



Linnéuniversitetet Kalmar
Växjö

Examensarbete i Byggt teknik

Dimensionering av vindstabiliserande väggar i ett trägarage

*– Design of wind bracing walls in a garage of
wood*



Författare: Jonatan Eriksson, Simon Sonesson
Handledare LNU: Sigurdur Ormarsson
Handledare företag: Jenny Sander, Myresjöhus
Examinator LNU: Åsa Bolmsvik

Datum: 2017-05-22
Kurskod: 2BY03E, 15hp
Ämne: Byggt teknik
Nivå: Högskoleingenjör

Linnéuniversitetet, Fakulteten för Teknik

Sammanfattning

Trä är historiskt sett ett av Sveriges viktigaste råmaterial. År 1994 avskaffades förbudet mot trähus högre än två våningar, efter detta har byggnationen av trähus ökat. Anledningen till förbudet var de stora stadsbränderna som härjade i Sverige mellan 1300- till 1920-talet. För alla typer av träbyggnader är en av de stora utmaningarna att stabilisera de mot horisontella vindlaster. I denna rapport kommer horisontalstabiliteten i ett trägarage att undersökas.

Målet med arbetet är att ta fram en konstruktionslösning för stabiliserande väggar som klarar horisontella vindlaster. I rapporten kommer olika stabiliserande skivmaterial att undersökas och det kommer även studeras hur garagets utformning påverkar den totala stabiliteten.

Studieobjektet som valts är ett trägarage från Myresjöhus som är beläget vid den gotländska kusten. Eftersom det finns relativt stora öppningar på byggnaden kan det bli problem med att stabilisera den mot de yttre vindlasterna.

För att beräkna vindlaster och skivväggarnas bärförmåga används Eurokod tillsammans med EKS som är den svenska standarden.

Resultatet redovisar skillnader i bärförmåga mellan de olika skivmaterialen och hur utformningen av byggnaden påverkar den horisontala stabiliteten hos byggnaden. Resultatet redovisar också en lösning på hur skivväggarna i garaget kan utformas för att klara av de yttre vindlasterna.

Summary

Wood is historically one of Sweden's most important raw materials. Since 1994 was the ban on wooden houses higher than two floors was abolished, after this the construction of wooden houses has increased. The reason for the ban was the major city fires that ruled in Sweden. Today, one of the major challenges is to stabilize wooden buildings against the horizontal wind loads. In this report, horizontal stability in a wooden garage will be investigated.

The aim of this project is to develop a design solution to the horizontal wind loads. The report will investigate different panels as stabilizing systems and examine how the design of the garage affects the horizontal stability overall.

The chosen study object is a wooden garage from Myresjöhus, located on the Gotland coast. As there are rather large openings in the building it will be difficulties to stabilize against the outer wind loads.

In order to calculate the wind loads that load the building and the panels carrying these loads, Eurokod is used together with EKS, which is the Swedish standard.

The result shows the difference between the different panels and how the design of the building affects the horizontal stability of the building. The result also presents a solution to how the panels in the garage can be designed to withhold the outer wind loads.

Abstract

I rapporten undersöks ett trägarage från Myresjöhus med avseende på global vindstabilitet, där skivbeklädda regelväggar används som stabiliserande element. Rapporten analyserar också olika typer av skivmaterial ur stabiliseringssynpunkt, samt hur utformningen av garaget påverkar den totala horisontalstabiliteten. Resultatet redovisar en lösning på hur skivväggarna i garaget kan utformas för att klara av de yttre vindlasterna.

Nyckelord: *Horisontalstabilitet, skivverkan, vindstabilitet, garage, eurokod, trä, dimensionering.*

Förord

Detta examensarbete innefattar 15 högskolepoäng och har genomförts av två blivande byggnadsingenjörer på Linnéuniversitetet i Växjö. Arbetet har gjorts i samarbete med OBOS Sverige AB. Idén togs fram i samspråk med teknisk doktor Johan Vessby och professor Sigurdur Ormarsson.

Arbetet har varit relativt omfattande beräkningsmässigt och arbetsbördan har varit hög under hela kurstiden. Mycket kunskap från tidigare kurser har använts i arbetet men det har också funnits en hel del nya kunskaper som har behövts införskaffas. Detta har gjort att arbetet varit mycket tidskrävande men också roligt och intressant.

Vi vill tacka vår handledare på Linnéuniversitetet Sigurdur Ormarsson som under hela arbetet har varit stöttande och engagerad.

Vi vill också rikta ett stort tack till Johan Vessby som tog fram idén till arbetet och hjälpt oss under arbetets gång.

Vi vill även tacka vår kontaktperson Jenny Sander på OBOS för att du tog dig tid att träffa oss och förklara problembeskrivningen.

Jonatan Eriksson & Simon Sonesson

Växjö, 20 Maj 2017

Innehållsförteckning

1	INTRODUKTION	1
1.1	BAKGRUND OCH PROBLEMBESKRIVNING	1
1.2	MÅL OCH SYFTE	3
1.3	AVGRÄNSNINGAR	3
2	TEORETISKA UTGÅNGSPUNKTER.....	4
2.1	BYGGSYSTEM	4
2.2	DIMENSIONERING AV BYGGNADER	5
2.3	LASTER PÅ KONSTRUKTIONER	6
2.3.1	<i>Vindlast</i>	6
2.3.2	<i>Snölast</i>	12
2.3.3	<i>Egentyngd</i>	15
2.3.4	<i>Nyttig last</i>	15
2.3.5	<i>Lastkombinationer</i>	15
2.4	SKIVMATERIAL	18
2.4.1	<i>Gipsskiva</i>	19
2.4.2	<i>Spånskiva</i>	19
2.4.3	<i>Plywoodskiva</i>	19
2.4.4	<i>Fästdon</i>	20
2.5	STOMSTABILISERING	20
2.5.1	<i>Fackverk</i>	21
2.5.2	<i>Ramverk</i>	21
2.5.3	<i>Skivverkan</i>	22
2.6	DIMENSIONERING AV SKIVOR	23
2.6.1	<i>Dimensionering av skivor enligt Eurokod 5</i>	25
2.7	DIMENSIONERANDE TVÄRKRAFTSBÄRFÖRMÅGA HOS MEKANISKA ENKELSKÄRIGA TRÄ-TRÄFÖRBAND 26	
2.7.1	<i>Förband mellan träskivor</i>	28
2.7.2	<i>Skruv i gipsskivor</i>	33
3	OBJEKTSBESKRIVNING.....	35
4	METOD	36
4.1	LITTERATURSTUDIE	36
4.2	BERÄKNINGAR.....	36
5	GENOMFÖRANDE OCH RESULTAT AV DELBERÄKNINGAR	37
5.1	YTTRE VINDLASTER.....	37
5.1.1	<i>Vindbelastning på väggar</i>	37
5.1.2	<i>Vindbelastning på tak</i>	39
5.2	DIMENSIONERANDE LASTER PÅ VÄGGSKIVOR.....	41
5.3	DIMENSIONERING AV OLIKA FÖRBINDARENS TVÄRKRAFTSBÄRFÖRMÅGA	44
5.3.1	<i>Skruv i träskiva</i>	44
5.3.2	<i>Skruv i gipsskiva</i>	47
5.3.3	<i>Spik i träskivor</i>	47
5.4	DIMENSIONERING AV SKIVVÄGGARNAS SKJUVBÄRFÖRMÅGA.....	48
6	RESULTAT	50
6.1	SKIVVÄGGARNAS SKJUVBÄRFÖRMÅGA	50
6.2	VERIFIERING AV VÄGGARNAS SKJUVBÄRFÖRMÅGA MOT DIMENSIONERANDE VINDLASTER.....	51
7	ANALYS	58
8	DISKUSSION OCH SLUTSATS	61
8.1	METODDISKUSSION	61

8.2	RESULTATDISKUSSION.....	62
8.3	SLUTSATS	63
REFERENSER.....		64
BILAGOR.....		68

1 Introduktion

Att ha en expansiv och ständigt utvecklande byggmarknad är av högsta intresse för Sveriges tillväxt. Men samtidigt som samhället ska bidra till en expansiv bostadsutveckling måste även hänsyn tas till den klimatpåverkan byggandet bidrar till (Sveriges byggindustrier 2015).

Världens klimathot har blivit alltmer påtagligt och byggsektorn har en stor påverkan till det. Byggsektorn klassas som den största användaren av råmaterial och energi i världen. Den står också för en stor andel av världens koldioxidutsläpp (Ibrahim 2016). Ungefär 40 procent av energianvändandet i Europa kan relateras till byggsektorn. Detta måste kraftigt minskas för att uppnå Europeiska rådets klimatmål till 2020 där energieffektiviseringen ska öka med 20 procent från 2007 (Wahlström et al. 2016). En intressant lösning till klimatproblemen är att bygga fler byggnader i trästomme. Trä är historiskt Sveriges viktigaste byggnadsmaterial och används i en stor del av den svenska byggbranschen. Trä har flera positiva aspekter att bidra med till sin omgivning, inte minst ur miljösynpunkt (Svenskt trä 2016a). Trä är ett naturenligt och förnybart material som hjälper till att binda koldioxid samt minska energiåtgången vid tillverkning jämfört med betong, stål eller tegel (Bergkvist och Fröbel 2013). Att bygga med träkonstruktioner har på senare år utvecklats och idag består mer än hälften av Sveriges bostäder av trähus (Svenskt trä 2016b).

1.1 Bakgrund och problembeskrivning

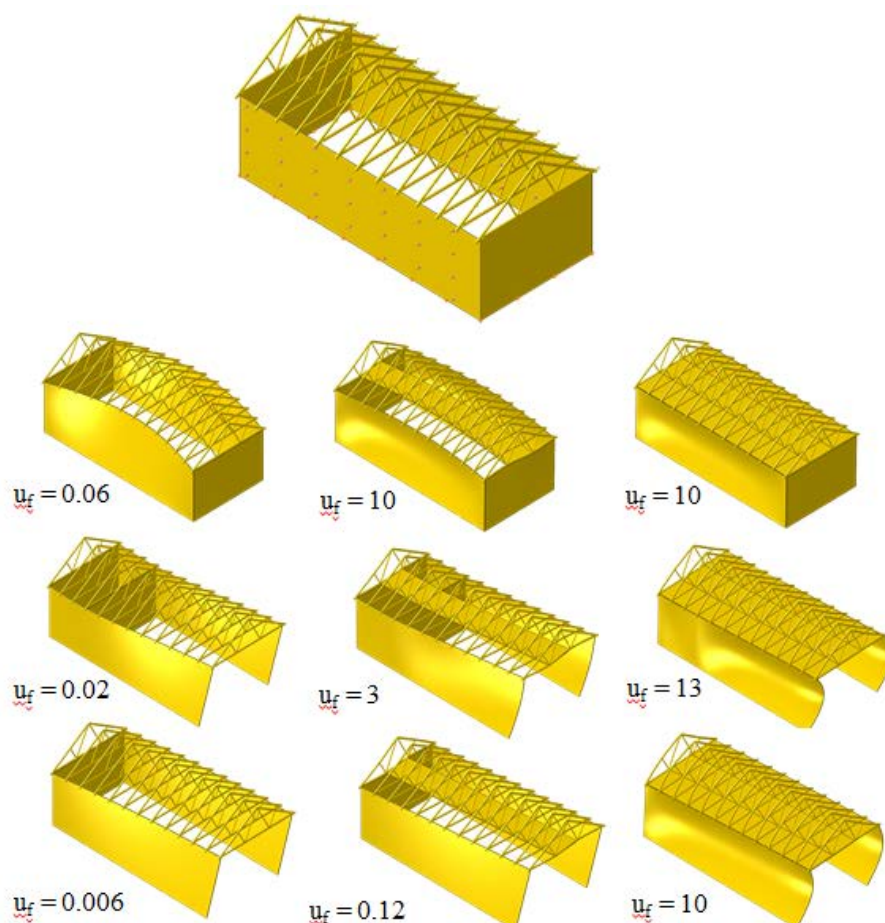
Mellan åren 1300- och 1920 drabbades Sverige av stora stadsbränder, därför infördes ett förbud år 1874 mot trähus högre än två våningar. I samband med Sveriges inträde i EU avskaffades denna lag 1994, efter detta har trähusbyggnationen ökat kraftigt (Sveriges träbyggnadskansli 2017).

Vid byggnation av trähus är det ofta en utmaning att göra konstruktionen stabil mot horisontella vindlaster. När vindlasten belastar byggnadens ytterväggar och tak måste bjälklagen kunna överföra en del av lasterna till de stabiliserande väggarna. Fungerar bjälklaget som en styv skiva kan krafterna överföras vidare ner till de stabiliserande väggarna. Detta innebär att skiv- och balkverkan i bjälklag, väggar och takkonstruktioner utnyttjas (Källsner och Girhammar 2008). I större trähus byggs trapphusen ofta i betong för att stabilisera huset mot vindlaster, medan för mindre trähus som t.ex. villor används istället bjälklaget och väggarna som kraftupptagande styva skivor (Gyproc 2003).

De senaste åren har byggnationer av småhus stadigt ökat i Sverige (Statistiska centralbyrån 2017). Då anlitas ofta en hustillverkare till bostadsprojektet där beställaren har möjlighet att välja hustyp, samt vilken typ av garage eller carport som ska ingå. Under de senaste åren har det

uppmärksammats att stabilitet hos dessa garagekonstruktioner är varierande och i ett antal fall de senaste åren har stabiliteten visat sig vara klart bristfällig (Barometern 2010). Detta visar på att stabilitet hos sådana tillbyggnader måste beaktas noggrannare. Trots detta dimensionerar många ett garage som en enkel konstruktion vilket skulle kunna leda till kollaps av hela garagebyggnaden (Mellby garage 2017).

I denna rapport kommer stabilitet hos ett garage som utsätts för horisontella vindlaster att studeras. För att stabilisera byggnaden mot dessa laster kommer olika skivmaterial och förbindare att undersökas. För att illustrera hur den globala (elastiska) styvheten hos ett garage kan variera beroende på hur de stabiliserande väggarna och bjälklagsskivorna är placerade i byggnaden, visar Figur 1 simulerade deformationer hos olika byggnader som är belastade med lika stora vindlaster. Eftersom den globala styvheten varierar mycket mellan olika byggnader (ostabiliserade/stabiliserade) har deformationerna uppförstorats olika, se uppförstoringsfaktorn u_f i Figur 1.



Figur 1: Simulerade deformationer hos garagetyper när de belastas med samma horisontell vindlast mot långsidan, faktorn u_f visar hur mycket deformationerna har uppförstorats (eller minskats om den är mindre än 1). Modelleringsresultatet visar tydligt hur konstruktionsstyvheten varierar kraftigt beroende på skjuvväggarnas placering och om det finns takskiva eller inte. Uppförstoringsfaktorn u_f varierar alltså från 0.006 – 13 för att åstadkomma de deformationer som visas i figurerna. Med medgivande (Sigurdur Ormarsson)

1.2 Mål och Syfte

Målet är att få fram hur olika stabiliserande skivmaterial och förbindare påverkar ett trägarages globala vindstabilisering.

Syftet är att resultatet skall kunna vara till hjälp vid val av skivmaterial i framtiden för konstruktörer av garage- och carportbyggnader i trä.

1.3 Avgränsningar

Arbetet görs i samarbete med OBOS Sverige AB där ett trägarage kommer undersökas. Arbetet kommer avgränsas till att analysera horisontalstabilisering av garages första våning. Garaget är beläget på Gotland.

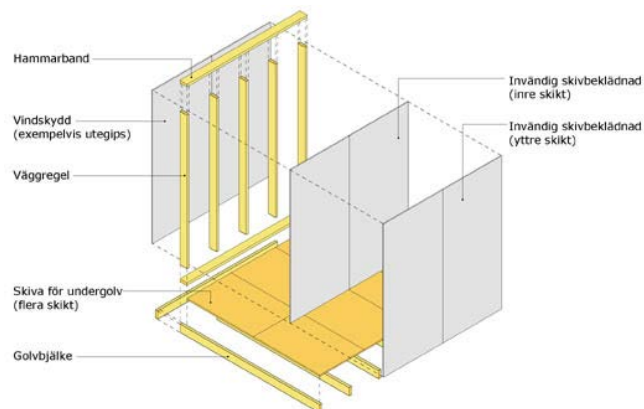
Arbetet kommer att fokusera på att jämföra olika skivor som stabiliserande material. Konstruktionens front- och slutregel antas vara förankrad i bottenplattan. Skivorna i konstruktionens yttertak används för lastöverföring mellan ytterväggarna. De skivmaterialen som undersöks är gips-, plywood-, OSB- och spånskiva. Gipsskivorna fästs med skruv, medan spån-, OSB- och plywoodskivorna fästs med skruv eller spik.

I arbetet undersöks också hur olika konstruktionstyper (med och utan innervägg) deformeras elastiskt vid horisontell vindbelastning. Väggarna vid och mellan konstruktionens stora garageportar antas ej verka som stabiliserande element p.g.a. att de är så små. Alla beräkningar genomförs enligt Eurokod 0, Eurokod 1, Eurokod 5 samt EKS (Boverkets konstruktionsregler).

2 Teoretiska utgångspunkter

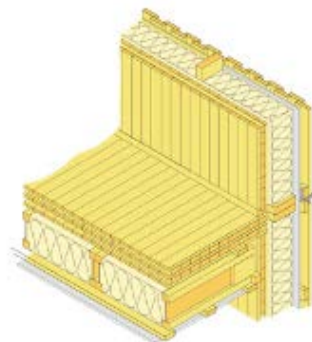
2.1 Byggsystem

Vid byggnation av trähus används i huvudsak tre olika byggsystem, regelstomme, skivsystem av massivträ och pelar-balksystem. Dessa system har olika fördelar och används till olika typer av byggnader. Det vanligaste är regelstommen som t.ex. är passande för installationer, där de enkelt kan dras genom regelstommen och in i bjälklaget, se Figur 2. Detta byggsystem kombineras vanligtvis med skivbeklädnader för att stabilisera konstruktionen (Träguiden 2016a). I detta arbete undersöks denna typ av byggsystem i första hand.



