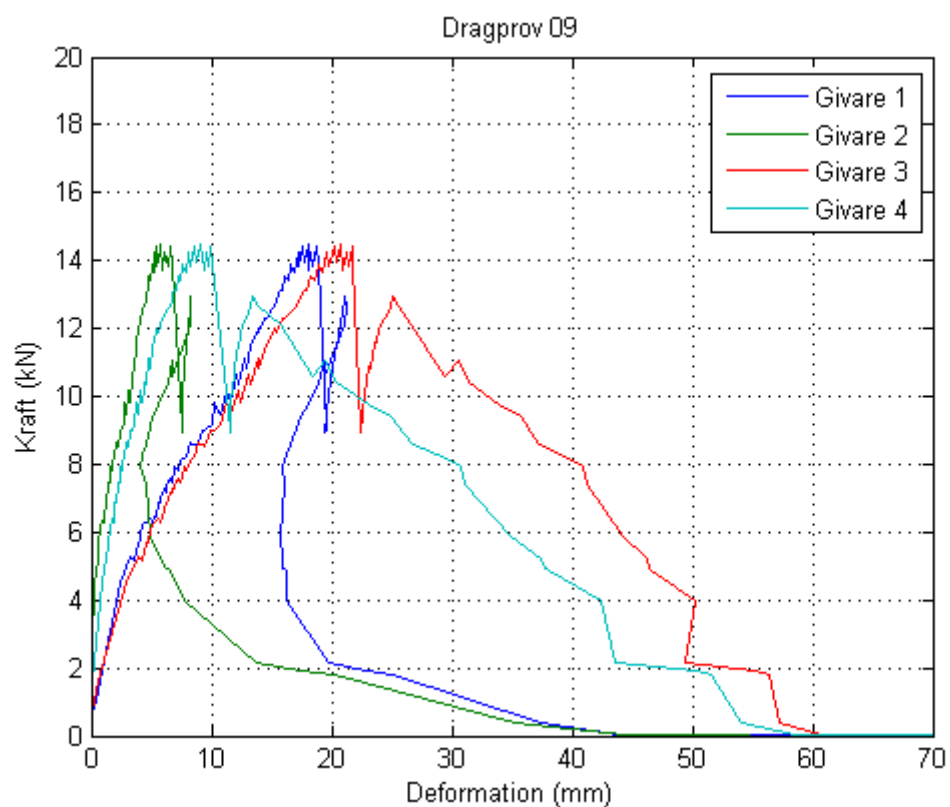
Figur D 7: Last-deformationssamband dragprov 06.



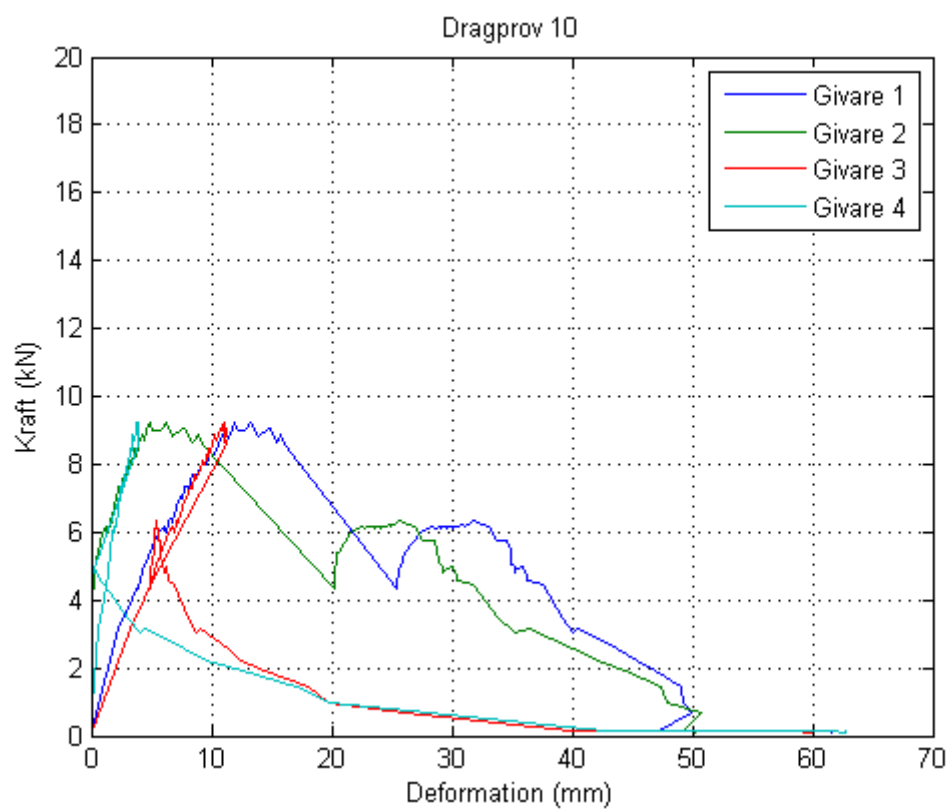
Figur D 8: Last-deformationssamband dragprov 07.



Figur D 9: Last-deformationssamband dragprov 08.

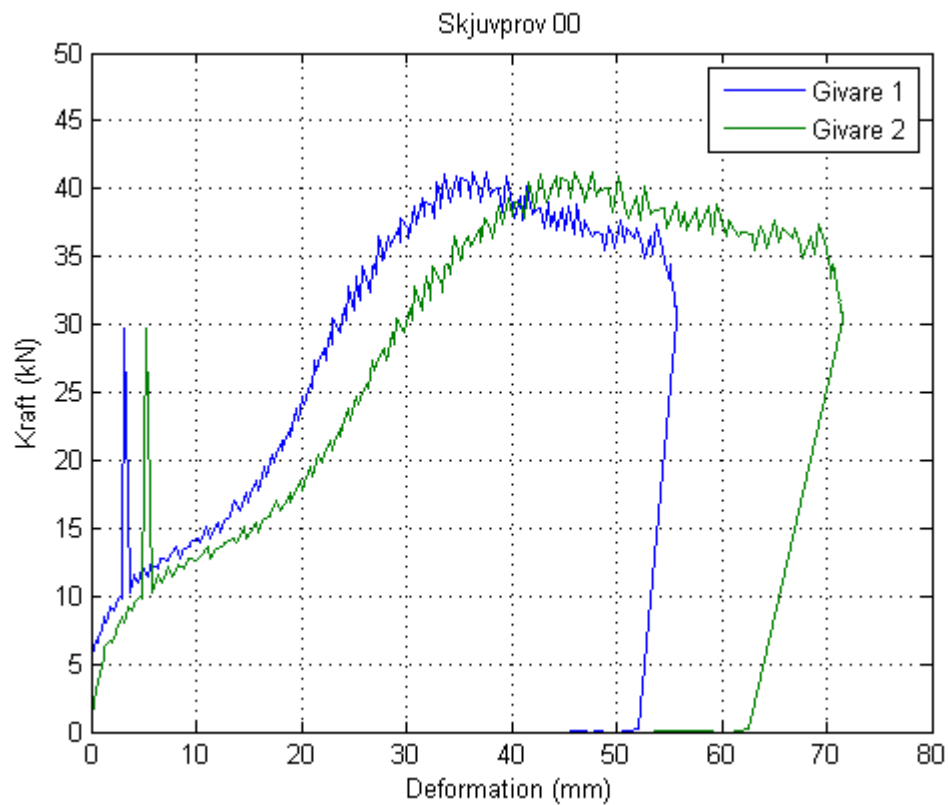


Figur D 10: Last-deformationssamband dragprov 09.

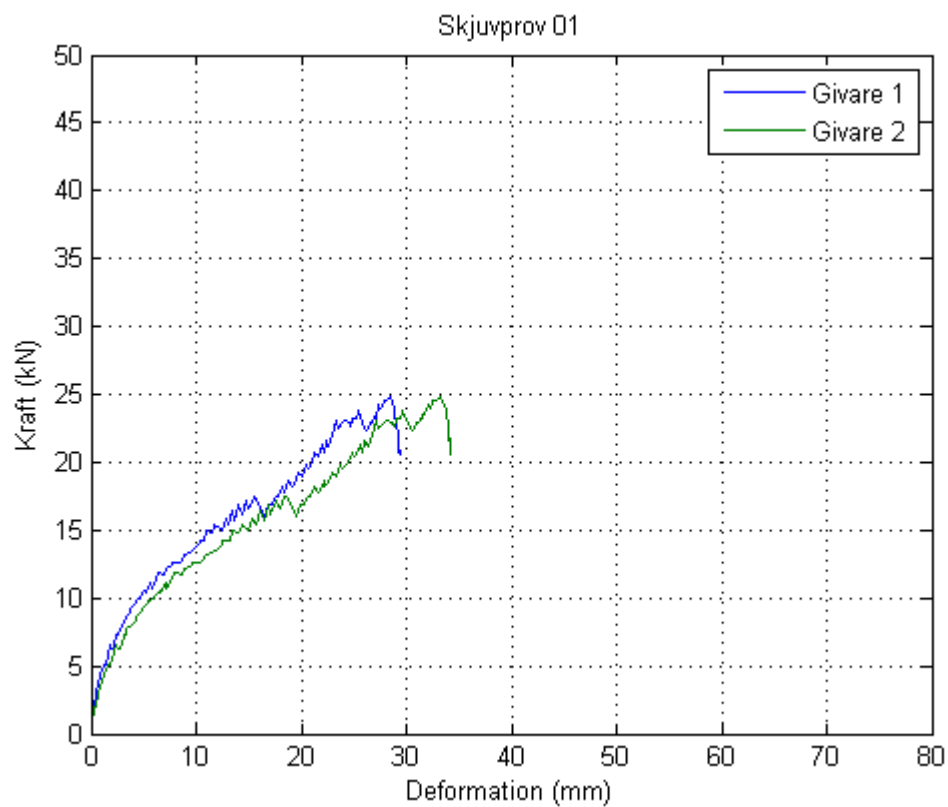


Figur D 11: Last-deformationssamband dragprov 10.

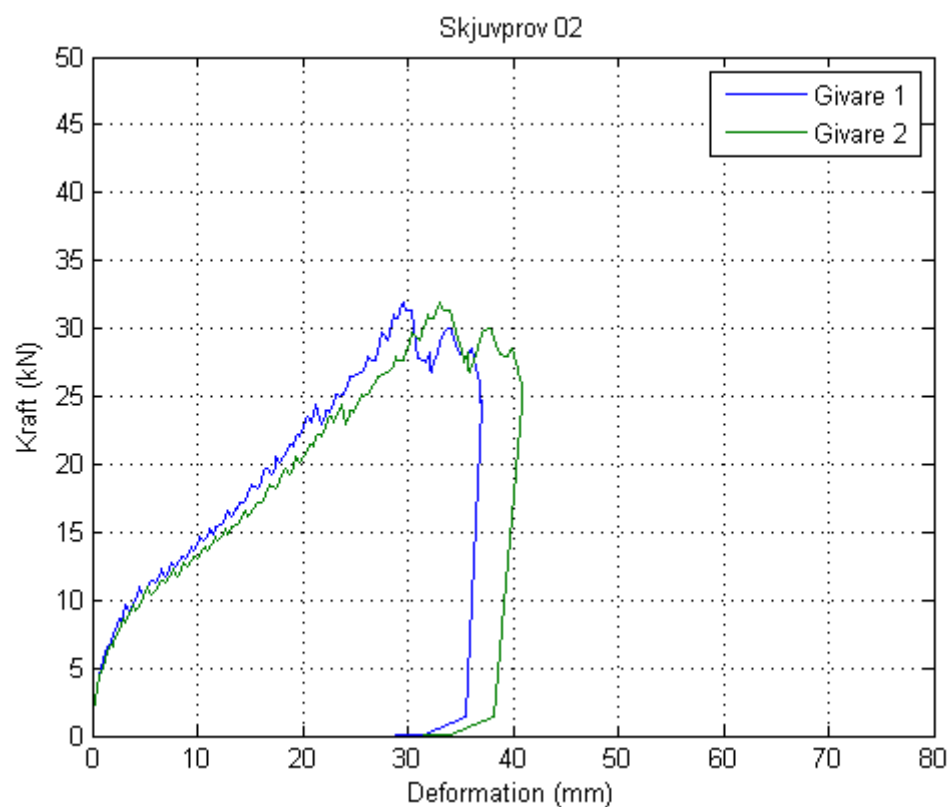
Diagram skjuvprov



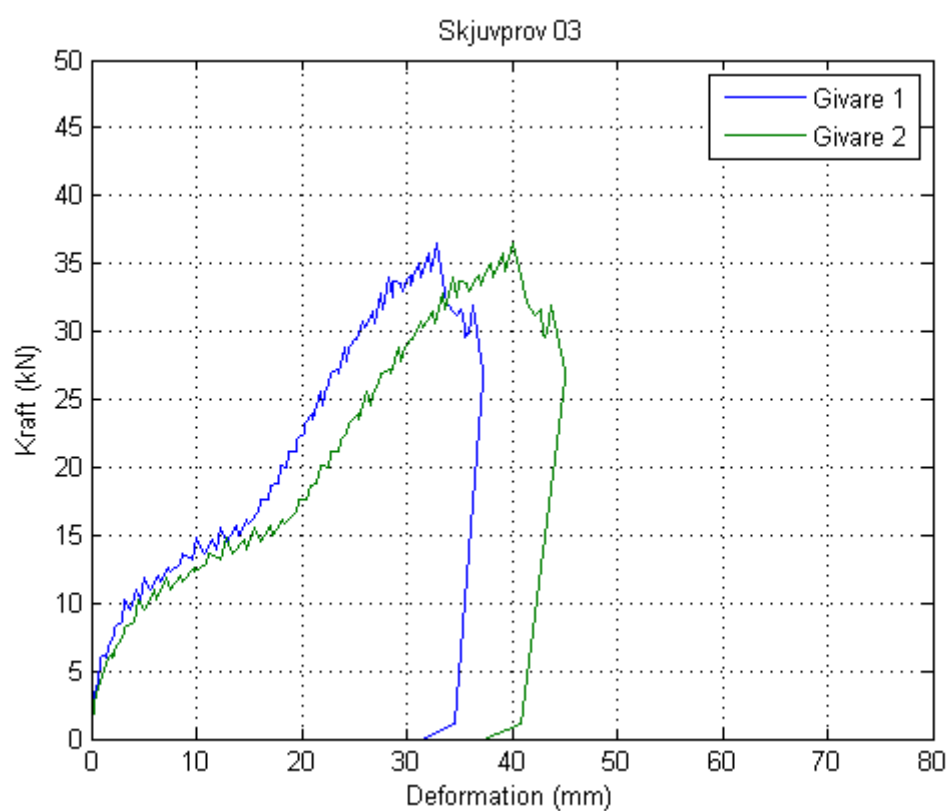
Figur D 12: Last-deformationssamband skjuvprov 00. Förkastat resultat.