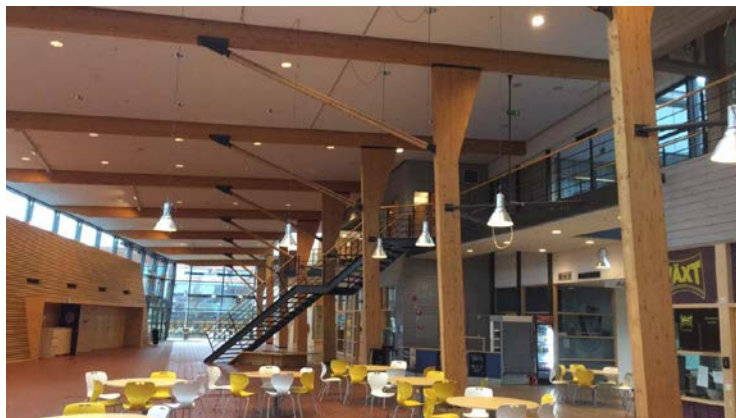
Figur 2: Uppbyggnad av en regelstomme med medgivande (Träguiden 2015).

Ett stomsystem av massivträ är främst uppbyggt av bjälklag och väggar som ansluts till varandra, som i Figur 3. Massivträ som byggsystem används till både småhus och flervåningshus. Fördelen med massivträ är elementens höga bärförmåga och skivstabilitet. (Träguiden 2016b).



Figur 3: Byggsystem med massivträskivor med medgivande (Träguiden 2015).

Pelar- balksystem används främst för byggnader som ska framhäva stora ytor eller stora öppningar I Figur 4 visas ett exempel av ett pelarbalksystem. Systemet medför oftast att pelare och balkar tar upp horisontella vindlaster och överför dem till grunden via strävor eller väggskivor (Träguiden 2016c).



Figur 4: Exempel på pelar- balksystem (Linnéuniversitetet Växjö M-huset).

2.2 Dimensionering av byggnader

Dimensionering av byggnader är en process där bl.a. material och konstruktionens dimensioner och form bestäms. En viktig sak i dimensioneringsprocessen är att ställda normkrav kontrolleras och uppfylls med tillräcklig säkerhet. Dimensioneringsförutsättningar fås genom de mest grundläggande variablerna; lastpåverkningar, materialegenskaper och geometriska storheter (Carling 1992).

- Lastpåverkningar omfattar de yttre faktorerna som verkar på en konstruktion. Det finns flera typer av lastpåverkningar där de vanligaste är mekaniska laster (egentyngd, nyttig last, vind och snö), andra typer av laster är t.ex. lufttemperatur och varierande luftfuktighet.
- Materialelegenskaper innefattar materialets egenskaper som har betydelse för konstruktionens säkerhet.
- Geometriska storheter beskriver geometrin och de mått som har betydelse för konstruktionen.

För att underlätta utförandet av den dimensionerande konstruktionen ritas även geometriska modeller av byggnaden. Modellen är en förenklad bild av den konstruktion som ska byggas i verkligheten (Carling 1992).

Framräknade värden med olika beräkningsmodeller innehåller ofta en viss osäkerhet som i sig innebär att skillnader mellan modellresultat och verklighet kan uppkomma. Vid dimensionering av byggnader förekommer

oftast flera olika typer av modeller. Om alla dessa modeller har en del osäkerheter i sig kommer de slumpmässigt att läggas ihop och flera avvikelser på den osäkra sidan kommer att kunna uppkomma. För att få en dimensionering på den säkra sidan måste denna osäkerhet beaktas, t.ex. genom införelse av säkerhetsfaktorer (Carling 1992).

2.3 Laster på konstruktioner

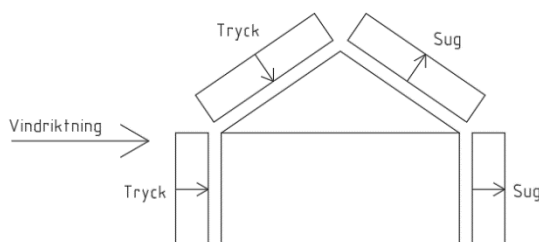
Vid dimensionering av en byggnad behöver främst hänsyn tas till vilka laster konstruktionen utsätts för. De vanligast förekommer lasterna är egentynad, nyttig last, snölast och vindlast (Källsner och Girhammar 2008).

Nyttig last är vanligtvis den last som orsakas av inredning eller antalet personer som vistas i byggnaden. Nyttiglasten i en samlingslokal är till exempel betydligt större än i ett bostadshus. Snölast och vindlast varierar beroende på vilket klimat som råder på platsen där byggnaden ska stå (Källsner & Girhammar 2008). För att bestämma de olika lastvärdena används i Sverige olika Eurokoder och Boverkets konstruktionsregler (EKS).

I följande avsnitt beskrivs hur olika laster och begrepp beräknas enligt Eurokod 1 (SS-EN 1991).

2.3.1 Vindlast

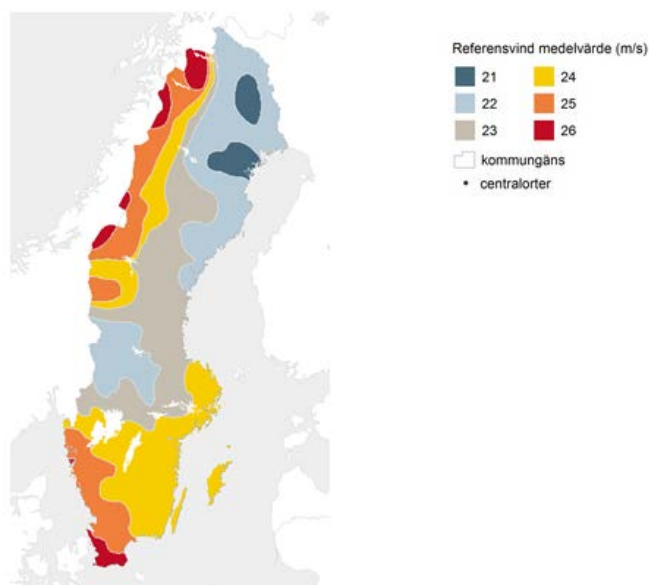
När vindlasten anträffar byggnaden genererar det i allmänhet ett utväldigt vindtryck och vindsug på konstruktionen, se Figur 5. Storleken på vindlasten beror på byggnadens höjd och form, samt var byggnaden är belägen och hur terrängen ser ut i området.



Figur 5: Schematisk fördelning av vind på en byggnad när vinden kommer från sidan.

För att bestämma ett dimensionerande vindtryck behöver först en referensvindhastighet (v_b) bestämmas. Detta är den karakteristiska medelvindhastigheten under 10 minuter som uppmätts 10 meter över

marken. Denna vindhastighet varierar över Sverige så det tas i beaktning var i landet det dimensionerande vindtrycket ska beräknas, se Figur 6.



Figur 6:Karta över referensvind (m/s) i Sverige (Boverket 2015).

Som tidigare nämnts har terrängtypen stor inverkan på vindtrycket som byggnaden belastas av. I Tabell 1 beskrivs fem olika terrängtyper som används vid beräkning av vindtryck.

Tabell 1: Terrängtyp beroende på byggnadens exponering (SIS 2008)

Terrängtyper	Beskrivning
0	Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav
1	Sjö eller plant horisontalt område med försumbar vegetation och utan hinder
2	Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrets höjd.
3	Område täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrets höjd (tex byar, förorter, skogsmark)
4	Områden där minst 15% av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är >15m

Det karakteristiska vindtrycket $q_p(z_e)$, bestäms som funktion av byggnadens höjd och terrängtyp på den aktuella platsen. Förutom byggnadens höjd och läge spelar även formen på byggnaden en stor roll för den dimensionerande vindlasten. Beroende på vindriktning och byggnadens form finns det rekommenderade formfaktorer att hämta i Eurokod 1, detta beskrivs i kapitel 2.3.1.1. Den karakteristiska vindlasten vinkelrätt mot en yta på en byggnad (kN/m^2) kan sedan beräknas enligt,

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (1)$$

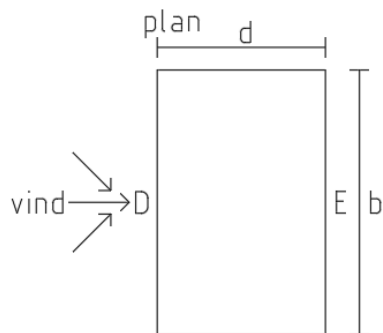
Där:

$q_p(z_e)$ = karakteristiskt vindtryck som funktion av byggnadshöjd

c_{pe} = formfaktorer beroende på byggnadens form

2.3.1.1 Formfaktorer

När en byggnad utsätts för horisontell vindbelastning som visas i Figur 7 så skapas ett vindtryck på väggzon D och ett vindsug på väggzon E. Formfaktorerna för dessa två zoner beror på byggnadens höjd och bredd parallellt med vindriktningen, se Tabell 2. Formfaktor $c_{pe.10}$ används vid större ytor medans formfaktor $c_{pe.1}$ används vid dimensionering av små ytor och infästningar.

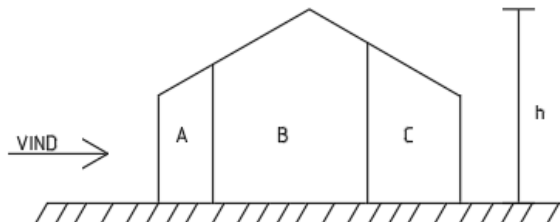


Tabell 2: Formfaktorer beroende på zon, höjd och bredd (SIS 2008)

zon	D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	+0,8	+1,0	-0,7	
1	+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	+0,7	+1,0	-0,5	

Figur 7: zonindelning på väggar då vind angriper långsida vägg.

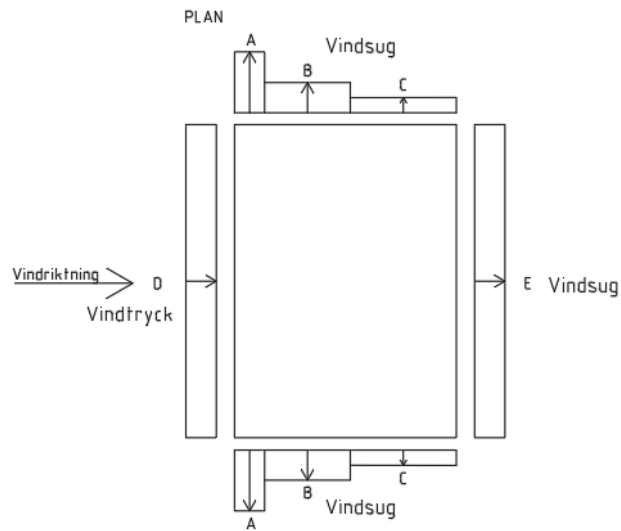
När vinden verkar mot ena sidan av byggnaden skapas också ett utvändigt vindsug vinkelrätt ifrån gavlarna. Detta vindsug varierar beroende på formen av byggnaden och kan indelas in i en till tre olika zoner, se figur 8. I Tabell 3 redovisas de olika formfaktorerna i de olika zonerna. Vindsuget blir störst i den zon som ligger närmast den vindutsatta väggen, se Figur 9.



Figur 8: zonindelning på gavelvägg då vind angriper långsida vägg.

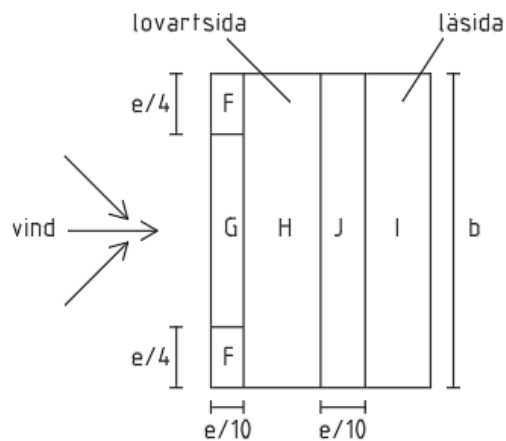
Tabell 3: Formfaktorer beroende på zon, höjd och bredd (SIS 2008)

Zon	A		B		C	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	



Figur 9: Illustration av vindtryck och vindsug på ytterväggar när vinden blåser från sidan.

Förutom vindlaster mot ytterväggar uppstår det även vindlaster mot taket. Vindlasterna på taket beror på taktypen och taklutningen. Vid takkonstruktioner kan det förekomma både tryck och sug i de olika zonerna beroende på vindriktningen, men generellt skapas ett vindtryck på lovartsidan och ett vindsug på läsidan. Formfaktorer för ett sadeltak med lutning från 15° - 30° visas i Tabell 4 och de belastade zonerna i Figur 10.



Figur 10: Zonindelning av ett sadeltak.

Tabell 4: Formfaktorer för sadeltak med vindlast mot ena sidan på huset (SIS 2008).

Taklutning α	Zon för vindriktning $\theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
15°	-0,9	-0,2								
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	

Invändiga vindlaster uppkommer p.g.a. otätheter i byggnaden. Storleken på öppningarna och otätheterna i byggnaden styr storleken på formfaktorn för det invändiga vindtrycket. Det invändiga vindtrycket beräknas enligt,

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2)$$

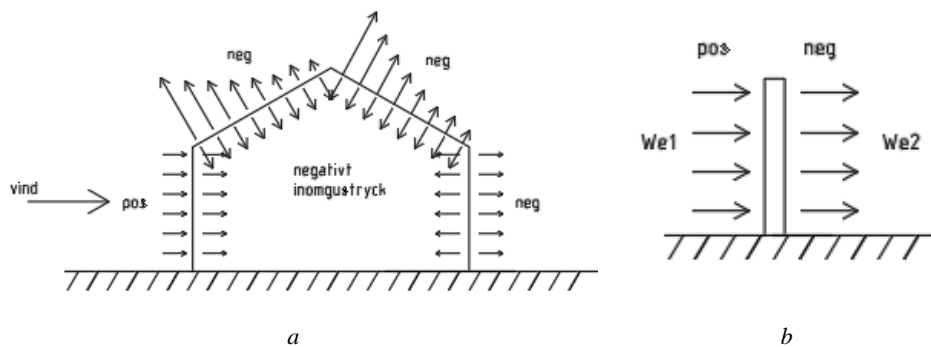
Där:

$q_p(z_i)$ = karakteristiskt vindtryck som funktion av byggnadshöjd

c_{pi} = formfaktor beroende på otätheter i byggnaden

Då otätheterna i en byggnad kan vara svåra att bestämma kan formfaktorerna sättas till det mest ogynnsamma värdet $c_{pi} = +0.2$ eller $c_{pi} = -0.3$. Då vindtrycket verkar mot ytan används formfaktor $c_{pi} = +0.2$ medans om vindtrycket verkar ifrån ytan används formfaktor $c_{pi} = -0.3$. Tryck mot ytan räknas alltså som positivt och sug ifrån ytan räknas som negativt.

Den totala vindlasten mot en vägg beräknas som skillnaden mellan vindtrycket på respektive sidor av väggen. Om en byggnad skulle ha ett negativt inomhustryck enligt Figur 11, beräknas den totala vindlasten mot väggen enligt ekvationerna nedan.



Figur 11: a) kraftfördelning av invändiga vindlaster vid negativt inomhusträck b) Den totala vindlasten mot en vägg beräknas som skillnaden mellan utvärdigt och invändigt vindtryck.

$$w = w_e - w_i \quad (3)$$

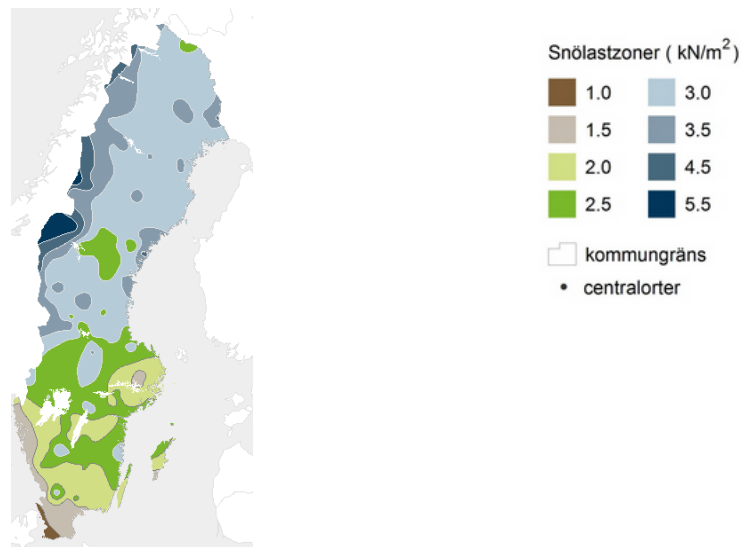
Där:

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

$$w_i = -q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

2.3.2 Snölast

Snölast är den last som orsakas av snöfall och som belastar våra takkonstruktioner vertikalt. När storleken på denna last ska bestämmas används en nederbörds-karta framtagen av SMHI, kartan baseras på nederbörd av snö på marken de senaste femtio åren. Där delas Sverige in ett antal olika snözoner, dessa snözoner anger ett riktvärde för snölast (kN/m^2) som finns i den aktuella zonen, se Figur 12.



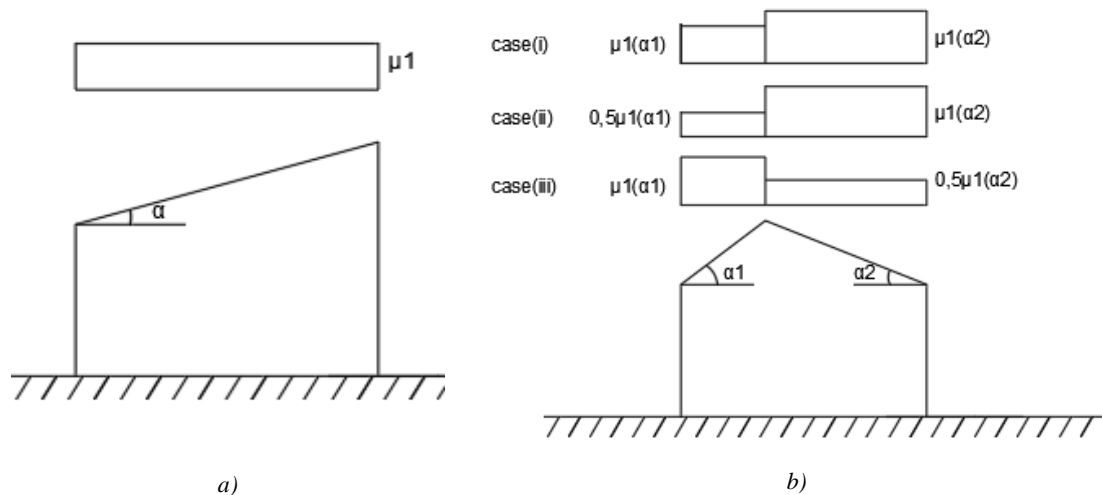
Figur 12: Karta över snölastzoner i Sverige (Boverket 2015).