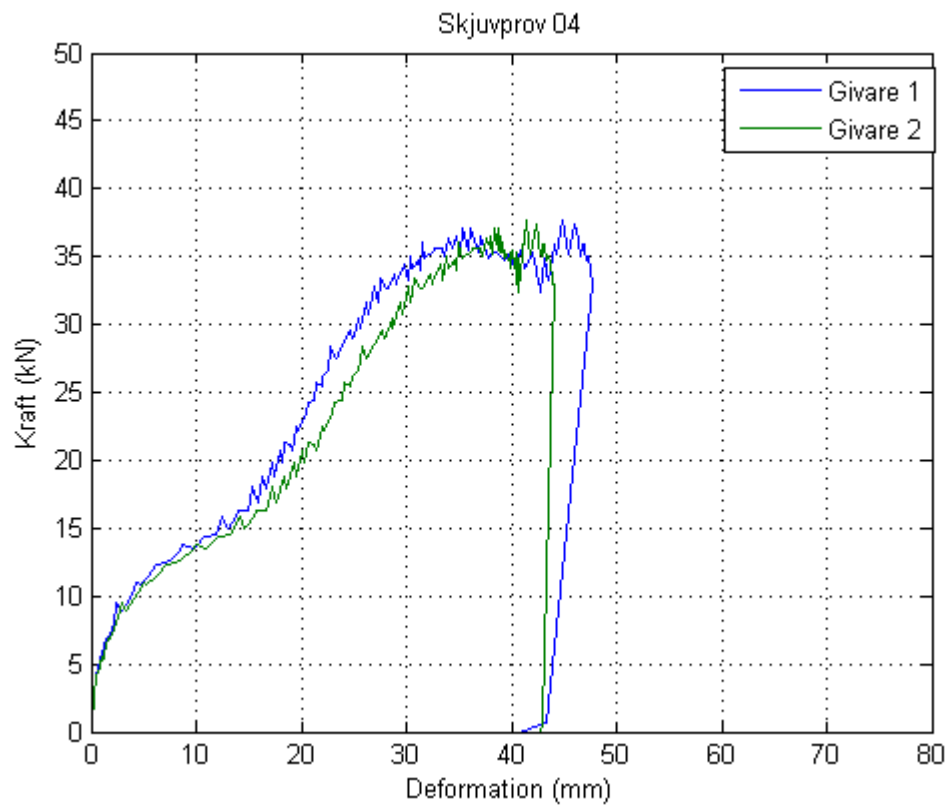
Figur D 13: Last-deformationssamband skjuvprov 01.



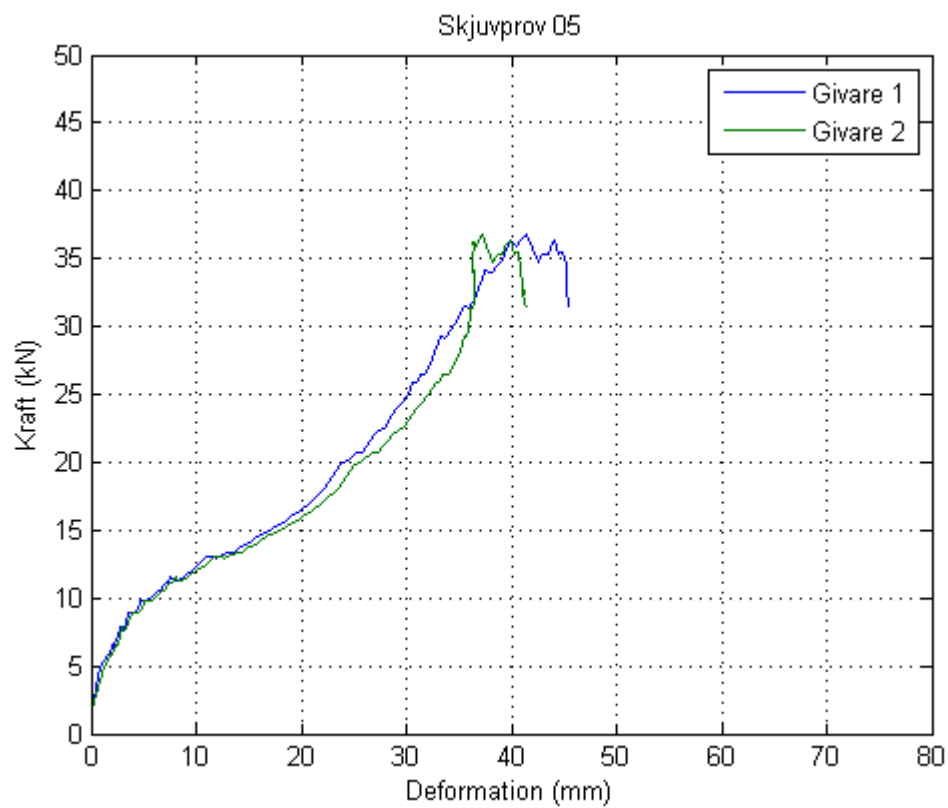
Figur D 14: Last-deformationssamband skjuvprov 02.