Förutom snömängden i den aktuella zonen beror den karakteristiska snölasten även på hur topografin ser ut i området, vilken takform byggnaden har, samt takets värmegenomgångskoefficient.

Beroende på typ av tak och dess lutning finns det olika formfaktorer (μ_1, μ_2). Ju brantare taket är desto lägre är denna faktor eftersom snön har svårare att fastna på taket, se Tabell 5. För ett pulpettak används endast μ_1 faktorn, medans för sadeltak måste även faktor μ_2 beaktas, detta beroende på hur taket är utformat, se Figur 14.

Tabell 5: Formfaktorer beroende på takform och taklutning (SIS 2005).

Taklutning α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	-



Figur 13: Formfaktorer för a) pulpettak och b) sadeltak

Topografin spelar en avgörande roll i beräkningsgången för den karakteristiska snölasten. Denna faktor kallas för exponeringsfaktor (C_e) och den beror på hur vindutsatt området är. För vindutsatta områden blir denna faktor lägre och för mer skyddade områden blir den högre. Detta beror på att en del av snön som landar på byggnadens tak anses blåsa iväg i mer vindutsatta områden. Exponeringsfaktorn tas fram enligt Tabell 6.

Tabell 6: Exponeringsfaktor beroende på områdets topografi (SIS 2005).

Topografi	C_e	Exempel
Vindutsatt	0,8	Plan öppen terräng, vindexponerad i alla riktningar utan skydd eller med lite skydd av terräng, träd och högre byggnadsverk.
Normal	1,0	Områden där snön endast i undantagsfall blåser av byggnadsverk, avhängigt terräng, andra byggnadsverk eller träd.
Skyddad	1,2	Området för det aktuella byggnadsverket är väsentligt lägre än omgivande terräng eller omgivet av höga träd och/eller av högre byggnadsverk.

Den karakteristiska snölasten som belastar takkonstruktionen kan beräknas enligt,

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4)$$

Där:

μ_i = formfaktor beroende på taktyp och form

C_e = faktor beroende på topografin

C_t = faktor beroende på takets värmegenomgångskoefficient

s_k = snölasten på marken för den aktuella snözonen

2.3.3 Egentyngd

Förutom yttre laster belastas även byggnaden av sin egentyngd. Egenlasten beror på byggnadsmaterialens densitet (kg/m^3) och byggnadsdelarnas storlek. Egentyngden ska beaktas som en permanent bunden last, vilket betyder att den alltid verkar på byggnaden. Egentyngden innefattar alla bärande- och icke bärande delar i byggnaden samt fasta installationer.

2.3.4 Nyttig last

Nyttig last är den last som uppkommer vid brukandet av en byggnad. Exempel på nyttig last är personer som vistas i byggnaden, möbler och flyttbara föremål samt fordonslaster. De nyttiga lasterna kan verka som jämnt utbredda laster, linjelaster, punktlaster eller kombinationer av dessa. Vid dimensionering av bärande bjälklag eller balkar i en byggnad ska den mest ogynnsamma lastkombinationen beaktas.

2.3.5 Lastkombinationer

Då flera olika typer av laster verkar på konstruktionen samtidigt ska dessa laster kombineras till en dimensionerande last (E_d). De olika lasterna som verkar på en konstruktion delas upp i permanenta laster (G_k) och variabla laster (Q_k). De vanligast förekommande variabla lasterna är nyttig last, snölast och vindlast. De permanenta lasterna innefattar t.ex. egentyngd,

jordtryck och vattentryck. I Eurokod 0 definieras fyra stycken brottgränstillstånd som skall undersökas då de anses vara relevanta, se Tabell 7.

Tabell 7: Olika typer av brottgränstillstånd (SIS 2010).

<i>Beteckning i Eurokod 0</i>	<i>Beskrivning</i>
<i>EQU</i>	<i>Förlorad statisk jämvikt för bärverket</i>
<i>STR</i>	<i>Inre brott eller för stor deformation av bärverket, där materialhållfastheten är avgörande</i>
<i>GEO</i>	<i>Brott eller för stor deformation i undergrunden, där hållfastheten i jord eller berg är avgörande</i>
<i>FAT</i>	<i>Brott genom utmattning hos bärverket</i>

Vanligtvis är det typ STR som används vid dimensionering av konstruktioner. I EKS finns det två stycken STR-kombinationer, STR-A och STR-B där den mest ogynnsamma kombinationen skall användas som dimensionerande lastkombination.

STR-A är dimensionerande när de permanenta lasterna är dominerande och STR-B då någon av de variabla lasterna är dominerande. Det är sällan de permanenta lasterna är dominerande och därför är det vanligast att STR-B kombinationen blir dimensionerande lastfall. De två lastkombinationerna STR-A och STR-B beräknas enligt,

$$E_{d,STR-A} = \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{k,j,sup} + \sum_{i>1} \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

$$E_{d,STR-B} = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{k,j,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

Där:

$G_{k,j,sup}$ = permanent last

Q_k = variabla laster

$Q_{k,1}$ = variabel huvudlast

γ_d = partialkoefficient ur tabell 5

ψ_0 = kombinationsvärde för variabla laster

1.35, 1,5 och 1.2 = partialkoefficienter ur svenska bilagan EKS

För att beräkna dimensionerande värde för lasterna G_k och Q_k i en lastkombination multipliceras lasterna med olika partialkoefficienter γ_G och γ_Q . Det dimensionerande värdet för lasten G_k blir till exempel $G_d = G_k \cdot \gamma_G$. Partialkoefficienterna bestäms av regler för de olika lastkombinationerna i Eurokod 0. I den svenska bilagan EKS anges värden för koefficienterna $\gamma_G=1.35$ i STR-A, $\gamma_G=1.2$ i STR-B och $\gamma_Q=1.5$.

Koefficienten γ_d i ekvationerna tar hänsyn till säkerhetsklasser för olika typer av byggnader. Det vill säga vilka konsekvenser som kan uppstå vid brott i konstruktionen. Denna koefficient kan hämtas ifrån Eurokod 0, se Tabell 8.

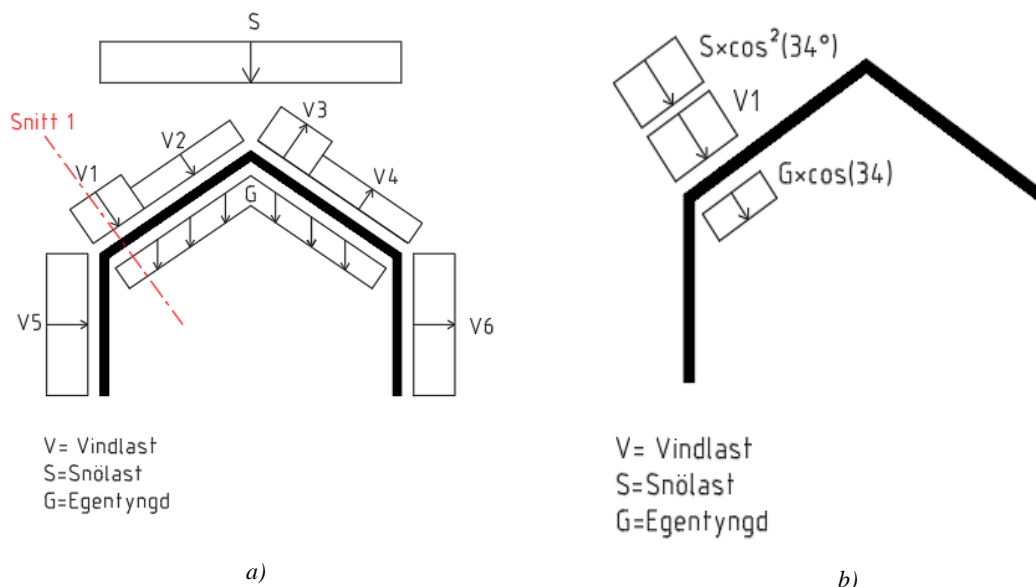
Tabell 8: Partialkoefficienter beroende på säkerhetsklass (SIS 2010).

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	γ_d
3	Hög, stor risk för allvarliga personskador	1
2	Normal, viss risk för allvarliga personskador	0,91
1	Liten, liten risk för allvarliga personskador	0,83

För varje variabel last finns även ett lastkombinationsvärde $\psi_{0,i}$. Dessa faktorer varierar beroende på vilken typ av variabel last som belastar konstruktionen och vilken typ av byggnad som avses. När den dimensionerande lasten E_d beräknas behövs en kontroll av de bägge fallen STR-A och STR-B genomföras.

Den dimensionerande lasten E_d kan variera beroende på vilken del av konstruktionen man tittar på. I Figur 15 visas ett exempel på en ramkonstruktion som är utsatt för snölast, vindlast och egentyngd. Vindlasten varierar (både i mängd och riktning) över tak och väggar. Därför blir den dimensionerande lasten E_d olika på olika ställen i konstruktionen. För att beräkna den dimensionerande lasten i snitt 1 som verkar vinkelrätt

mot taket bör lastkombination STR-A användas en gång och STR-B två gånger. Detta p.g.a. att det finns två variabla laster som kan vara dominerande, se beräkningar nedan.



Figur 14: a) Exempel på hur olika typer av laster belastar en konstruktion. b) Exempel på hur snölastens och egentyngdens komponenter som verkar vinkelrätt mot taket beräknas i snitt 1.

$$E_{d,1} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G \cdot \cos(\theta) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{snö} \cdot S \cdot \cos^2(\theta) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{vind} \cdot V1 \quad (7)$$

$$E_{d,2} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G \cdot \cos(\theta) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot S \cdot \cos^2(\theta) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{vind} \cdot V1 \quad (8)$$

$$E_{d,3} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G \cdot \cos(\theta) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot V + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{snö} \cdot S \cdot \cos^2(\theta) \quad (9)$$

I ekvation (7) är egentyngheden dominerande, i ekvation (8) är snölasten dominerande och i ekvation (9) är vindlasten dominerande. I exemplet ovan blir den dimensionerande lasten E_d det största värdet som kommer ut ur ekvationerna.

2.4 Skivmaterial

Inom byggsektorn finns det flera olika skivmaterial, bl.a träbaserade skivor som plywood, lamellskivor, massivträskivor, spånskivor, träfiberskivor och kompositskivor. När träbaserade skivor tillverkas minskar effekten av anisotropi och heterogenitet jämfört med råmaterialet trä. Denna råvara duger varken till sågtimmer eller massaved men utgör nytta i byggnadskonstruktioner (Fryk et al. 2007).

Idag är spånskitetillverkningen den ledande typen inom skivindustrin och står för mer än 60% av Europas skivproduktion. I Sverige är de största

användarna av träbaserade skivor möbel- och snickeribranschen samt byggindustrin (Fryk et al. 2007).

Förutom träbaserade skivor förekommer gipsskivor, cementbaserade skivor och mineralfiberskivor inom den svenska byggsektorn.

2.4.1 *Gipsskiva*

Vid tillverkning av gipsskivor finns det tre olika kvalitéer, naturgips, industrigips och återvinningsgips. Även om gipskvalitéerna skiljer är själva tillverkningsprocessen densamma för alla typer. Vid framställning av skivor kalcineras gipsstenen, detta innebär att stenen mals och blir utsatt för hög värme. Proceduren kokar bort stenens kristaller och gör den till pulverform, från pulverform formas gipsbruket till en gipsskiva. Utöver gipskärnan läggs ett pappskikt på vardera sida om skivan. Pappskiktet bidrar till en ökad skjuvhållfasthet och utnyttjas vid skivverkan (Knaufdanogips 2013).

2.4.2 *Spånskiva*

Under 1930-talet var Sverige världens största producent av spånskivor. Produktionen är idag fortfarande aktiv och tillverkningen sker på ett mindre antal fabriker runt om i landet. Den vanligaste råvaran vid tillverkning av spånskivor är barrvirke, där den andra förekommande råvaran är lövvirke. Spånskivor tillverkas av träspån som binds samman med karbamidhartslim. Materialen formas till en tjock massa som senare pressas till en hård skiva. Skivan byggs normalt upp i spånskikt med varierande storlek, där kärnan består av grövre spån medans de yttre skikten har finare spån och en större del lim. Denna procedur innebär att ytan blir hårdare och jämnare. Spånskivor har en stor krypbenägenhet, detta behövs tas i beaktning när de används som bärande konstruktionselement (Burström 2001, Fryk et al. 2007).

2.4.3 *Plywoodskiva*

Plywood tillverkas genom att korsa ett antal fanérskikt, skikten limmas vinkelrätt mot varandra för att få en kompakt skiva. Olika träslag kan användas för att skapa plywood där det vanligast förekommande är furu med mellanfanér av gran. Fanér tillverkas främst genom svarvning av trästockar men även planskärning förekommer. Svarvning innebär att stocken roterar runt sin längdaxel och låter kniven gå längs med träets fiber- och tangentiella riktning, planskärning klyver istället stocken från ovansidan. Tillverkningen är i princip densamma för alla olika träslag (Burström 2001). Fanéren klyvs ner i mindre delar, torkas och kvalitetssorteras. Efter det appliceras lim på faneren samtidigt som den korsas och bildar en fullständig skiva. När skivan och limmet har exponerats under hårt tryck och hög värme

renskärs och efterarbetas den för att skapa en fals eller not och spont (Carling 1992). Med hänsyn till limningen delas plywood in i två olika kategorier, I- och U plywood. I-plywood limmas med ett fuktbeständigt men ej vattenbeständigt lim. U-plywood limmas med ett vattenresistent fenollim, det gör den fungerande för utomhusbruk (Burström 2001).

2.4.4 Fästdon

Med hjälp av enkla och effektiva mekaniska förband kan olika skivmaterial t.ex. fästas mot solitt trä. Förbanden utnyttjas för att använda materialets konstruktiva möjligheter i full utsträckning (Carling 1992). Till de olika skivorna används varierande fästdon som t.ex. spik eller skruv.

Spiken tillverkas av ståltråd som i kallt tillstånd dras till önskad diameter (Carling 1992). Spiktyper i varierande former används i bärande konstruktioner.

Enligt gällande språkbruk är skruven en ”utvändigt gängad cylindrisk kropp med eller utan huvud” (Carling 1992, s. 148). Vanliga skruvtyper för bärning av skivor är träskruv eller gipsskruv. Träskruv är den typ av skruv som används för fästning av trämaterial. Den finns i olika dimensioner och används ofta för att fästa in snickerier och skivmaterial till trästommar, se Figur 18a. Gipsskruven är anpassad för infästning av gipsskivor, främsta användningsområdet är väggar, golv och tak, se Figur 18b (Gyproc 2003).

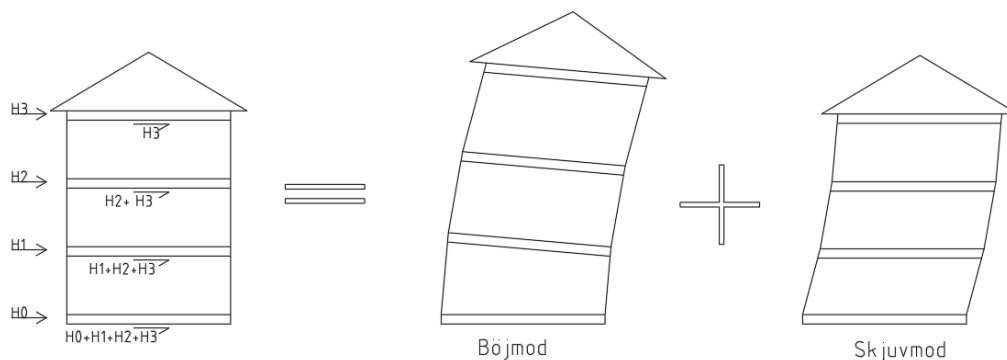
2.5 Stomstabilisering

Förutom vertikala laster belastas konstruktionen av horisontella laster i form av vind och snedställning. Dessa horisontella laster är vanligtvis ej lika dominerande jämfört med de vertikala lasterna, men i vissa fall kan de vara svårare att dimensionera för (Berg 2009).

I alla typer av träkonstruktioner krävs det ett bra stabiliserande system. För en konstruktion i trä som är utsatt för stora horisontella vindlaster finns risken att stora förskjutningar kan uppstå p.g.a. av träets låga densitet. För stabilisering mot vindlaster kan t.ex. stagade skivor, ramverk eller fackverk användas (Näslund och Johnsson 2014).

När de horisontella vindlasterna belastar en byggnad kan de även ge upphov till glidning och stjälpning av hela byggnaden. Dessa deformationer behövs förhindras genom tryck, förankring och friktion mellan grundplattan och undergrunden. Byggnadens egenvikt motverkar denna stjälpande kraft eftersom kontaktytan mellan grundplattan och undergrunden förstärks vid större egenvikt (Källsner och Girhammar 2008). Dessa problem är därför mer påtagliga vid lätta träbyggnader än för tunga betongkonstruktioner.