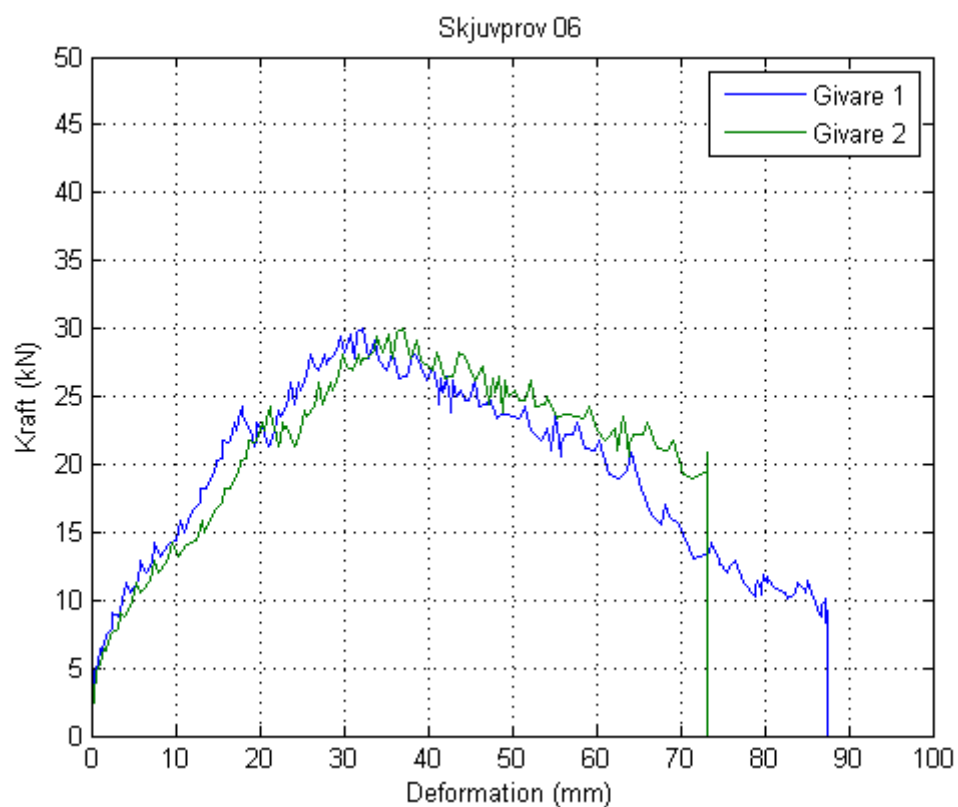
Figur D 15: Last-deformationssamband skjuvprov 03.



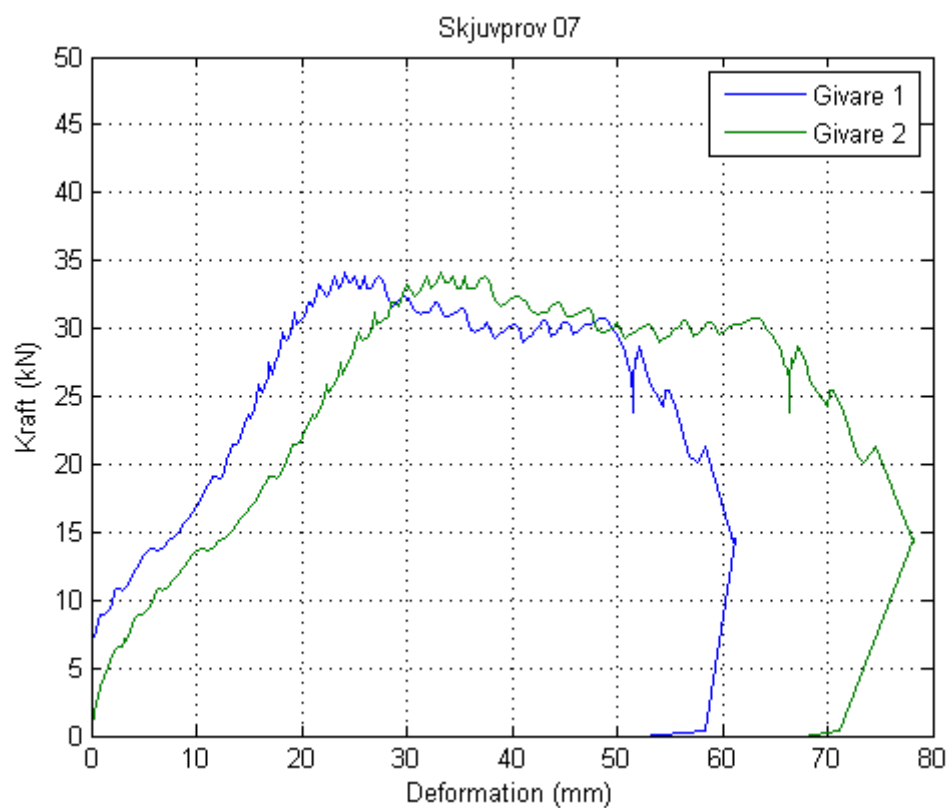
Figur D 16: Last-deformationssamband skjuvprov 04.



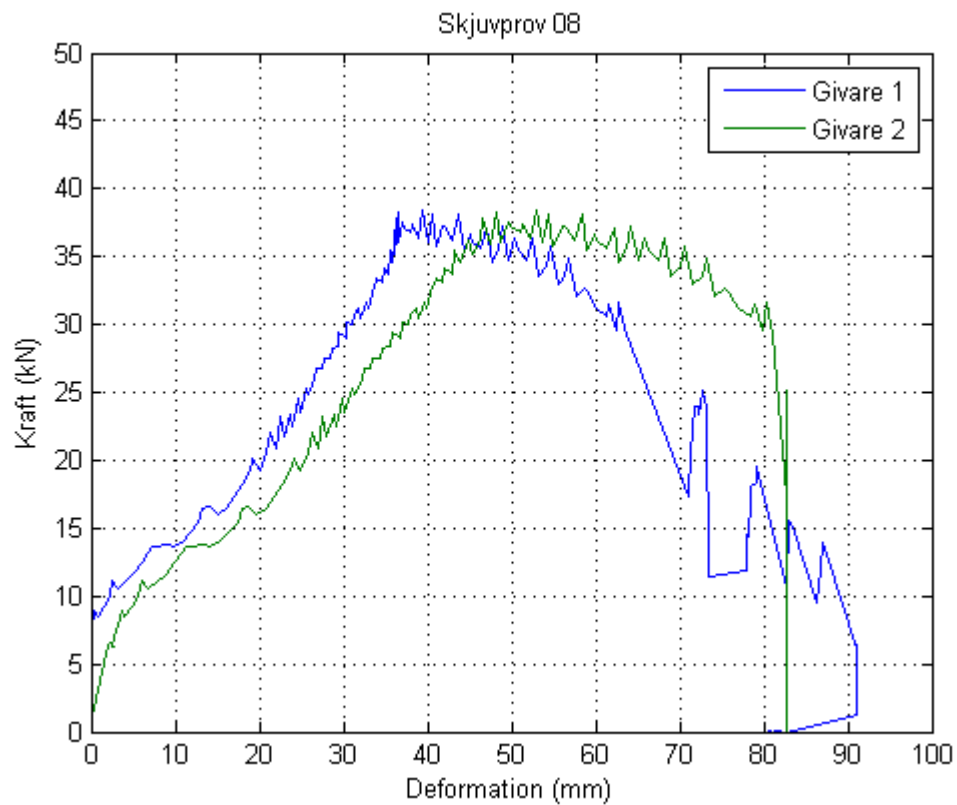
Figur D 17: Last-deformationssamband skjuvprov 05.