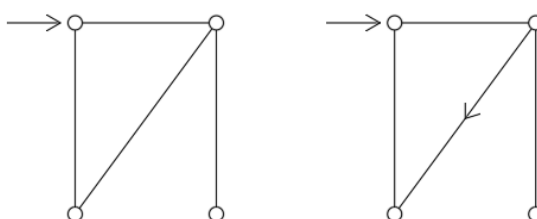
Byggnadens yttre väggar påverkas både i böjning och skjuvning från dessa horisontella vindlaster. När vindlasten anträffar en byggnad är det väggarna i byggnaden som måste överföra de horisontella krafterna ner till bjälklaget som i sin tur överför krafterna ner till nedanliggande väggar i byggnaden. Detta kraftspel pågår till de horisontella lasterna går ner i grundkonstruktionen och vidare ner i undergrunden, se Figur 15, (Källsner och Girhammar 2008). Det blir därför större kraftpåkänningar orsakade av horisontalkrafterna vid högre byggnader.



Figur 15: Fördelningen av horisontala laster ner till undergrunden.

2.5.1 Fackverk

Fackverk är ett vanligt förekommande som stabiliserande system för konstruktioner byggda med ett pelar-balk system. Principen med att använda fackverk är att alla krafter som påverkar fackverket ska tas om hand som normalkrafter, se Figur 20. På detta vis kommer inget moment att uppstå. (Carling 1992)

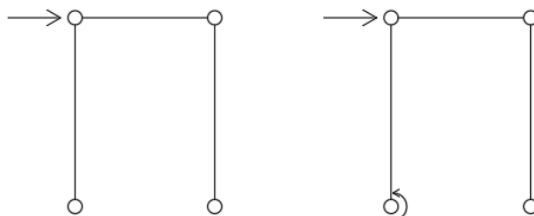


Figur 16: Kraftfördelning i ett fackverk.

2.5.2 Ramverk

Till skillnad från ett rent fackverk behövs det i ett ramverk inte finnas några diagonalstänger som tar upp de horisontella lasterna. I ramverk finns istället

momentstyva ramhörn, se Figur 21. På så vis kan diagonalstängerna bortses, men detta leder dock till mer komplicerade knutpunkter i ramverket. (Carling 1992)



Figur 17: Kraftfördelning i ett ramverk.

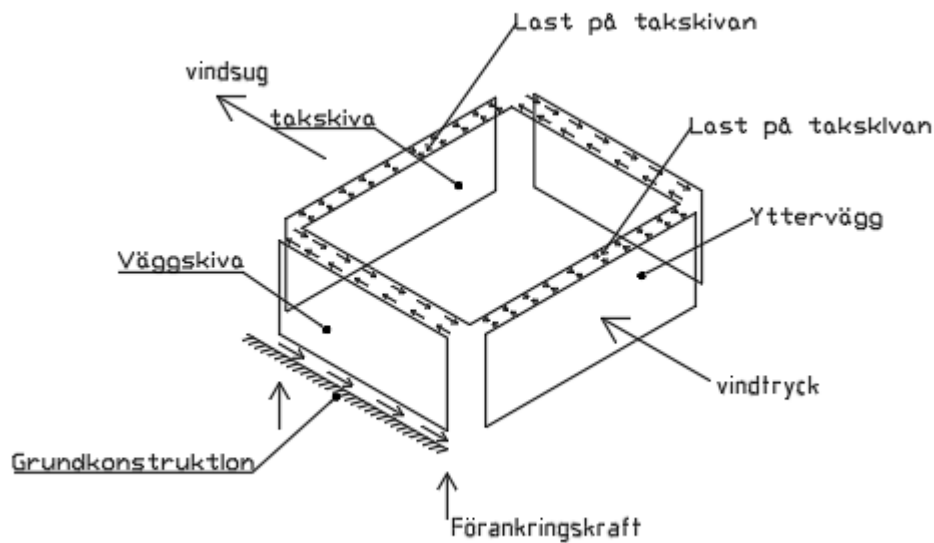
2.5.3 Skivverkan

För att uppnå stabilitet i konstruktioner används även en metod där skivor fästs på regelstommen, vanligen träbaserade skivor eller gipsskivor. Dessa skivor har stor styvhet i sitt egna plan och kan stabilisera mot de horisontella lasterna. På så sätt kan fackverk och ramverk ersättas som stabiliserande element.

En typisk skjuvvägg består av stående träreglar, över- och underliggande reglar och en skiva. Den över- och underliggande regeln fästs i de stående reglarna för att bilda en ram där skivan senare fästs med spik eller annat fästdon (Källsner och Girhammar 2009).

I Figur 22 visas hur last och skjuvkraftsfördelningen ser ut vid skivverkan i tak och väggar när en byggnad utsätts för en horisontell vindlast. Vindlasten belastar i detta fall långsidan som fördelar en del av lasten till takskivan i bjälklaget. Takskivan fördelar sedan dessa laster i form av skjuvkrafter till väggskivorna på de bägge gavlarna som i sin tur för över dessa skjuvkrafter till grunden (Carling 1992).

Takskivan fungerar i denna beräkningsmodell som en hög I-balk där kantbalkarna är flänsar och takskivan fungerar som ett liv. Där antas kantbalkarna ta upp hela böjmomentet medans hela tvärkraften tas upp i takskivan (Carling 1992).

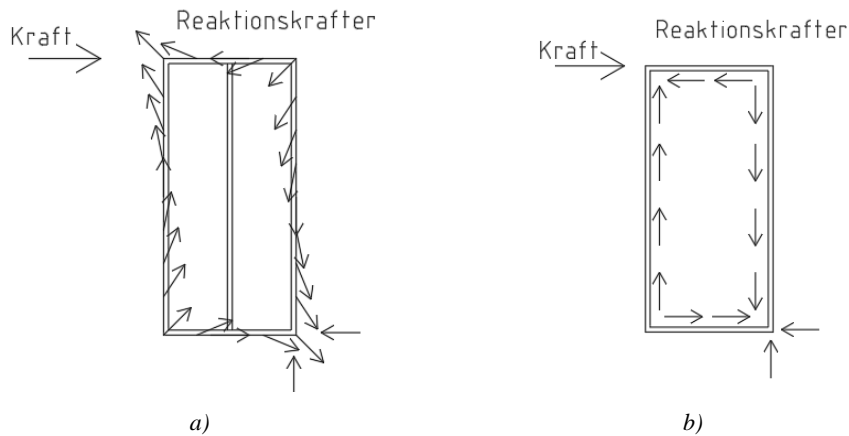


Figur 18: Stabilisering av en envåningsbyggnad genom skivverkan i tak och väggar.

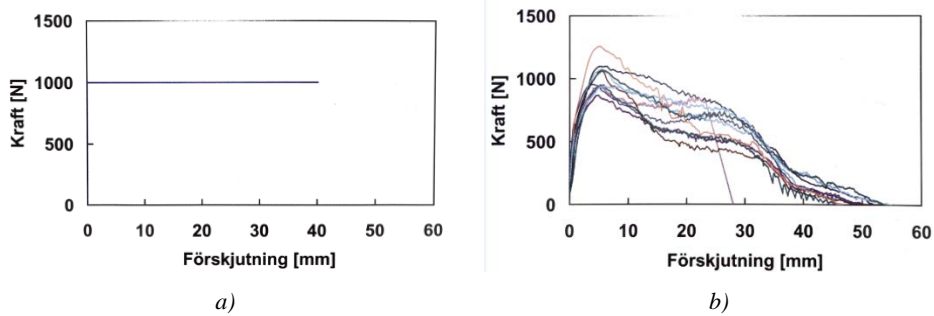
2.6 Dimensionering av skivor

Det finns traditionellt en elastisk dimensioneringsmetod för att beräkna kraftfördelningen i väggskivorna. I denna metod betraktas regelväggen som skjuvveke och knutpunkterna mellan vertikala och horisontella regler antas vara ledade (Källsner och Girhammar 2008). När skivväggen belastas med en horisontell kraft samt en vertikal förankringskraft uppstår diagonala krafter i förbindarna, se Figur 19a. Förbindarna i hörnen utsätts för större krafter än de som fästs mitt på reglarna och därför är det hörnförbindarna som först börjar flyta. En regelväggs totala horisontella bärförmåga beror på antalet förbindare och skivelement (Vessby et al. 2014).

I den plastiska dimensioneringsmetoden antas krafterna i förbindarna endast verka parallellt med reglarnas riktning, se Figur 19b. Den plastiska beräkningsmetoden bygger på att de förband mellan skivor och regel uppvisar ett idealplastiskt beteende, se Figur 20a. I verkligheten beter sig dessa förband snarare som elastiskt men efter en viss skjuvdeformation uppvisar förbanden ett plastiskt beteende, se Figur 20b. Detta är en förenkling gjord i den plastiska dimensioneringsmodellen (Källsner och Girhammar 2008).

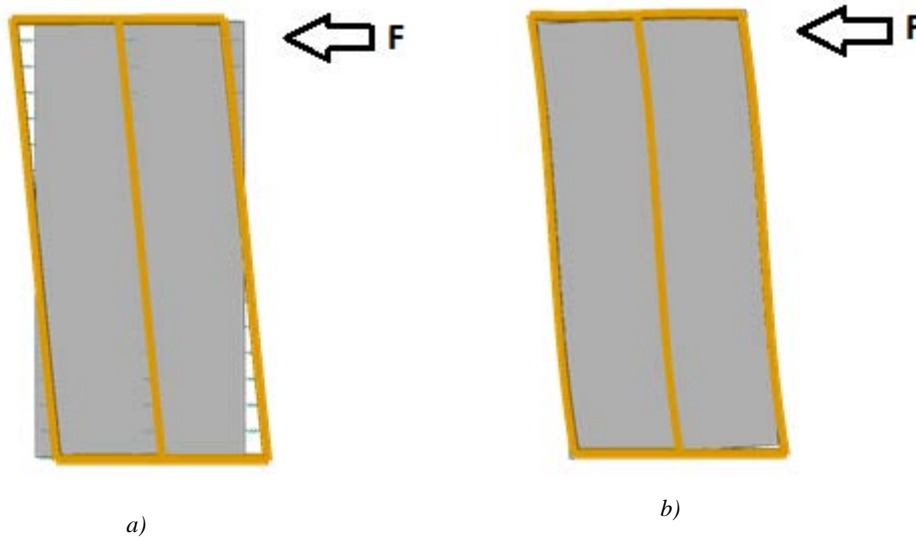


Figur 19: Kraftfördelning på en regelstomme vid a) ett elastiskt beräkningsantagande och b) ett plastiskt beräkningsantagande.



Figur 20: a) Idealplastisk antagande för kraft-förskjutningssamband hos ett skiv-regelförband. b) Uppmätta kraft-förskjutningssamband hos ett antal skiv-regelförband (Källsner och Girhammar 2008).

Skjuvdeformationsbetendet hos en skivvägg beror till stor del på styvheten hos själva skruvförbandet. För att illustrera detta så visar Figur 25 två fall där en skivvägg utsätts för en horisontal kraft som belastar regelstommen. När skruvförbandet har en låg skjuvstyvhet kommer skivramverket att deformeras som i Figur 25a. Men om styvheten är stor så deformeras hela ramverket inklusive skivan enligt Figur 25b.



Figur 21: Illustration av skjuvdeformationer i en regelstomme-skivvägg vid horisontell belastning i a) låg förbandsstyvhets, b) hög förbandsstyvhets. Med medgivande (Sigurdur Ormarsson)

2.6.1 Dimensionering av skivor enligt Eurokod 5

Utifrån den plastiska dimensioneringsmetoden finns det i Eurokod två stycken förenklade beräkningsmetoder för att beräkna bärförmågan hos en regelvägg som är stabiliserad med vertikala skivor. Dessa metoder kan endast användas då front och slutregeln i väggen är fullt förankrad mot grunden. Ytterligare begränsning är att bredden på varje delement ej får understiga $\frac{h}{4}$, där h är höjden på väggen och avståndet mellan förbindarna måste vara konstant runt hela skivan. Skivor som är placerade under och över fönster och dörrar eller andra håligheter räknas enligt Eurokod som ej stabiliserande (SIS 2009)

För att beräkna bärförmågan för en hel vägg summeras bärförmågan för alla skivelement i väggen enligt,

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (10)$$

Bärförmågan hos varje skivelement beräknas enligt,

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s_0} \quad (11)$$

Där:

$F_{f,Rd}$ = dimensionerande tvärkraftsbärförmåga för varje förband ökad med faktor 1.2

b_i = skivelementets bredd

s_0 =förbindarnas inbördes avstånd

Den dimensionerande bärförmågan hos ett skivelement ska reduceras om bredden på elementet är mindre än halva höjden på väggskivan. Denna reduktion beräknas enligt,

$$c_i = \frac{b_i}{b_0} \quad (12)$$

Där:

b_0 =halva skivans höjd

Enligt Gyprocs handbok är dimensioneringsmetoden för vertikala gipsskivor snarlik det som presenterats ovan (Gyproc 2007). För att beräkna den dimensionerande bärförmågan $H_{d,i}$ per väggenhet och skivlag beräknas den enligt,

$$H_{d,i} = \frac{b_i \cdot F_{v,Rd}}{s_0} \quad (13)$$

Där:

b_i = skivelementets bredd

$F_{v,Rd}$ = dimensionerande förbandsvärdet

s_0 = skruvavståndet längst skivans kranter

Är skivans bredd mellan 600 och 1200 millimeter beräknas gipsskivans dimensionerande bärförmåga istället enligt,

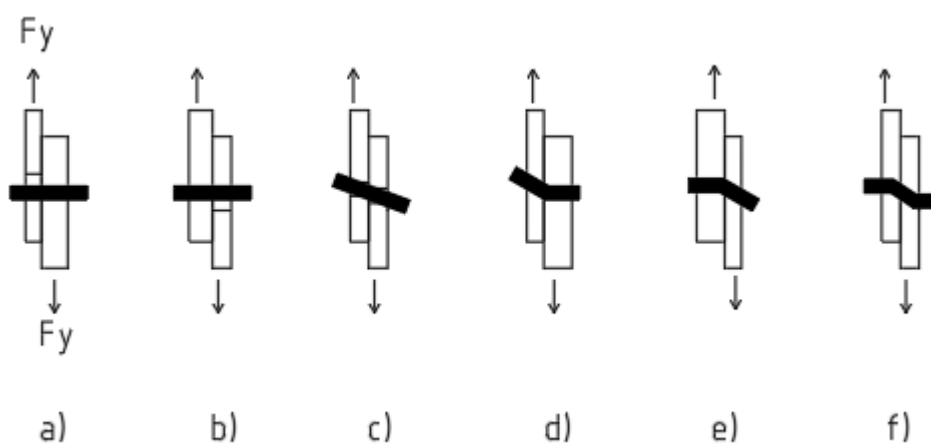
$$H_{d,i} = \frac{b_i \cdot F_{v,Rd}}{s_0} \cdot 0.25 \quad (14)$$

2.7 Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga hos mekaniska enkelskäriga trä-träförband

Vid beräkning av tvärkraftsbärförmåga hos ett mekanisk trä-träförband används lite olika beräkningsgångar beroende på om förbindarna som undersöks är skruv eller spik.

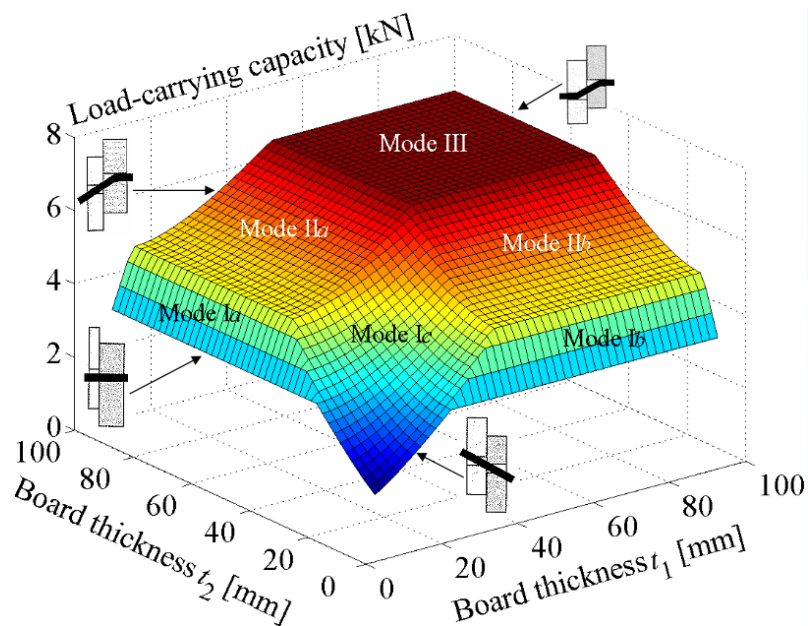
Det finns totalt fyra olika typer av brott som kan uppstå vid enkelskäriga trä-träförband. Dessa fall visas i Figur 26 och kallas för brottmoder.

- a och b: Hållfastheten för hålkantbrott överstigs i den ena eller i det andra virkesstycket.
- c: Hålkanttrycket överstigs och förbindaren snedställs.
- d och e: Flytled bildas i något av virkesstyckerna.
- f: Två stycken flytleder bildas. Ett i vardera virkestycke.



Figur 22: Olika brottmoder vid enkelskäriga trä-träförband.

Beroende på virkestyckernas tjocklek, bäddhållfasthet och förbindarnas dimensioner kommer de olika brottmoderna som visas i Figur 22 att kunna bli dimensionerande moder. I Figur 23 illustreras grafiskt vilka typer av brottmoder som blir mest kritiska beroende på virkestyckernas tjocklek. Figur 23 är en grafisk presentation av minimumbärförmågan som beräknas enligt ekvation (15)



Figur 23: Illustration över vilken brottmoder som blir dimensionerande beroende på virkesstyckernas tjocklek. Virkesstyckernas bäddhållfasthet och bultdiameter är i detta exempel konstant. Med medgivande (Sigurdur Ormarsson)

2.7.1 Förband mellan träskivor

Beräkning av tvärkraftsbärförmåga i ett förband mellan träskivor med tabeller och ekvationer i Eurokod 5 (SIS 2004) beskrivs följande:

För bestämning av hur tätt respektive skiva får skruvas och spikas kontrolleras minsta inbördes avstånd samt kant- och ändavstånd, enligt Tabell 9. De avståndsformler som kontrolleras här är avstånd parallellt med reglarnas fiberriktning och avstånd till obelastad kant.