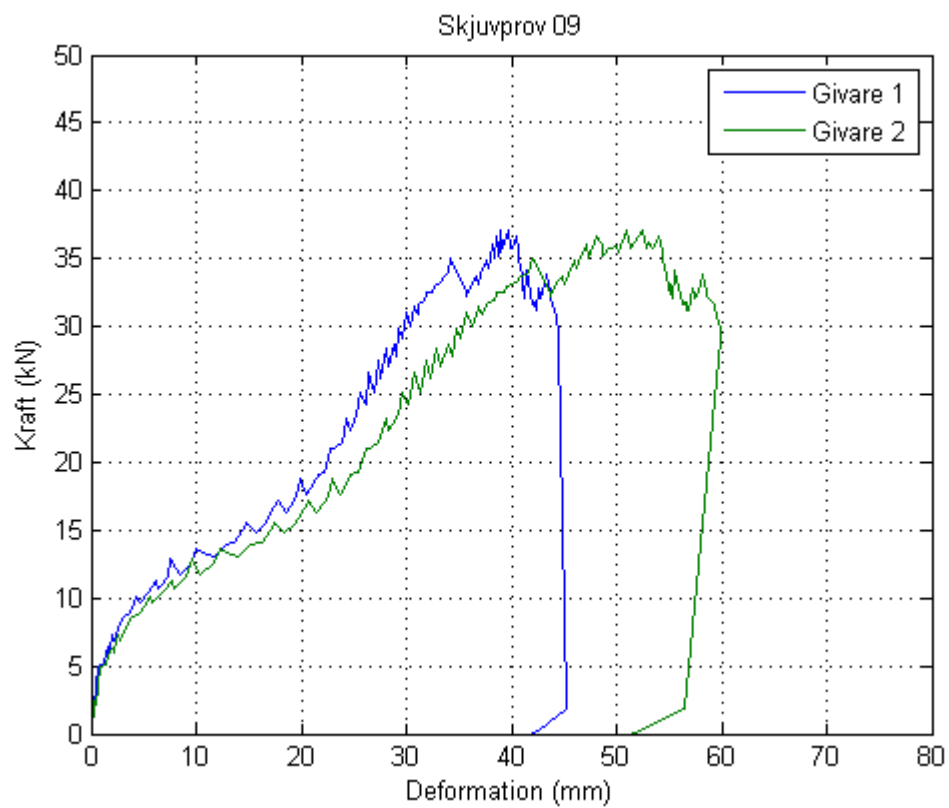
Figur D 18: Last-deformationssamband skjuvprov 06.



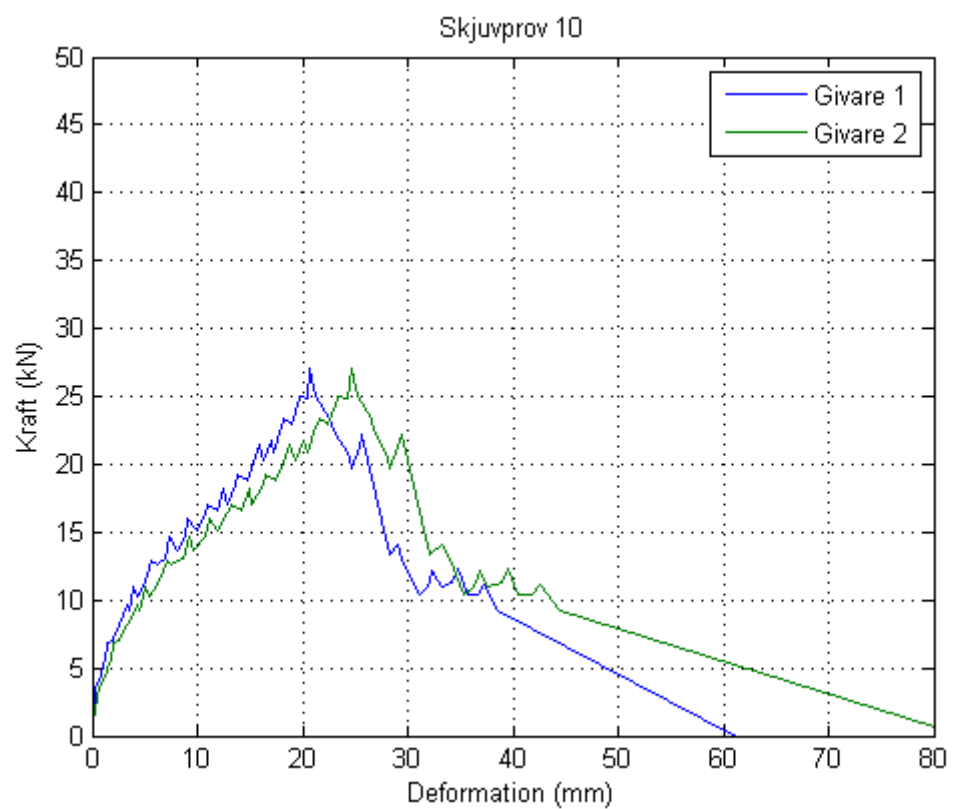
Figur D 19: Last-deformationssamband skjuvprov 07.



Figur D 20: Last-deformationssamband skjuvprov 08.



Figur D 21: Last-deformationssamband skjuvprov 09.



Figur D 22: Last-deformationssamband skjuvprov 10.

Bilaga E - Beräkning av momentkapacitet för undre träregel

Beräkning av momentkapacitet

Momentkapaciteten för regeln ges av Ekvation E 1:

$$M_{Rd} = f_{t90m} * W \quad \text{Ekvation E 1}$$

Övre halvan av regeln kommer att utsättas för drag och undre halvan av regeln kommer att utsättas för tryck vinkelrätt fibrerna. Hållfastheten för drag vinkelrätt fibrerna är högre för små trävolymmer [28]. Värdet tas ur boken "Timber Engineering" och avser limträ, men konstruktionsvirke antas ha samma draghållfasthet vinkelrätt fibrerna.

Volym för dragen del i regeln: $1,7 * 0,35 * 4 = 2,38 \text{ dm}^3$

Medelvärde för draghållfasthet för volymer på $2,5 \text{ dm}^3$: $f_{t90m} = 1 \text{ MPa}$
Hela provbitens längd antas medverka som balkens bredd.

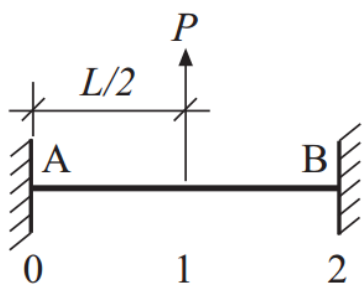
$$W = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ekvation E 2}$$

$$W = \frac{0,4 * 0,07^2}{6} = 3,267 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$M_{Rd} = 1 * 10^6 * 3,267 * 10^{-4} = 326,7 \text{ Nm}$$

Beräkning av lasteffekt

Regeln skruvas fast i dragprovsanordningen som om den vore fast inspänd, men anordningen är en aning eftergivlig. Inspänningen av regeln i dragprovsanordningen antas vara ett mellanting mellan fast inspänd och fritt upplagd. Beräkning görs därför på båda fallen. Lastfallet förenklas till att lasten verkar mitt på regeln eftersom den i verkligheten kommer att verka ganska nära mitten och precisionen vid monteringen inte är tillräcklig för att säkerställa exakt var lasten kommer att verka.