Tabell 9: Minsta avstånd mellan spikar/skruvar samt avstånd till kant eller ände (SIS 2009).

Typ av anstånd	Vinkel α	Minsta avstånd		
		Utan förborrade hål		Med förborrade hål
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$\rho_k > 420 \text{ kg/m}^3$	
α_1 parallellt med fiberriktning	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5\text{mm}$: $(5 + 5 \cos\alpha)d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(5 + 7 \cos\alpha)d$	$(7 + 8 \cos\alpha)d$	$(4 + \cos\alpha)d$
$\alpha_{4,c}$ obelastad kant	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

För beräkningen av den maximala bärförmågan hos ett skjuvbelastat trä-träförband utgår Eurokod från (Johansens 1949) härledda uttryck i ekvationen nedan. I Figur 22 visas de brottmoder som kan tänkas uppkomma i ett enskärigt trä-träförband. Vid beräkning av den maximala bärförmågan är det den brottmod som ger lägst bärförmåga som används för vidare beräkning av förbandet.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{1 + \beta} \quad (a) \\ \frac{f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d_{skruv}}{1 + \beta} \quad (b) \\ \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1.05 \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,r,k}}{f_{h.1.k}d_{skruv}t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1.05 \frac{f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d_{skruv}}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,r,k}}{f_{h.1.k}d_{skruv}t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,r,k}f_{h.1.k}d_{skruv}} + \frac{F_{ax,k,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right. \quad (15)$$

I ekvationerna ovan är första termen i högra ledet bärförmågan enligt Johansen's flytteori och andra termen i högra ledet bidraget av så kallat linverkan dvs. $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$. Detta är ett extra bidrag som läggs till Johansen delen baserat på förbindarens karakteristiska utdragsbärförmåga. Det bör observeras att bidraget för linverkan begränsas till maximum 100% av Johansen-delen för träskruv.

Spikens diameter kan räknas ut enligt,

$$d_{spik} = \frac{a_{4,c}}{5} \quad (16)$$

För att räkna ut antal effektiva spikar i förbandet används värden från Tabell 10 och ekvationen nedan.

Tabell 10: Värden på k_{eff} (SIS 2009).

Avstånd mellan spikar	k_{eff}	
	Utan förborring	Med förborring
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 \geq 10d$	0,85	0,85
$a_1 \geq 7d$	0,7	0,7
$a_1 \geq 4d$	-	0,5

$$n_{eff} = n_{spik}^{k_{ef}} \quad (17)$$

För en rad av n antal skruvar parallellt med fiberriktningen bör bärförmågan beräknas med ett effektivt antal skruvar enligt,

$$n_{eff} = \min \left\{ n_{skruv}, n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d_{skruv}}} \right\} \quad (18)$$

För att sedan få fram förhållandet mellan effektiva förbindare och antalet förbindare för både spik och skriv används ekvationen nedan.

$$a_{row} = \frac{n_{eff}}{n_{förbindare}} \quad (19)$$

I ett förband mellan två olika trädelar som har olika tidsberoende bör den dimensionerande bärförmågan beräknas med korrektionsfaktor k_{mod} enligt,

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}} \quad (20)$$

Spikens karakteristiska bäddhållfasthet för förband mellan plywood och trä beräknas enligt,

$$f_{h.1.k} = 0.11 \cdot d_{spik}^{-0.3} \cdot \rho_k \quad (21)$$

Spikens karakteristiska bäddhållfasthet för förband mellan OSB-, spånskivan och trä beräknas enligt,

$$f_{h.1.k} = 65 \cdot d_{spik}^{-0.7} \cdot t_1^{0.1} \quad (22)$$

Motsvarande beräkningar görs för att få fram skruvens bäddhållfasthet mellan skiva och trä. Skruvens karakteristiska bäddhållfasthet för förband mellan OSB-, spånskivan och trä beräknas enligt,

$$f_{h.1.k} = 50 \cdot d_{skruv}^{-0.6} \cdot t_1^{0.2} \quad (23)$$

Skruvens karakteristiska bäddhållfasthet för förband mellan plywood och trä beräknas enligt,

$$f_{h.1.k} = 0.11 \cdot (1 - 0.01d_{skruv}) \cdot \rho_k \quad (24)$$

Ekvationerna ovan används för alla vinklar mot fiberriktningen i ytskiktet.

Förbindarens karakteristiska bäddhållfasthet i trä räknas ut enligt,

$$f_{h.2.k} = 0.082 \cdot \rho_k \cdot d_{skruv}^{-0.3} \quad (25)$$

Förhållandet mellan virkesstyckernas bäddhållfasthet räknas sedan ut enligt,

$$\beta = \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}} \quad (26)$$

Förbindarnas karakteristiska flytmoment räknas ut med hjälp av ekvationerna nedan.

$$M_{y.r.k} = 0.45 \cdot f_{uk} \cdot d_{spik}^{2.6} \text{ (kvadratiska/räfflade spikar)} \quad (27)$$

$$M_{y.r.k} = 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d_{skruv}^{2.6} \text{ (skruv)} \quad (28)$$

För att bestämma spikens karakteristiska utdragsbärförmåga vinkelrätt mot fiberriktningen, bör det sättas till det minsta av värdena i ekvationen nedan.

$$F_{ax.Rk} = \min \begin{cases} F_{ax.k} \cdot d_{spik} \cdot l_{ef} \\ F_{head.k} \cdot d_h^2 \end{cases} \quad (29)$$

Där:

$$F_{ax.k} = 65 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 \quad (30)$$

$$F_{head.k} = 70 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 \quad (31)$$

För träskruvsförband bör skruvens karakteristiska utdragsbärförmåga beräknas enligt,

$$F_{ax.Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax.k} \cdot d_{skruv} \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (32)$$

Där:

$$F_{ax.k} = 0.52 \cdot d_{skruv}^{-0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \rho_k^{0.8} \quad (33)$$

$$k_d = \min \begin{cases} \frac{d_{skruv}}{8} \\ 1 \end{cases} \quad (34)$$

Med förbindarnas utdragsbärförmåga kan linverkan räknas ut med formeln $\frac{F_{ax.Rk}}{4}$. Detta används för att få fram den brottmod som har lägst bärförmåga.

För att få den dimensionerande bärförmågan för förbandet måste både partialkoeffecienter och reduktionsfaktorer beaktas. Detta ger att den dimensionerande bärförmågan kan beräknas enligt,

$$F_{v.Rd} = k_{mod} \frac{F_{v.Rk}}{\gamma_m} a_{row} \quad (35)$$

Förklaring av beteckningar.

n_{eff}	Effektivt antal förbindare i en rad längs träets fiberriktning
n_{spik}	Antal spikar
n_{skruv}	Antal skruvar
a_1	Avstånd mellan förbindare parallellt i fiberriktningen [mm]
a_{4c}	Avstånd från förbindare till obelastad kant [mm]
k_{eff}	En faktor beroende av spikavståndet parallellt med fiberriktningen inom en rad
d_{spik}	Spikens diameter [mm]
d_{skruv}	Skruvens diameter [mm]
a_{row}	Förhållandet mellan effektiva förbindare och antal förbindare i en rad parallellt med fiberriktningen
$M_{y.r.k}$	Karakteristiskt flytmoment för en förbindare [Nmm]
f_{uk}	Karakteristisk draghållfasthet för förbindarens stålmaterial [$\frac{N}{mm^2}$]
$F_{ax.k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen [MPa]
l_{ef}	Förbindarens inträningsdjup i konstruktionsvirket [mm]
ρ_k	Karakteristisk densitet med avseende på material [$\frac{kg}{m^3}$]
k_d	Dimensionsfaktor för skivor

$F_{ax.Rk}$	Karakteristiskt värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare [kN]
$F_{head.k}$	Hållfasthet för utdragning av spikhuvuden [MPa]
$F_{v.Rk}$	Karakteristisk skjuvbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare [kN]
α	Vinkeln mellan träskruvens axel och fiberriktningen
t_1	Träskivans tjocklek [mm]
t_2	Skruvens inträningsdjup i konstruktionsvirket [mm]
$f_{h.1.k}$	Karakteristisk bäddhållfasthet i träskivan [MPa]
$f_{h.2.k}$	Karakteristisk bäddhållfasthet i konstruktionsvirket [MPa]
β	Förhållandet mellan förbandsdelarnas bäddhållfasthet
k_{mod1}	Faktor för skivmaterialet
k_{mod2}	Faktor för konstruktionsvirket
k_{mod}	Omräkningsfaktor med avseende på lastvaraktighet och fuktkvot
γ_m	Partialkoefficient med avseende på material
$F_{v.Rd}$	Dimensionerande skjuvbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare [kN]
$F_{f.Rd}$	Dimensionerande bärförmåga ökad med 1.2 [kN]

2.7.2 Skruv i gipsskivor

Eurokod innehåller inte beräkningsgången för att få fram det karakteristiska skjuvhållfasthetsvärdet för gipsskiva mot träregel, därför används ett erhållit värde $F_{v,d}$ från gipsleverantörens produktdatablad, se bilaga F. Detta värdet används tillsammans med partialkoefficienter och reduktionsfaktorer för att få fram förbindarens dimensionerande bärförmåga enligt,

$$F_{v,d} = \frac{F_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \quad (36)$$

Där:

$F_{v,k}$	Skjuvförbandets karakteristiska skjuvhållfasthetsvärde [kN]
$F_{v,d}$	Skjuvförbandets dimensionerande bärförmåga [kN]
k_{mod}	Omräkningsfaktor med avseende lastvaraktighet och fuktkvot
γ_m	Partialkoefficient med avseende på material

3 Objektsbeskrivning

Objektet som studerats är ett trägarage som är beläget vid den gotländska kusten med en byggnadsarea på ca 75 m^2 . Garagets geografiska position gavs av Myresjöhus då de ska bygga en av sina konstruktioner i området. Garaget är oisolerat och är uppbyggt med träregelstomme i ytterväggarna. I garagebyggnaden finns ett förråd. Bjälklaget är uppbyggt av horisontella balkar med spånskivor ovanpå. För att bära upp bjälklaget ligger en horisontell stålbalk igenom hela garaget. För att bära upp den horisontella stålbalken används tre stående vertikala limträpelare, varav två är placerade i väggarna på garagets kortsidor. I studien kommer skivor med bredden 1200 mm främst att användas. I Tabell 11 redovisas dimensionerna på de förbindarna som kommer användas i studien för att fästa skivorna.

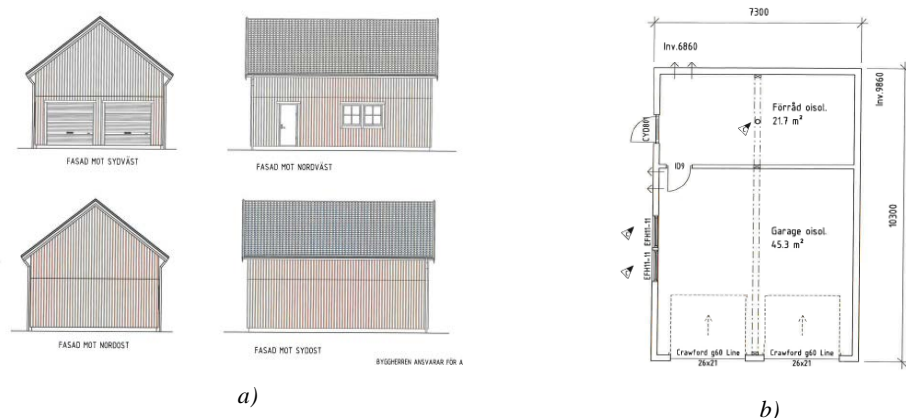
Tabell 11: Valda dimensioner på förbindarna.

<i>Träskruv:</i>	<i>Gipsskruv:</i>	<i>Spik:</i>
<i>4.2x51 mm</i>	<i>3.9x40 mm</i>	<i>2.25x50 mm</i>

Ytterväggarna är uppbyggda med stående regler med centrumavstånd 600 millimeter mellan varandra. På dessa regler spikas horisontella spikreglar och vertikal lockpanel. Det finns i grundutförandet inga stabiliserande skivor i ytterväggarna. I Figur 24 visas en fasadritning och en planritning av garaget. För erhållna ritningar, se bilaga E.

Tabell 12: Garagets givna dimensioner.

<i>Bredd:</i>	<i>7.3 meter</i>
<i>Längd:</i>	<i>10.3 meter</i>
<i>Höjd våning 1:</i>	<i>2.4 meter</i>
<i>Höjd våning 2:</i>	<i>1.05 meter</i>



Figur 24: a) Fasadritning och b) planritning av garaget.(Myresjöhus).

4 Metod

4.1 Litteraturstudie

För att sammanställa information inom området gjordes i början av kursen en litteraturstudie där olika vindstabiliserande skivor samt olika beräkningsmetoder studerades. Den typ av litteratur som har studerats är främst handböcker, facklitteratur, vetenskapliga artiklar och kurslitteratur.

4.2 Beräkningar

Vid beräkning av skivornas skjuvbärförmåga har metod A använts i Eurokod 5: kapitel 9, Komponenter och element. I beräkningarna har två olika standardutförande analyserats, ena fallet är en garagekonstruktion med en dubbelt skivbeklädd innervägg och den andra typen är en garagekonstruktion utan innervägg. Detta genomfördes för att kunna studera och jämföra hur konstruktionen beter sig i de två olika fallen.

För att beräkna den dimensionerande lasten som varje skivvägg belastas med har två stycken beräkningsmetoder använts. Den ena bygger på en plastisk kraftfördelning i skjuvväggarna medan den andra bygger på en elastisk kraftfördelning i byggnaden. Dessa metoder beskrivs noggrannare i kapitel 5.2.

En mängd handberäkningar genomfördes för att bestämma vindlaster och skivväggarnas skjuvbärförmåga. Beräkningarna utfördes med hjälp av Eurokod och det studieobjekt som har presenterats i kapitel 3. Följande dokument har använts vid beräkningarna:

- ”SS-EN 1990 Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk”
- ”SS-EN 1991 Eurokod 1: Laster på bärverk-Del 1–4: Allmänna laster - Vindlaster”
- Dimensioneringsberäkningar för trä och förbindare av metall hämtas från ”SS-EN 1995 Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader”
- Nationella värden hämtas från ”BFS 2015:6 – EKS 10” (Boverket 2015)
- Dimensioneringsberäkningar för gipsskivor hämtas från ”Gyproc Handbok 6: handboken i lättbyggnadsteknik”

5 Genomförande och resultat av delberäkningar

5.1 Yttre vindlaster

Vindlaster beräknades enligt Eurokod 1 för Gotland. Terrängtypen valdes till 0 då garaget är beläget nära den gotländska kusten. För fullständiga beräkningar av yttre vindlaster se bilaga A.

5.1.1 Vindbelastning på väggar

Formfaktorer, karaktäristisk- och dimensionerande vindlast för garaget är beroende på vindriktning och redovisas i Tabell 13.

För att beräkna den dimensionerande vindlasten för de två väggarna multipliceras de karaktäristiska vindlasterna med partialkoefficienterna för dominerande vindlast. Säkerhetsklass 1 väljs eftersom det kan anses vara låg risk för allvarliga personskador. De dimensionerande vindlasterna mot väggarna beräknas enligt,

$$w_d = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_k \quad (37)$$

Där:

$$\gamma_d = 0.83 \text{ (säkerhetsklass 1)}$$

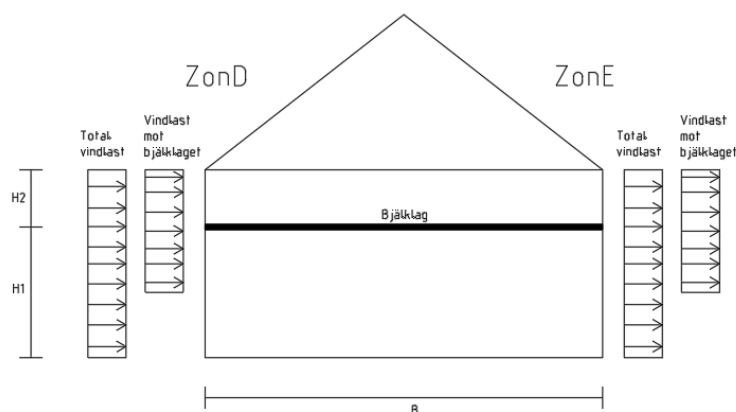
w_k = Karaktäristisk vindlast

Tabell 13: Sammanställning av formfaktorer, karaktäristisk- och dimensionerande vindlast i de olika zonerna.

Vindriktning	$\frac{h}{d}$	$c_{pe.10}$ (zon D)	$c_{pe.10}$ (zon E)	w_k zon D (kN/m ²)	w_k zon E (kN/m ²)	w_d zon D (kN/m ²)	w_d zon E (kN/m ²)
mot långsida	0.858	0.783	-0.466	0.713	-0.425	0.89	-0.53
mot kortsida	0.608	0.751	-0.387	0.685	-0.367	0.85	-0.46

5.1.1.1 Vind mot långsida

För att beräkna vindlasten som belastar bjälklaget (som linjelast) adderas bägge vindlasterna från zon D och E. Det antas också att vindlasten på övre halvan av vägghöjden belastar takskivan medan den andra andelen antas gå direkt ner i grunden. Hela vindlasten som belastar vindsvåningen antas belasta bjälklaget, se Figur 25.



Figur 25: Den effektiva höjden av den last som verkar mot bjälklagsskivan.