Figur E 1: Lastfall: fast inspänd.

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{PL}{8}$$

Ekvation E 3

Där:

$$P = 12,4 \text{ kN}$$

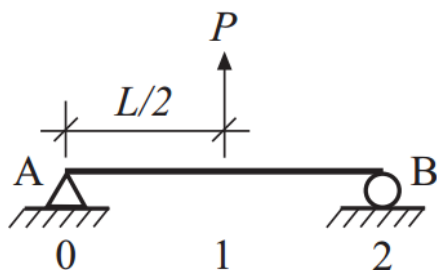
Brottlastens medelvärde enligt provningarna

$$L = 0,17 \text{ m}$$

Balklängd/regelbredd

$$M_{Ed} = \frac{12,4 * 10^3 * 0,17}{8} = 263,5 \text{ Nm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{263,5}{326,5} = 0,81 < 1$$



Figur E 2: Lastfall: Fritt upplagd.

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{PL}{4}$$

Ekvation E 4

Där:

$$P = 12,4 \text{ kN}$$

Brottlastens medelvärde enligt provningarna

$$L = 0,17 \text{ m}$$

Balklängd/regelbredd

$$M_{Ed} = \frac{12,4 * 10^3 * 0,17}{4} = 527 \text{ Nm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{527}{326,5} = 1,61 > 1$$

Beräkningarna visar att momentkapaciteten överskrids vid fritt upplagt, men inte vid fast inspänt. Antagandet att det verkliga fallet är någonstans mitt emellan de två verkar därmed stämma.

Bilaga F - Lasteffekter

Lasteffekter i brottgränstillståndet

Horisontella laster

Tabell F 1: Vindlaster långsida, brottgränstillstånd.

H_i	Plan	z_e [m]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	$C_{pe,10}$ Lovartsida	$C_{pe,10}$ Läsida	$C_{pi,10}$ Invändigt tryck	$C_{pe,10}$ Vindsugg på tak	w_{e+i} [kN/m ²]	Lasthöjd d [m]	Lastlängd gd [m]	Lastarea ea [m ²]	$H_{i,k}$ [kN]	$H_{tot,k}$ [kN]	$H_{tot,d}$ [kN]
H_{tak}	Tak	13	0,98			0,2	-1,0	1,176			209	21,4	21,4	32,1
H_4	Tak	13	0,98	0,8	-0,52	0,2		1,294	2,5	22,45		72,6	94,0	141,0
H_3	4	13	0,98	0,8	-0,52	0,2		1,294	1,2	22,45		82,5	176,5	264,7
H_3	4	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	1,8	22,45				
H_2	3	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	3	22,45		79,3	255,8	383,7
H_1	2	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	3	22,45		79,3	335,2	502,8
H_0	0	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	1,5	22,45		39,7	374,8	562,3

Tabell F 2: Snedställningslast, brottgränstillstånd.

H_i	Dim. Vertikal last [kN]	$H_{sned,i}$ [kN]	$H_{sned,i,tot}$ [kN]
H_4	-241	-2,39	-2,39
H_3	439	4,36	1,97
H_2	439	4,36	6,32
H_1	439	4,36	10,68

Tabell F 3: Horisontella laster på bjälklag, brottgränstillstånd.

H_i	$H_{sned,i,d}$ [kN]	$H_{i,d}$ [kN]	H_{Ed} [kN]
H_4	-2,39	141,04	138,64
H_3	4,36	123,68	128,04
H_2	4,36	119,02	123,38
H_1	4,36	119,02	123,38
H_0	0,00	59,51	59,51

Fördelning av last till stabiliserande väggar vid vind mot långsida.

Tabell F 4: Lastfördelning vån. 4, brottgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	24,1	5,25	4,6
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	37,0	7,25	5,1
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	41,4	7,25	5,7
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	35,0	5,25	6,7
Summa:	64,8			34,41			1107,3	137,4		

Tabell F 5: Lastfördelning vån. 3, brottgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	22,2	5,25	4,2
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	34,2	7,25	4,7
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	38,2	7,25	5,3
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	32,3	5,25	6,2
Summa:	64,8			34,41			1107,3	126,9		

Tabell F 6: Lastfördelning vån. 2, brottgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	21,4	5,25	4,1
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	32,9	7,25	4,5
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	36,8	7,25	5,1
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	31,1	5,25	5,9
Summa:	64,8			34,41			1107,3	122,3		

Tabell F 7: Lastfördelning vån. 1, brottgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	21,4	5,25	4,1
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	32,9	7,25	4,5
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	36,8	7,25	5,1
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	31,1	5,25	5,9
Summa:	64,8			34,41			1107,3	122,3		

Vertikala laster

Tabell F 8: Vertikal last, brottgränstillstånd.

Överkant vägg	Lasttyp	Karakt. Värde	Lastyta	Karakt. Värde	γ_d	resp. $\gamma^*\psi$	Dim. Vertikal last	Total dim. Vertikal last
		[kN/m ²]	[m ²]	[kN]			[kN]	[kN]
Våning 4	Egentyngd tak	0,6	209	125		1,0	125	
	Vindsug tak	-1,172	209	-244		1,0	-366	
	Summa:						-241	-241
Våning 3	Egentyngd bjälklag	0,6	209	125		1,0	125	
	Egentyngd ytterväggar	1	191	191		1,0	191	
	Egentyngd innerväggar	1	123	123		1,0	123	
	Summa:						439	198
Våning 2	Egentyngd bjälklag	0,6	209	125		1,0	125	
	Egentyngd ytterväggar	1	191	191		1,0	191	
	Egentyngd innerväggar	1	123	123		1,0	123	
	Summa:						439	637
Våning 1	Egentyngd bjälklag	0,6	209	125		1,0	125	
	Egentyngd ytterväggar	1	191	191		1,0	191	
	Egentyngd innerväggar	1	123	123		1,0	123	
	Summa:						439	1076
Grund	Beaktas ej							

Tabell F 9: Vertikal linjelast GV1, brottgränstillståndet

Överkant vägg	Lasttyp	Karakt. Värde [kN/m ²]	Last-bredd [m]	Karakt. Värde [kN/m]	γ_d resp. $\gamma^*\psi$	Dim. linjelast [kN/m]	Total dim. linjelast F_{cd} [kN/m]
Våning 4							
					Summa:	0,00	0,00
Våning 3	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	0,0	3,00	
					Summa:	3,00	3,00
Våning 2	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	0,0	3,00	
					Summa:	3,00	6,00
Våning 1	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	0,0	3,00	
					Summa:	3,00	9,00
Grund	Beaktas ej						

Lasteffekter Bruksgränstillståndet

De deformationer som uppkom under provningarna anses vara permanenta och därmed oacceptabla. Vid beräkning av lasteffekter i bruksgränstillståndet används därför karakteristisk lastkombination i enlighet med Eurokod.