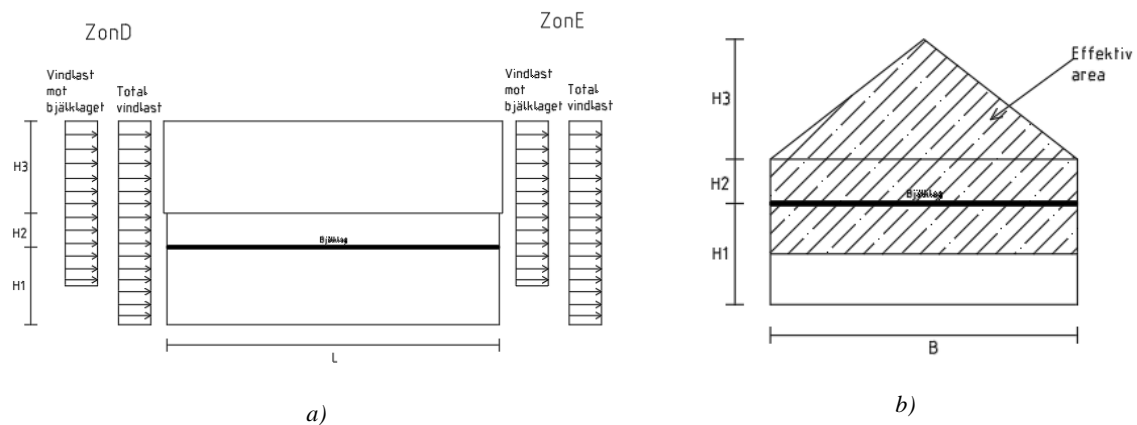
I Tabell 14 sammanställs den totala vindlasten som verkar mot bjälklagsskivan då vinden verkar mot garagets långsida.

Tabell 14: Total vindlast mot bjälklagsskivan då vinden verkar mot långsida vägg.

zon	w_d (kN/m ²)	$\frac{H1}{2} + H2$ (m)	Linjelast mot takskiva (kN/m)
D	0.89	2.25	2.0
E	-0.53	2.25	-1.2
Total vindlast			3.2

5.1.1.2 Vind mot gaveln

När vinden verkar mot gaveln på garaget är det den last som verkar mot kortsidan och husgaveln som definierar den linjelast som belastar bjälklaget. Som tidigare summeras vindlasten från zon D och E för att ta fram den totala lasten. Den totala lasten multipliceras sedan med den effektiva arean A_{eff} som definierar belastningsarean för bjälklaget och divideras sedan med garagets bredd för att få en jämfördelad linjelast på bjälklaget, se Figur 26.



Figur 26: a) Vindlasten som angriper gaveln (i zon D och i zon E). b) Definition på den effektiva area För beräkning av bjälklagets linjelast.

I Tabell 15 sammanställs den totala linjelasten på bjälklaget då vinden angriper garagets gavel.

Tabell 15: Total vindlast mot bjälklagsskivan då vinden verkar mot kortsida vägg.

zon	w_d (kN/m ²)	$\frac{A_{eff}}{b}$ (m)	Total linjelast på bjälklag (kN/m)
D	0.85	3.655	3.1
E	-0.46	3.655	-1.7
Total vindlast			4.8

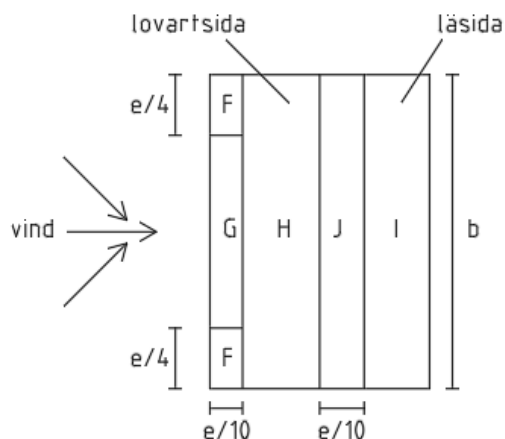
Där den effektiva arean kan beräknas enligt,

$$A_{eff} = b \cdot \left(H2 + \frac{H1}{2} \right) + \frac{H3 \cdot b}{2} \quad (38)$$

$$A_{eff} = 2.25 \cdot 7.3 + \frac{2.81 \cdot 7.3}{2} = 26.682 \text{ m}^2$$

5.1.2 Vindbelastning på tak

I Figur 27 visas indelning och ytorlekar på de vindbelastade zonerna på ett sadeltak.



Figur 27: Indelning och ytorlekar hos de vindbelastade zonerna på ett sadeltak.

Formfaktorerna för sadeltaket fås med hjälp av interpolering mellan värdena för 30° och 45° lutning i Tabell 16, då taklutningen på garaget är 34°. I Tabell 17 redovisas de karaktäristiska och dimensionerande krafterna i varje zon.

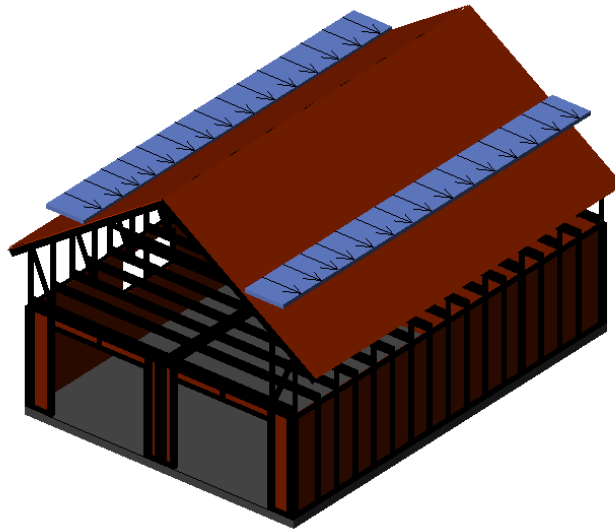
Tabell 16: Formfaktorer för sadeltak med lutning 30°, 34° och 45°.

Taklutning/zoner	F	G	H	I	J
30°	0.7	0.7	0.4	-0.4	-0.5
34°	0.7	0.7	0.453	-0.347	-0.447
45°	0.7	0.7	0.6	-0.2	-0.3

Tabell 17: Sammanställning av karakteristiska och dimensionerande vindlastresultat i varje tak zon.

takzon	$c_{pe.10}$	A (m ²)	w_k (kN)	w_d (kN)
F	0.7	5.305	3.4	4.2
G	0.7	5.305	3.4	4.2
H	0.453	39.861	16.5	20.5
I	-0.347	39.861	-12.6	-15.7
J	-0.447	10.609	-4.3	-5.4

Eftersom krafterna varierar beroende på zon summeras alla krafterna på lovarts respektive läsidan och divideras med den totala längden på garaget för att få ut den linjelast som verkar vinkelrät mot taket. Figur 28 visar den horisontella linjelast som verkar mot taket.



Figur 28: Vindlasten som linjelast på lovarts-, respektive läsidan som verkar horisontellt mot taket.

Ekvationen nedan visar och beräknar den horisontella linjelasten som angriper taket.

$$\sum \frac{w_{d,i} \cdot A_i}{l} \cdot \sin(\theta) \tag{39}$$

$$\frac{4.213 + 4.213 + 20.501 + |-15.677| + |-5.376|}{10.3} \cdot \sin(34) = 2.713 \text{ kN/m}$$

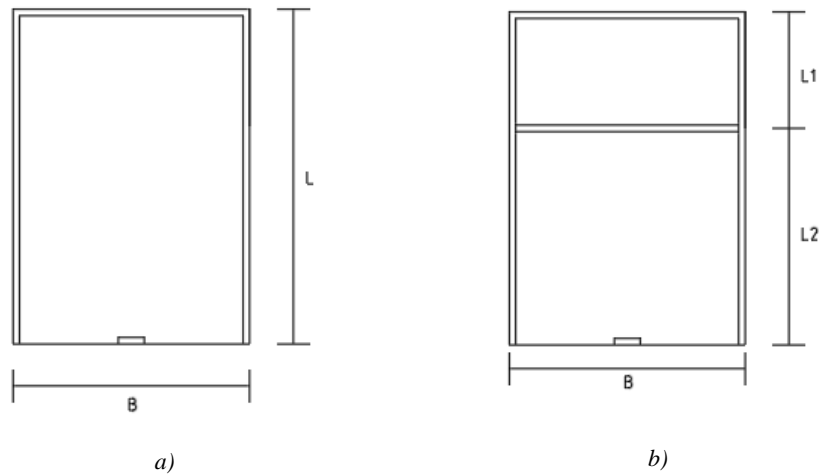
5.2 Dimensionerande laster på väggskivor

De laster som beräknats i kapitel 5.1 sammanställs i Tabell 18 alla horisontella vindlaster som verkar på bjälklagsskivan beroende på vindriktning. För fullständiga beräkningar se bilaga A.

Tabell 18: Sammanställning av vindlaster på bjälklagsskivan beroende på vindriktning.

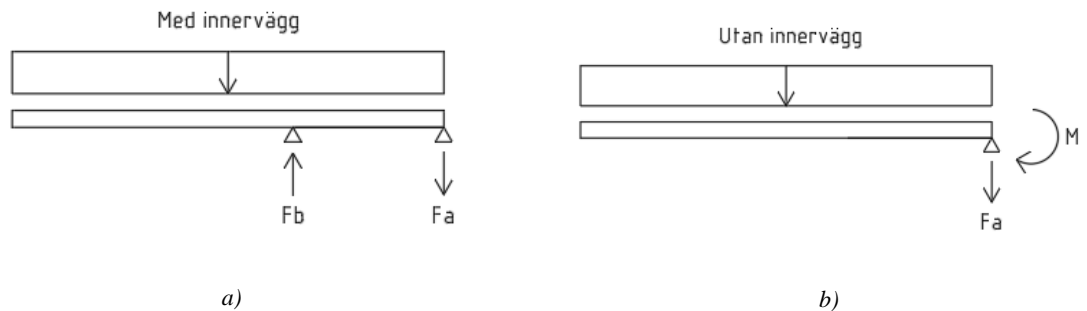
Vindriktning	Tak (kN/m)	Vägg (kN/m)	Totalt (kN/m)
Mot kortsida	0	4.8	4.8
Mot långsida	2.7	3.2	5.9

Två konstruktionslösningar för garaget studeras och jämförs. Ena fallet med bärande innervägg, och i det andra fallet utan bärande innervägg. I bägge fallen finns det en takskiva över hela takytan för att kunna fördela vindlasterna ut till väggarna, se Figur 29.



Figur 29: Garagekonstruktion a) utan innervägg b) med innervägg.

Två stycken beräkningsmetoder har genomförts för att beräkna lastfördelningen på skjuvväggarna, en som bygger på elastisk kraftfördelning och en som bygger på plastisk lastfördelning i skjuvväggarna. Den elastiska beräkningsmetoden bygger på att bjälklagsskivan betraktas som en elastisk balk på fasta stöd, se Figur 30.



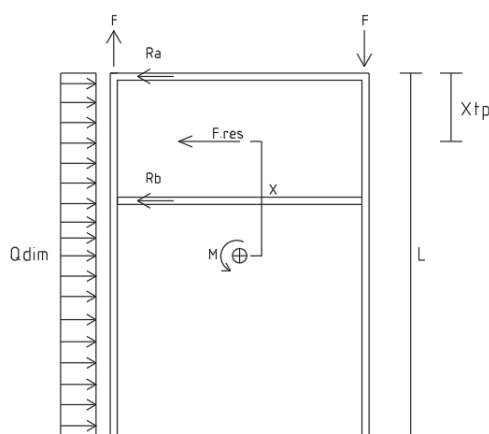
Figur 30: Statisk modell för bjälklagsskivan i ett garage a) med innervägg och b) utan innervägg.

I Tabell 19 sammanställs krafterna mot väggarna som beräknats genom den elastiska beräkningsmetoden.

Tabell 19: Sammanställning av upplagskrafter genom den elastiska beräkningsmetoden, vinden angriper mot långsidan.

	Upplag/reaktionskraft:	Kraft (kN)
Med innervägg:	R_a (gavelvägg)	-31.3
	R_b (Innervägg)	92.1
Utan innervägg:	R_a (gavelvägg)	60.8
	F (långsida väggar)	42.9

I den plastiska beräkningsmetoden antas lasterna R_a och R_b utifrån enkel kraftjämvikt. Det yttre momentet $M = F_{res} \cdot x$ antas tas upp av de vertikala väggarna som belastas med kraften F , se Figur 31. Detta kan antas eftersom det finns en bjälklagskiva över hela garaget.



Figur 31: Illustration av krafter baserat på plastisk deformation i skivväggarna.

I Tabell 20 sammanställs krafterna mot väggarna som beräknats genom den elastiska beräkningsmetoden.

Tabell 20: Sammanställning av upplagskrafter genom den plastiska beräkningsmetoden vid vind mot långsidan.

	<i>Upplag/reaktionskraft:</i>	<i>Kraft (kN):</i>
<i>Med innervägg:</i>	R_a (Gavelvägg)	20.3
	R_b (Innervägg)	40.5
	F (Långsida väggar)	22.9
<i>Utan innervägg:</i>	R_a (Gavelvägg)	60.8
	F (Långsida väggar)	42.9

När innervägg finns i garaget skiljer sig kraftfördelningen mellan de bägge två metoderna. I den elastiska beräkningsmetoden tas momentet upp i de två horisontella väggarna (gavelvägg, innervägg) medans i den plastiska metoden tas momentet upp av kraftparet F i de vertikala väggarna.

Då innervägg saknas finns det ingen skillnad i kraftfördelningen mellan de två beräkningsmetoderna. Upplaget F_a i Figur 30b räknas här som fast inspänt och momentet tas upp av ett kraftpar i de vertikala väggarna.

När vinden verkar på garagets gavel fördelar sig lasterna jämt utöver de två vertikala väggarna i bägge beräkningsmetoderna. I Tabell 21 sammanställs

krafterna mot väggarna som beräknats genom den elastiska beräkningsmetoden. För fullständiga beräkningar se bilaga A.

Tabell 21: Sammanställning av upplagskrafter vid vind mot kortsidan.

	Upplag:	Kraft (kN)
Med innervägg/ utan innervägg:	F (Långsida väggar)	17.5

5.3 Dimensionering av olika förbindares tvärkraftsbärförmåga

I nedanstående kapitel undersöks tre olika fall. Skruv i träskiva, skruv i gipsskiva och spik i träskiva. För fullständiga beräkningar se bilaga B.

5.3.1 Skruv i träskiva

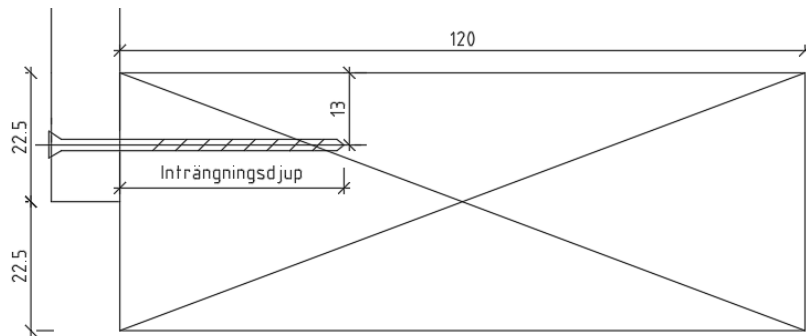
Vid beräkning av skruvar med diameter mindre än 6 mm så betraktas de på samma sätt som spikar. I beräkningarna har det antagits att skruvarnas centrumavstånd är 200 mm, detta ger 7 skruvar i skivans ovkant vid skivor med bredden 1200 mm, se Figur 32.



Figur 32: Illustration av antal skruvar i skivans överkant, samt deras centrumavstånd.

För att verifiera avståndsantagandena i respektive skiva, kontrolleras två avståndskrav enligt Eurokod. Dessa är centrumavståndet parallellt med fiberriktningen och avståndet från skruv till obelastad kant. För obelastad kant gäller kravet att avståndet $a_{4c} > 3 \cdot d_{\text{skruv}}$. Detta uppfylls om skruven fästs enligt, se Figur 33.

$$a_{4c} > 3 \cdot 4.2 = 12.6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad a_{4c} = 13.0 \text{ mm} \quad (40)$$



Figur 33: Tvärsnitt som visar skruvarnas placering i regelstommen

För minsta avstånd parallellt med fiberriktningen för förbindare utan förborrade hål gäller,

$$a_1 = (4 + \cos 0) \cdot d_{skruv} = (4 + 1) \cdot 4.2 = 21 \text{ mm} \quad (41)$$

Eftersom skruvarna är fästa med längre centrumavstånd än 21 millimeter sätter vi $a_1 = S_0 = 200 \text{ mm}$. Det effektiva antal skruvar kan beräknas enligt,

$$n_{eff} = \min \left\{ n_{skruv} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d_{skruv}}} = \min \left\{ 7 \cdot \sqrt[4]{\frac{200}{13 \cdot 4.2}} = 7.972 \right. \right. \quad (42)$$

$$a_{row} = \frac{7.972}{7} = 1$$

Vid beräkning av korrektionsfaktorn k_{mod} används ekvationen nedan, eftersom skiv-träförbanden består av trädelar av olika material.

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}} \quad (43)$$

I Tabell 22 sammanställs dessa korrektionsvärde beroende på skivmaterial. För noggrannare beräkning, se bilaga B.

Tabell 22: Korrektionsfaktor för ett förband med tvåbaserade trädelar med olika material.

	Konstruktionsvirke - Spånskiva	Konstruktionsvirke - OSB-skiva	Konstruktionsvirke - Plywoodskiva
k_{mod}	0.735	0.794	0.9

Konstruktionsvirkets och träskivornas bäddhållfasthet och förhållandet mellan dessa sammanställs i Tabell 23.

Tabell 23: Karakteristisk bäddhållfasthet för virkesstyckerna och förhållandet mellan förbandsdelarnas bäddhållfastheter.

	Konstruktionsvirke	Spånskiva	OSB	Plywood
Bäddhållfasthet [MPa] - $f_{h,1,k}$	18.66	-	-	-
Bäddhållfasthet [MPa] - $f_{h,2,k}$	-	33.49	33.49	52.69
β (Förhållande konstruktionsvirke - skiva)		0.557	0.557	0.354

Beräkning av skruvens flytmoment räknas enligt ekvation ekvationen nedan.

$$M_{y,r,k} = 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d_{skruv}^{2,6} = 0.3 \cdot 400 \cdot 4.2^{2,6} = 5.008 \cdot 10^3 \text{ Nmm} \quad (44)$$

Karakteristisk utdragshållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen och karakteristisk bärförmåga per skjuvningsplan och förbindare redovisas i Tabell 24. Vinkeln mellan träskruvens axel och fiberriktningen är 90 grader.

Tabell 24: Skruvens karakteristiska utdragshållfasthet och utdragsförmåga.

	Spånskiva	OSB	Plywood
$F_{ax,k}$ [MPa]	19.585	19.585	19.72
$F_{ax,k,Rk}$ [kN]	9.069	9.069	8.523

Följande ska ett antal brottmoder undersökas för enkelskäriga trä-träförband belastade i skjuvning. I ekvation (15) c–f, är första delen i högra ledet bärförmågan enligt Johansen's flytteori och andra delen är bidraget från så kallat linverkan. Bidraget av linverkan begränsas högst 100% av Johansendelen för skruv. Resultatet av skruvens karakteristiska bärförmåga visas i Tabell 25. För noggrannare beräkning, se bilaga B.

Tabell 25: Förbandets karakteristiska bärförmåga (inklusive linverkan) för de olika skivmaterialen [kN]

	Spånskiva	OSB	Plywood
$F_{v,Rk1}$ [kN]	1.407	1.407	2.656
$F_{v,Rk2}$ [kN]	3.213	3.213	3.056
$F_{v,Rk3}$ [kN]	2.33	2.33	2.452
$F_{v,Rk4}$ [kN]	1.598	1.598	2.046
$F_{v,Rk5}$ [kN]	2.724	2.724	2.746
$F_{v,Rk6}$ [kN]	2.31	2.31	2.476

Det minsta värdet för respektive skivmaterial i Tabell 24 används för att beräkna den dimensionerande bärförmågan för skruvförbandet. I Tabell 26 sammanställs förbandens bärförmåga för de tre skivmaterialen, där $F_{f,Rd}$ är den dimensionerande bärförmågan ökad med en faktor 1.2.

Tabell 26: Dimensionerande bärförmåga med och utan faktor 1.2.

	<i>Spånskiva</i>	<i>OSB</i>	<i>Plywood</i>
$F_{v,Rd} [kN]$	0.795	0.931	1.416
$F_{f,Rd} [kN]$	0.954	1.117	1.7

5.3.2 Skruv i gipsskiva

Följande beräkningar baseras på ett antal värden för skruvförband med gipsskiva mot träregel, se erhållna värden för skruvens karakteristiska bärförmåga i Tabell 26 och produktdatablad i bilaga F (Knaufdanogips). De framtagna värdena gäller för 1200 mm breda gipsskivor på regler med ett centrumavstånd på 600 mm. Skruvavståndet är 200 mm längs skivans kanter och 300 mm i skivans mitt.

För att beräkna gipsskivans dimensionerande bärförmåga behövs värden för k_{mod} och γ_m . Dessa värden antas vara desamma som för plywood. Detta antagande görs för att k_{mod} är en omräkningsfaktor för trä och finns inte att hitta hos gips. Skruvförbandets dimensionerande förbandsvärde $F_{v,d}$ redovisas i Tabell 27.

Tabell 27: Karakteristisk och dimensionerande bärförmåga för gips-träförband.

<i>Gipsskiva</i>	<i>Normalgips</i>	<i>Hårdgips</i>
$F_{v,k} [kN]$	0.522	0.855
$F_{v,d} [kN]$	0.392	0.641

5.3.3 Spik i träskivor

Beräkningarna för spikförbandens tvärkraftsbärförmåga baseras på samma typ av beräkningar som för skruvens tvärkraftsbärförmåga. För fullständiga beräkningar se bilaga B.

Sammanställning av spikförbandets tvärkraftsbärförmåga i respektive skivmaterial och brottmoder visas i Tabell 28.

Tabell 28: Sammanställning av spikförbandets karakteristiska bärförmåga för förbindare med ett skjuvningsplan, inklusive linverkan.

	<i>Spånskiva</i>	<i>OSB</i>	<i>Plywood</i>
$F_{v.Rk1}$	1.044	1.044	1.164
$F_{v.Rk2}$	2.025	2.025	1.924
$F_{v.Rk3}$	0.9	0.882	0.826
$F_{v.Rk4}$	0.599	0.599	0.611
$F_{v.Rk5}$	1.005	0.98	0.914
$F_{v.Rk6}$	0.791	0.766	0.735

Det minsta värdet för alla skivmaterial i Tabell 28 används för att räkna fram den dimensionerande bärförmågan för spikförbandets överkant. I Tabell 29 sammanställs bärförmågan hos de tre skivmaterialen, där $F_{f.Rd}$ är den dimensionerande bärförmågan ökad med en faktor 1.2.

Tabell 29: Dimensionerande bärförmåga med och utan faktor 1.2.

	<i>Spånskiva</i>	<i>OSB</i>	<i>Plywood</i>
$F_{v.Rd} [kN]$	0.339	0.396	0.459
$F_{f.Rd} [kN]$	0.406	0.475	0.55

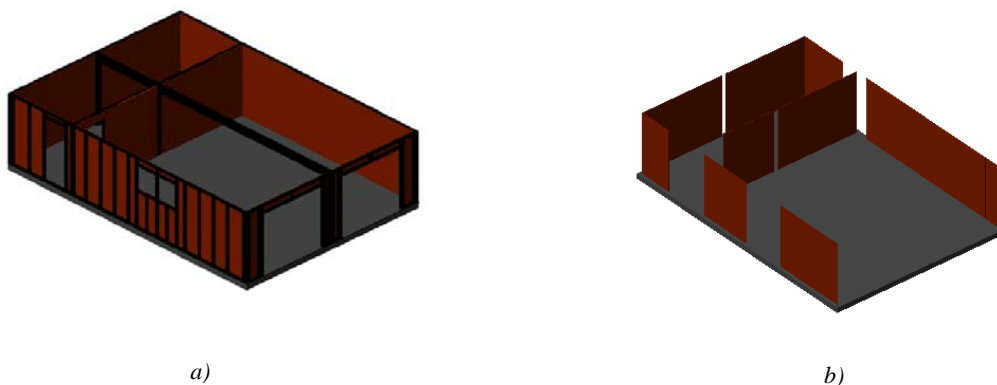
5.4 Dimensionering av skivväggarnas skjuvbärförmåga

Baserat på skiv-träförbandets bärförmåga kan den dimensionerande skjuvbärförmågan hos varje skivvägg bestämmas. I Tabell 30 visas en sammanställning över bärförmågan hos olika förbandstyper ifrån kapitel 5.3.

Tabell 30: Dimensionerande bärförmåga ($F_{f.Rd}$) hos de olika förbanden.

<i>Förbind-are:</i>	<i>Plywood</i>	<i>Spånskiva</i>	<i>OSB-skiva</i>	<i>Hårdgips-skiva</i>	<i>Normalgips-skiva</i>
<i>Spik:</i>	0.55 kN	0.406 kN	0.475 kN	-	-
<i>Skruv:</i>	1.7 kN	0.954 kN	1.117 kN	0.641 kN	0.392 kN

Den dimensionerande skjuvbärförmågan hos varje skivvägg beräknas enligt kapitel 2.6.1. För att beräkna den totala bärförmågan i varje vägg summeras bärförmågan för varje skivelement. De skivor som antas bidra till väggarnas bärförmåga visas i Figur 34b. Skivor som har en bredd mindre än $\frac{h}{4}$ och skivor under och över öppningar antas ej bidra till den dimensionerande bärförmågan för väggen. För fullständiga beräkningar se bilaga C.



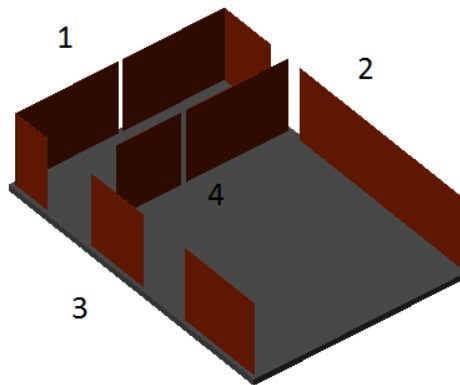
Figur 34: Illustration av a) alla skivväggar i garaget och b) de väggskivor som bidrar till väggarnas totala bärförmåga.

6 Resultat

I detta kapitel presenteras resultatet från undersökningen som beskrivits i föregående kapitel. För varje regelvägg kontrolleras deras skjuvbärförmåga mot väggarnas horisontella vindlast. Konstruktionens beroende av skivmaterial, typ av förbindare och utformning studeras speciellt.

6.1 Skivväggarnas skjuvbärförmåga

Sammanställning av skivväggarnas totala skjuvbärförmåga visas i Tabell 31, där centrumavståndet mellan förbindarna antas till 200 mm. I Figur 35 visas alla väggskivor som antas bidra till väggarnas totala bärförmåga. För fullständiga beräkningar se bilaga D.



Figur 35: Väggskivorna som antas bidra till totala bärförmågan med numrering.

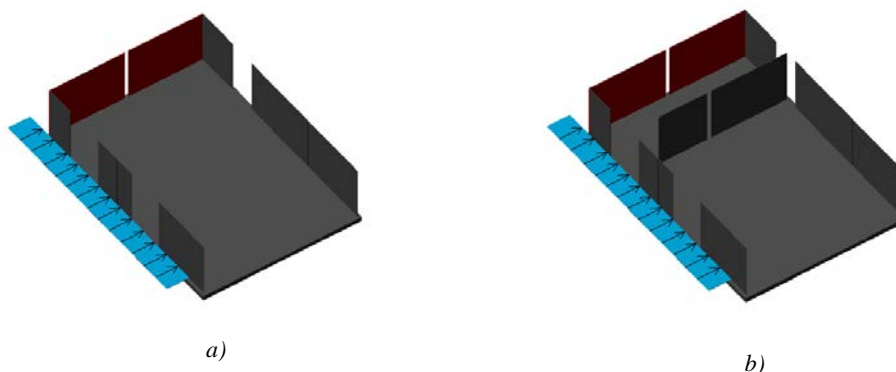
Tabell 31: Skivväggarnas totala skjuvbärförmåga beroende på skivmaterial och typ av förbindare.

Vägg:	Skivmaterial:	Väggarnas skjuvbärförmåga $F_{v,Rd}$ (kN)				
		Plywood	Spånskiva	OSB-skiva	Normalgips	Hårdgips
1	Spik:	17.6	12.5	14.9	-	-
	Skruv:	53.5	30.0	35.1	10.3	22.5
2	Spik:	22.7	16.2	19.3	-	-
	Skruv:	69.0	38.7	45.4	14.8	32.4
3	Spik:	14.3	10.2	12.1	-	-
	Skruv:	43.3	24.3	28.4	6.6	14.5
4	Spik:	28.4	20.2	24.1	-	-
	Skruv:	86.2	48.4	56.7	15.9	34.8

6.2 Verifiering av väggarnas skjubbärförmåga mot dimensionerande vindlast

I tabellerna nedan verifieras väggarnas bärförmåga mot de horisontella lasterna framtagna genom den plastiska- och den elastiska beräkningsmetoden. Väggarna jämförs med avseende på skivmaterial och typ av förbindare samt om en innervägg finns placerad i garaget. I Figur 36- Figur 41 visas en illustration över vindriktning och vilken vägg som kontrolleras.

I Tabell 32 kontrolleras gavelväggen då vinden angriper mot långsidan. I detta fall klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood-, spån-, hårdgips- och OSB-skiva med skruv som förbindare. Detta förutsatt att plastisk kraftfördelning antas och att en skivbeklädd innervägg finns placerad i garaget. Skulle elastisk kraftfördelning antas klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood- och OSB-skiva där skruv används som förbindare. Detta förutsatt att en skivbeklädd innervägg finns placerad i garaget.

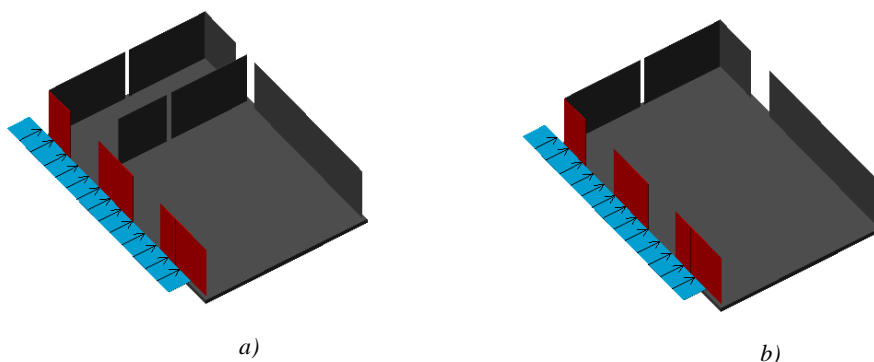


Figur 36: Gavelvägg kontrolleras då vinden angriper ifrån långsidan då a) det ej finns innervägg, b) det finns innervägg.

Tabell 32: Kontroll av gavelvägg (skiva 1) när vinden angriper garagets långsida.

	Typ av förbindare	Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
Väggens skjumbärförmåga (kN):	Spik:	17.6	12.5	14.9	-	-
	Skruv:	53.5	30.0	35.1	10.3	22.5
Plastisk kraftfördelning, hus med innervägg	20.3					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK		
	Skruv	OK	OK	OK	Ej OK	OK
Plastisk kraftfördelning, hus utan innervägg	60.8					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK
Elastisk kraftfördelning, hus med innervägg	31.3					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv	OK	Ej OK	OK	Ej OK	Ej OK
Elastisk kraftfördelning, hus utan innervägg	60.8					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK

I Tabell 33 kontrolleras långsida vägg då vinden angriper mot långsidan. I detta fall klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood-, spånskiva-, OSB-skiva och med skruv som förbindare. Detta förutsatt att plastisk kraftfördelning antas och att en innervägg finns placerad i garaget. Då innervägg saknas klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywoodskivor som skruvas. Detsamma gäller då elastisk kraftfördelning antas och det ej finns någon innervägg placerad i garaget.

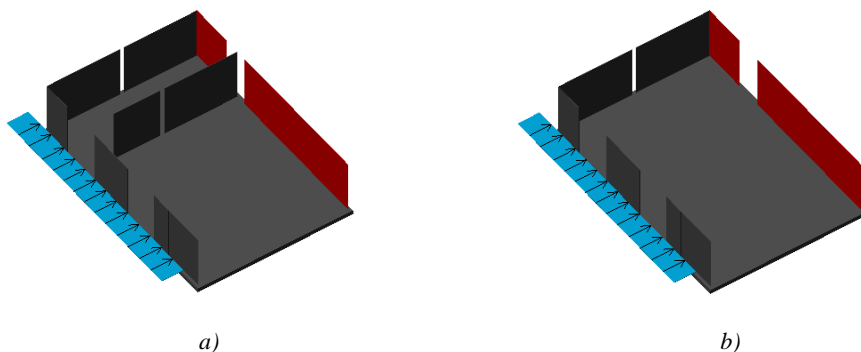


Figur 37: Långsida vägg kontrolleras då vinden angriper ifrån långsidan då a) det ej finns innervägg, b) det finns innervägg.

Tabell 33: Kontroll av långsida vägg (skiva 3) när vinden angriper garagets långsida.

	Typ av förbindare	Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
Väggens skjubbärförmåga (kN):	Spik:	14.3	10.2	12.1	-	-
	Skruv:	43.3	24.3	28.4	6.6	14.5
Plastisk kraftfördelning, hus med innervägg	22.9					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK		
	Skruv	OK	OK	OK	Ej OK	Ej OK
Plastisk kraftfördelning, hus utan innervägg	42.9					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv	OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK
Elastisk kraftfördelning, hus med innervägg	0					
	Spik	OK	OK	OK	-	-
	Skruv	OK	OK	OK	OK	OK
Elastisk kraftfördelning, hus utan innervägg	42.9					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK

I Tabell 34 kontrolleras långsida vägg då vinden angriper mot långsidan. I detta fall klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood-, spånskiva-, hårdgips-, OSB-skiva och med skruv som förbindare. Detta förutsatt att plastisk kraftfördelning antas och att en innervägg finns placerad i garaget. Då innervägg saknas klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood- och OSB-skivor som skruvas. Detsamma gäller då elastisk kraftfördelning antas och det ej finns någon innervägg placerad i garaget.

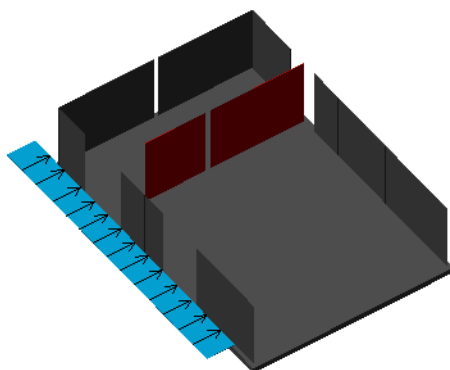


Figur 38: Långsida vägg kontrolleras då vinden angriper ifrån långsidan då a) det ej finns innervägg, b) det finns innervägg.

Tabell 34: Kontroll av långsida vägg (skiva 2) när vinden angriper garagets långsida.

	Typ av förbindare	Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normal-gips	Hårdgips
Väggens skjuvbärförmåga (kN):	Spik:	22.7	16.2	19.3	-	-
	Skruv:	69.0	38.7	45.4	14.8	32.4
Plastisk kraftfördelning, hus med innervägg	22.9					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK		
	Skruv	OK	OK	OK	Ej OK	OK
Plastisk kraftfördelning, hus utan innervägg	42.9					
	Spik	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv	OK	Ej OK	OK	Ej OK	Ej OK
Elastisk kraftfördelning, hus med innervägg	0					
	Spik	OK	OK	OK	-	-
	Skruv	OK	OK	OK	OK	OK
Elastisk kraftfördelning, hus utan innervägg	42.9					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	OK	Ej OK	OK	Ej OK	Ej OK

I Tabell 35 kontrolleras innerväggen då vinden angriper mot långsidan. I detta fall klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood-, spånskiva-, OSB-skiva och med skruv som förbindare. Detta förutsatt att plastisk kraftfördelning antas.

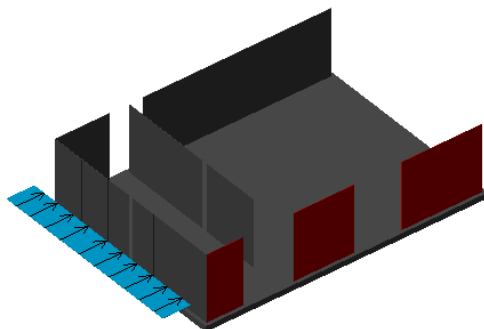


Figur 39: Innervägg kontrolleras då vinden angriper ifrån långsidan.