Horisontella laster

Tabell F 10: Vindlaster långsida, bruksgränstillstånd.

H_i	Plan	z_e [m]	$q_p(z)$ [kN/m ²]	$c_{pe,10}$ Lofar tsida	$c_{pe,10}$ Läsida	$c_{pi,10}$ Invändi gt tryck	$c_{pe,10}$ Vindsug på tak	w_{e+i} [kN/m ²]	Last höjd [m]	Lastlängd [m]	Last are a [m ²]	$H_{i,k}$ [kN]	$H_{tot,k}$ [kN]	$H_{tot,d}$ [kN]
H_{ta_k}	Tak	13	0,98			0,2	-1,0	1,176			209	21,4	21,4	21,4
H_4	Tak	13	0,98	0,8	-0,52	0,2		1,294	2,5	22,45		72,6	94,0	94,0
H_3	4	13	0,98	0,8	-0,52	0,2		1,294	1,2	22,45		82,5	176,5	176,5
H_3	4	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	1,8	22,45				
H_2	3	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	3	22,45		79,3	255,8	255,8
H_1	2	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	3	22,45		79,3	335,2	335,2
H_0	0	9,3	0,89	0,8	-0,52	0,2		1,178	1,5	22,45		39,7	374,8	374,8

Tabell F 11: Snedställningslast, bruksgränstillstånd.

H_i	Dim. Vertikal last	$H_{sned,i}$
	[kN]	[kN]
H_4	-119	-1,18
H_3	439	4,36
H_2	439	4,36
H_1	439	4,36

Tabell F 12: Horisontella laster på bjälklag, bruksgränstillstånd.

H_i	$H_{sned,i,d}$	$H_{i,d}$	H_{Ed}
	[kN]	[kN]	[kN]
H_4	-1,18	94,02	92,84
H_3	4,36	82,46	86,82
H_2	4,36	79,35	83,70
H_1	4,36	79,35	83,70
H_0	0,00	39,67	39,67

Fördelning av last till stabiliserande väggar vid vind mot långsida.

Tabell F 13: Lastfördelning vån. 4, bruksgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	16,1	5,25	3,1
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	24,8	7,25	3,4
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	27,7	7,25	3,8
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	23,4	5,25	4,5
Summa:	64,8			34,41			1107,3	92,0		

Tabell F 14: Lastfördelning vån. 3, bruksgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	15,1	5,25	2,9
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	23,2	7,25	3,2
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	25,9	7,25	3,6
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	21,9	5,25	4,2
Summa:	64,8			34,41			1107,3	86,1		

Tabell F 15: Lastfördelning vån. 2, bruksgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	14,5	5,25	2,8
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	22,3	7,25	3,1
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	25,0	7,25	3,4
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	21,1	5,25	4,0
Summa:	64,8			34,41			1107,3	83,0		

Tabell F 16: Lastfördelning vån. 1, bruksgränstillstånd.

Y-led	L_i	Y_i	v_i	$L_i * v_i$	e	$\rho_i = v_i * e$	$L_i * \rho_i^2$	H_i	n	H_{ed}
	[m]	[m]	[m]	[m ²]		[m]	[m ³]	[kN]	[st]	[kN/skiva]
GV2	13,8	22,5	11,2	154,9	0,53	6,0	490,3	14,5	5,25	2,8
LSV2	18,6	15,5	4,3	79,5		2,3	95,9	22,3	7,25	3,1
LSV1	18,6	8,8	-2,4	-45,1		-1,3	30,8	25,0	7,25	3,4
GV1	13,8	0,0	-11,2	-154,9		-6,0	490,3	21,1	5,25	4,0
Summa:	64,8			34,41			1107,3	83,0		

Vertikala laster

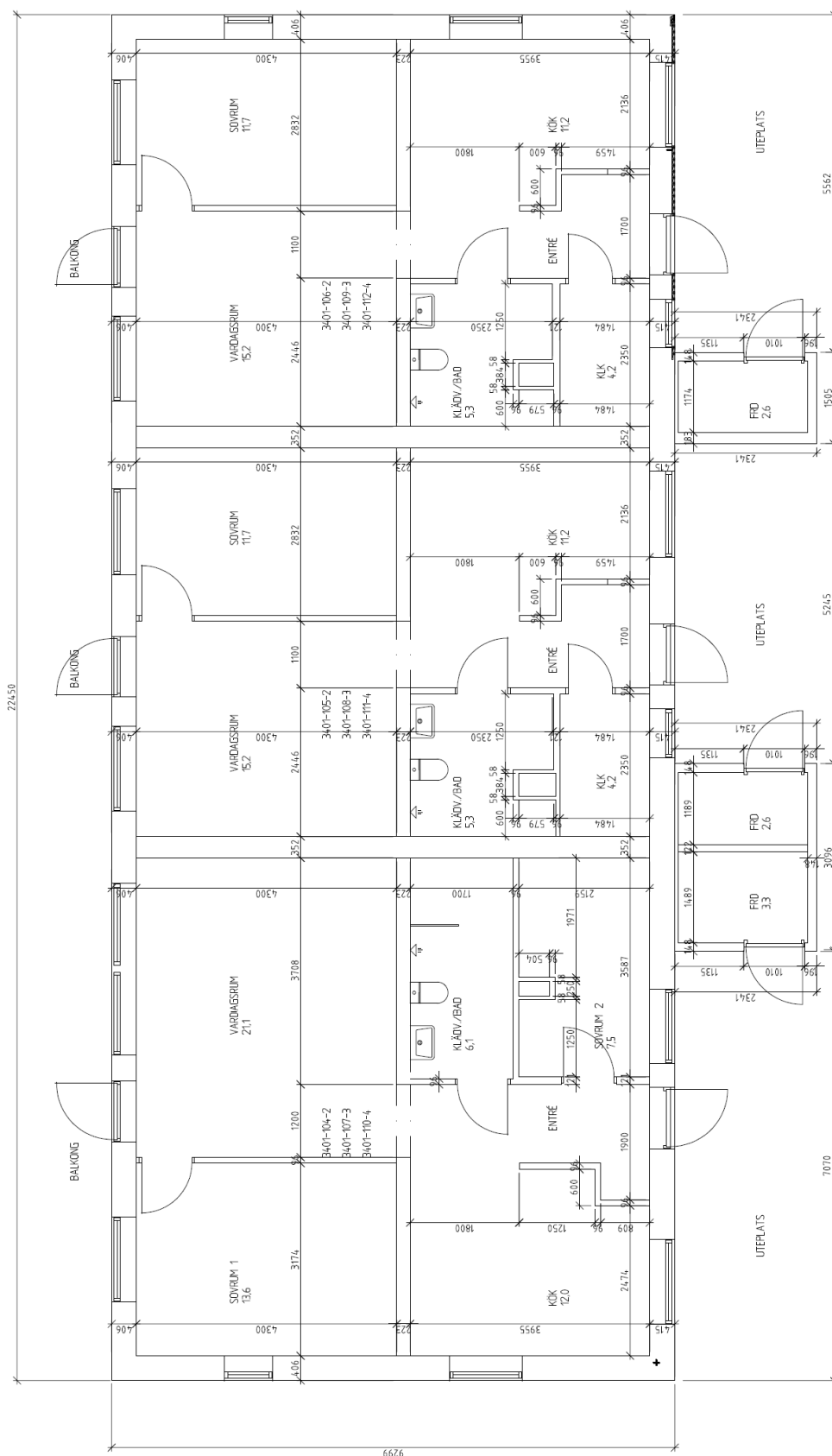
Tabell F 17: Vertikal last, bruksgränstillstånd.

Överkant vägg	Lasttyp	Karakt. Värde [kN/m ²]	Lastyta [m ²]	Karakt. Värde [kN]	γ_d resp. $\gamma^*\psi$	Dim. Vertikal last [kN]	Total dim. Vertikal last [kN]
Våning 4	Egentyngd tak	0,6	209	125	0,0	125	
	Vindsug tak	-1,172	209	-244	1,0	-244	
	Summa:					-119	-119
Våning 3	Egentyngd bjälklag	0,6	209	125	0,0	125	
	Egentyngd ytterväggar	1	191	191	0,0	191	
	Egentyngd innerväggar	1	123	123	0,0	123	
	Summa:					439	320
Våning 2	Egentyngd bjälklag	0,6	209	125	0,0	125	
	Egentyngd ytterväggar	1	191	191	0,0	191	
	Egentyngd innerväggar	1	123	123	0,0	123	
	Summa:					439	759
Våning 1	Egentyngd bjälklag	0,6	209	125	0,0	125	
	Egentyngd ytterväggar	1	191	191	0,0	191	
	Egentyngd innerväggar	1	123	123	0,0	123	
	Summa:					439	1198
Grund	Beaktas ej						

Tabell F 18: Vertikal linjelast GV1, bruksgränstillståndet

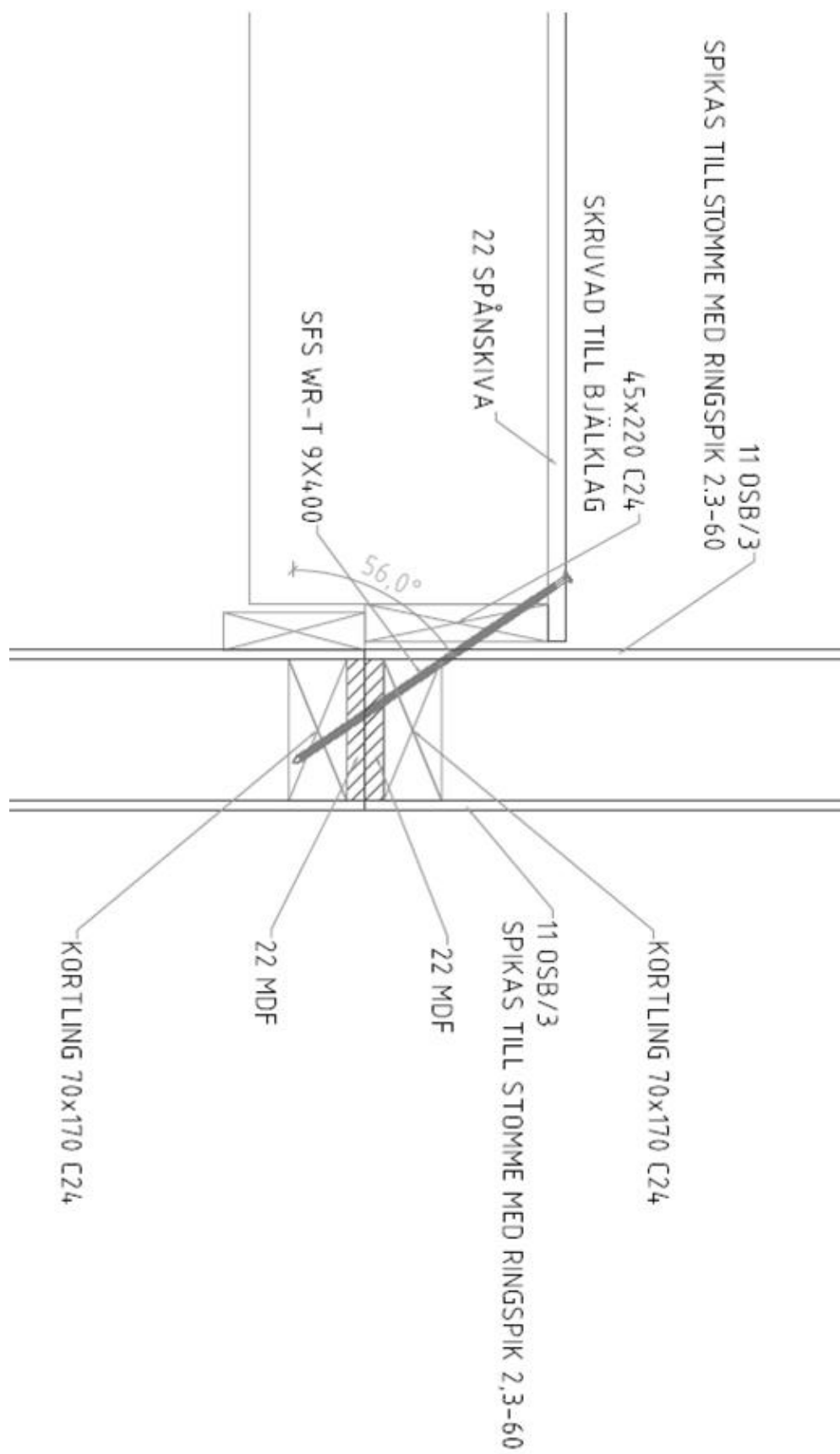
Överkant vägg	Lasttyp	Karakt. Värde [kN/m²]	Last-bredd [m]	Karakt. Värde [kN/m]	γ_d resp. $\gamma^*\psi$	Dim. linjelast [kN/m]	Total dim. linjelast F _{cd} [kN/m]
Våning 4					Summa:	0,00	0,00
Våning 3	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	0,0	3,00	
					Summa:	3,00	3,00
Våning 2	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	0,0	3,00	
					Summa:	3,00	6,00
Våning 1	Egentyngd yttervägg	1,00	3,00	3,00	0,0	3,00	
					Summa:	3,00	9,00
Grund	Beaktas ej						

Bilaga G - Ritningar



Figur G 1: Planvy referensobjekt.





Figur G 3: Knutpunkt mellan bjälklag och yttervägg.