Tabell 35: Kontroll av innervägg (skiva 4) när vinden angriper garagets långsida.

	Typ av förbindare	Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
Väggens skjuvbärförmåga (kN):	Spik:	28.4	20.2	24.1	-	-
	Skruv:	86.2	48.4	56.7	15.9	34.8
Plastisk kraftfördelning	40.5					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	OK	OK	OK	Ej OK	Ej OK
Elastisk kraftfördelning	92.0					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK	Ej OK

I Tabell 36 kontrolleras långsida vägg då vinden angriper mot kortsidan. I detta fall klarar skivväggen endast att stabilisera med hjälp av plywood-, spånskiva-, OSB-skiva och med skruv som förbindare. Detta gäller oavsett om plastisk- eller elastisk kraftfördelning antas.

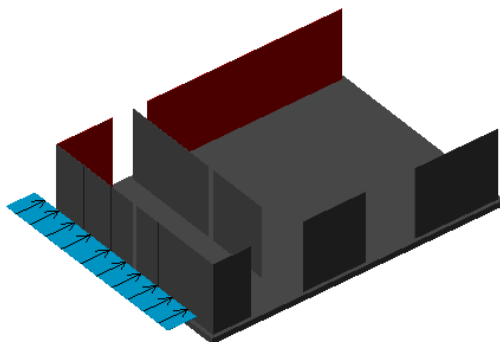


Figur 40: Långsida vägg kontrolleras då vinden angriper ifrån kortsidan.

Tabell 36: Kontroll av långsida vägg (skiva 3) när vinden angriper garagets kortsida.

	Typ av förbindare	Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
Väggens skjuvbärförmåga (kN):	Spik:	14.3	10.2	12.1	-	-
	Skruv:	43.3	24.3	28.4	6.6	14.5
Plastisk kraftfördelning	17.5					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	OK	OK	OK	Ej OK	Ej OK
Elastisk kraftfördelning	17.5					
	Spik:	Ej OK	Ej OK	Ej OK	-	-
	Skruv:	OK	OK	OK	Ej OK	Ej OK

I Tabell 37 kontrolleras långsida vägg då vinden angriper mot kortsidan. I detta fall klarar skivväggen att stabilisera med hjälp av alla testmaterial förutsatt att skruv används som förbindare. Om spik används som förbindare klarar skivväggen stabilisera med hjälp av plywood- och OSB-skiva. Detta gäller oavsett om plastisk- eller elastisk kraftfördelning antas.



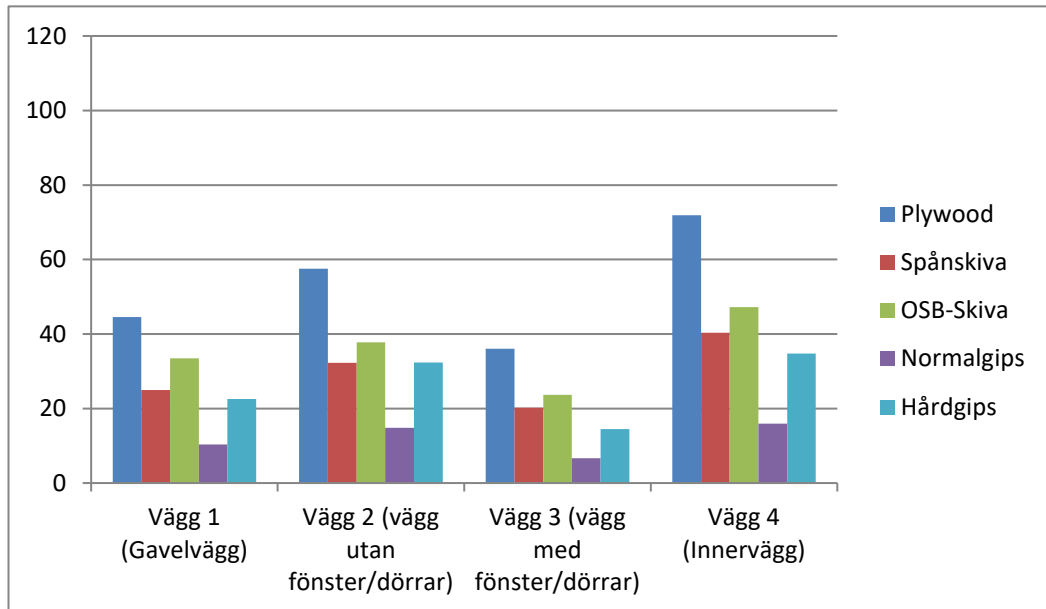
Figur 41: Långsida vägg kontrolleras då vinden angriper ifrån kortsidan.

Tabell 37: Kontroll av långsida vägg (skiva 2) när vinden angriper garagets kortsida.

	Typ av förbindare	Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
Väggens skjubbärförmåga (kN)::	Spik:	22.7	16.2	19.3	-	-
	Skruv:	69.0	38.7	45.4	14.8	32.4
Plastisk kraftfördelning	17.5					
	Spik:	OK	Ej OK	OK	-	-
	Skruv:	OK	OK	OK	OK	OK
Elastisk kraftfördelning	17.5					
	Spik:	OK	Ej OK	OK	-	-
	Skruv:	OK	OK	OK	OK	OK

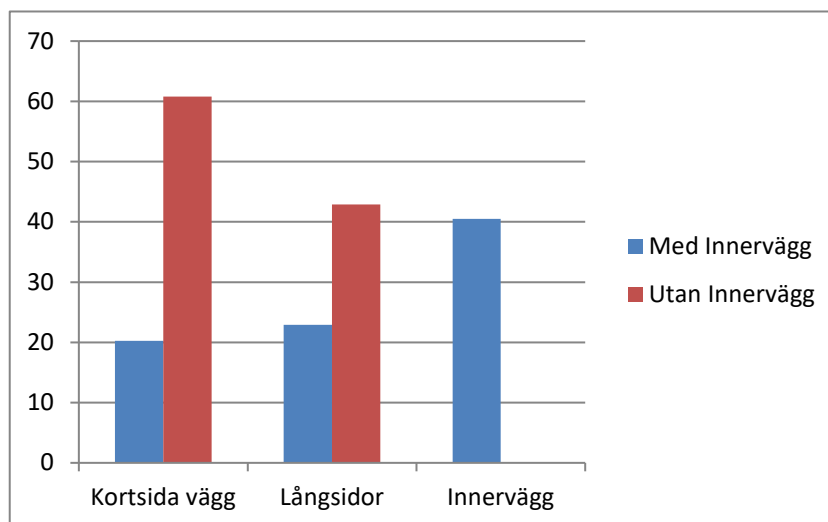
7 Analys

I Figur 42 visas de fyra olika väggarnas totala bärförmåga med skruvförband beroende på skivmaterial.



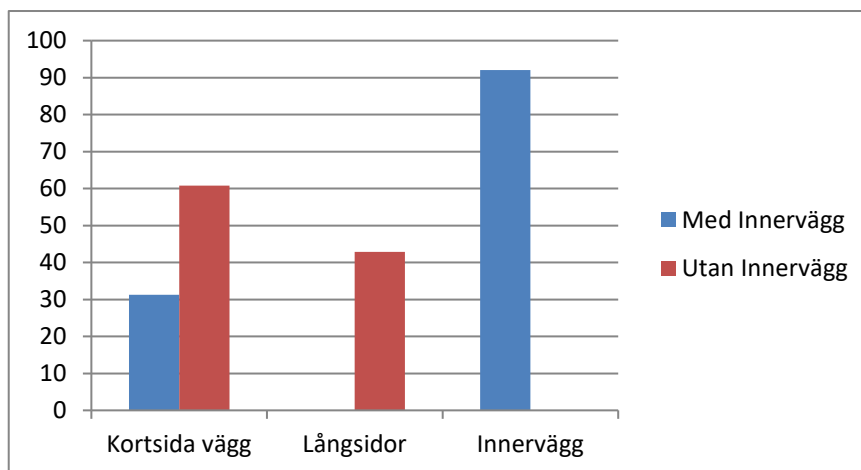
Figur 42: Skivväggarnas totala bärförmåga med skruvförband och olika skivmaterial.

I Figur 43 visas de horisontella krafterna som verkar på de olika väggarna, för garage med och utan innervägg. Krafterna har beräknats med den plastiska beräkningsmetoden vilket innebär att väggarna på långsidan antas ta upp det bidragande momentet från vindlasten.



Figur 43: Kraftfördelning på de olika väggarna enligt den plastiska beräkningsmetoden när vinden angriper garagets långsida.

I Figur 44 visas de horisontella krafterna som verkar på de olika väggarna enligt den elastiska beräkningsmetoden vilket innebär att de horisontella väggarna antas ta upp det bidragande momentet från vindlasten.



Figur 44: Kraftfördelning på de olika väggarna enligt den elastiska beräkningsmetoden när vinden angriper garagets långsida.

Resultatet visar att innerväggen i garaget är den vägg som har högst bärförmåga eftersom det finns skivor på båda sidor av reglarna. Detta stämmer bra överens med teorin där skjuvbärförmågan för en hel vägg beror på antal effektiva skivor (Vessby et al. 2014). I resultatet framgår att det starkaste skivmaterialen är plywood och OSB. Detta p.g.a. skivornas relativt höga bäddhållfasthet.

Den vägg som har lägst bärförmåga är den långsidan med fönster och dörrar. Denna vägg har stora håligheter i sig och en stor del skivor kan ej räknas som stabiliserande utifrån den beräkningsmetod som studien utgått ifrån. Väggarna vid garageuppfarten kan ej räknas som stabiliserande. Detta eftersom skivorna i denna vägg är så pass små och det finns stora håligheter i denna vägg (SIS 2009). Då skivorna vid garageuppfarten ej kan räknas som stabiliserande blir garagets uppbyggnad osymmetriskt och ett moment bildas då vinden angriper mot långsidan.

Resultatet visar att garaget är som mest utsatt när vinden belastar garagets långsida. Detta beror framförallt på den momentbelastning som garaget utsätts för p.g.a. husets osymmetriska vägguppbyggnad då skivväggen vid garageuppfarten ej antas bidra till garagets totala horisontella bärförmåga (SIS 2009). Då det ej finns någon innervägg i garaget fås högst belastning på skivväggarna. Detta eftersom det då försvinner ett upplag och krafterna i detta fallet endast kan fördela sig på tre väggar. I samtliga fall när innervägg saknas klarar väggarna ej att stabilisera mot de yttre vindlasterna.

I samtliga fall när vinden belastar garagets långsida klarar spikförbanden ej att stabilisera mot vindlasterna. För skivmaterialen plywood och OSB så klarar sig alla väggar vid plastisk kraftfördelning då skruv används som

förbindare. Skruv är alltså att föredra som förbindare då den har betydligt bättre draghållfasthet än spiken (SIS 2004).

I praktiken bör även skivorna vid garageuppfarten och skivor över och under öppningar bidra till väggens totala bärförmåga. För att undersöka detta bör man utgå ifrån den plastiska beräkningsmetoden där även dessa skivor tas i beaktning (Källsner och Girhammar 2008). I undersökningen har panelens inverkan på väggarnas stabilitet ej tagits i beaktning. Men i praktiken bör även panelen påverka väggarnas totala bärförmåga något. I denna rapport har panelens inverkan försumrats, men i en framtida studie vore det intressant att även undersöka detta.

En intervju med statiker Leif Windborg¹ har genomförts som belyser problematiken med just garage av den typ som undersöks i denna studie. Han menar att det är ett mycket vanligt problem att garagebyggnader börjar svaja och att man behöver stärka upp konstruktionen i efterhand i form av momentstyva hörn eller vertikala stag. Windborg¹ menar att många inom branschen betraktar en carport eller garage som en lätt konstruktion och att många hustillverkare skulle behöva analysera sina garage.

¹ Leif Windborg Statiker Anebyhusgruppen, personlig intervju den 30 november 2017

8 Diskussion och slutsats

8.1 Metoddiskussion

Grundläggande kunskaper från tidigare kurser kunde tas till användning i en stor del av beräkningarna. Detta gjorde att ett antal steg blev enklare att igenkänna och räknas fram. Men kring området skivstabilitet av regelväggar saknades en mängd förkunskaper, detta gjorde att den första tiden främst gick åt att sätta sig in i ämnet.

För att beräkna ut kraftupptagningen av garagets skivväggar användes två beräkningsmetoder. Dels en metod som bygger på elastisk kraftfördelning i skivväggarna och dels en metod som bygger på plastisk kraftfördelning. I den plastiska beräkningsmetoden antas kraftfördelningen i väggarna utifrån global jämnviktsbetraktelse, se kapitel 5.2.2. Denna beräkningsmetod kan ifrågasättas eftersom den kan kräva stora deformationer (rotationer) hos vissa väggelement innan hela väggar börjar plasticeras.

Den elastiska beräkningsmetoden ger höga laster, speciellt i innerväggen på grund av det bidragande momentet. I verkligheten bör övriga konstruktionsdelar hjälpa till att motverka detta moment. Det kan därför ifrågasättas rimligheten att dimensionera skivväggarna efter denna metod. Frågan är alltså hur kraftfördelningen ser ut i praktiken och hur svajig en sådan konstruktion skulle bli. Detta kan ha påverkat validiteten resultatet.

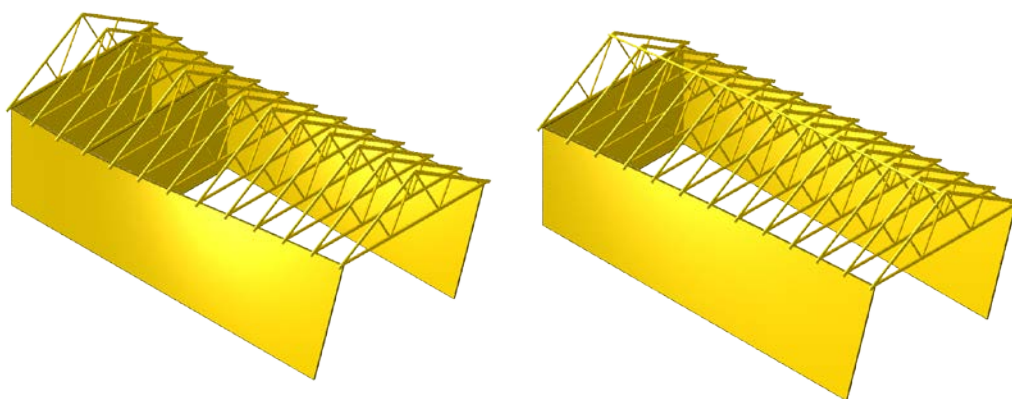
För att beräkna skivväggarnas bärförmåga enligt Eurokod har front och slutregel antagits som fast förankrade till plattan. I praktiken finns där en syll som är förankrad mot plattan som i sin tur fästs mot de vertikala reglarna. Även detta kan ha påverkat validiteten i resultatet.

Efter att utgått från Eurokod har den använda beräkningsmetoden förutsatts till att väggen mot garageentrén och väggdelarna under och över fönster/dörrar ej kan bidra till väggarnas skjuvbärförmåga, detta då skivorna är så pass små i dessa zoner. I praktiken bör dessa skivor bidra till bärförmågan och därmed påverka resultatet. För att få fram ett mer exakt resultat på skivväggarnas bärförmåga skulle noggrannare studier kunna göras genom den plastiska dimensioneringsmetoden som beskrivs i Källsner och Girhammar (2008), där dessa skivor tas i beaktning.

8.2 Resultatdiskussion

Genom den plastiska beräkningsmetoden fördelar sig de horisontella vindlasterna jämnare över alla väggar i garaget jämfört med i den elastiska metoden där lasten endast fördelas över de horisontella väggarna. Därför föredras den plastiska beräkningsmetoden då det går att utnyttja alla väggarna optimalt. Men huruvida lasterna fördelas i praktiken bör studeras djupare.

Resultatet visar att innerväggen i garaget har stor betydelse för konstruktionens horisontalstabilitet. I Figur 45 visas hur garaget skulle deformeras med och utan innervägg när det inte finns någon bjälklagsskiva. Deformationerna ser ganska snarlika ut, men i figuren med innervägg belastas konstruktionen med nästan tre gånger så stor last jämfört med i figuren utan innervägg. Detta visar på den stora betydelsen av att ha en innervägg som kan fungera som ett extra upplag i konstruktionen. Men det som är mest avgörande för horisontalstabiliteten av en byggnad som denna är att det finns bjälklagsskiva över hela byggnaden, detta för att långsideväggarna skall kunna fungera som stabiliserande väggar, se Figur 1 som illustrerar bra hur bjälklagsskivan styvar upp hela konstruktionen. Observera att i beräkningarna har det antagits att det finns bjälklagsskiva över hela byggnaden. Kontroll av bjälklagets skjubbärförmåga har inte ingått i detta arbete.



Figur 45: Illustration av garagets deformation med och utan innervägg och utan bjälklagsskiva då vinden verkar mot långsidan. Med medgivande (Sigurdur Ormarsson)

För att få ytterligare bättre stabilitet i konstruktionen skulle skruven kunna fästas tätare. I denna studie har ett centrumavstånd på 200 millimeter använts mellan förbindarna, om detta avstånd minskar fås en större bärförmåga i varje skivvägg. Dubbla skivor i ytterväggarna skulle också öka bärförmågan. Detta skulle såklart leda till högre material- och arbetskostnader, men skulle öka stabiliteten avsevärt. Plywood är det material i undersökningen som är mest lämpat att använda ur

stabiliseringssynpunkt men är också nästan dubbelt så dyrt som spånskivan. En vanlig metod är att använda både spån- och gipsskiva för att underlätta infästningar i regelväggarna. Materialkostnaden för detta är ungefär lika stor som för att endast använda plywood. Det hade därför vart intressant att i en framtida studie undersöka dessa två typväggar.

I denna studie undersöks ett garage som är beläget vid den gotländska kusten och utgår därför från en referensvind på 24 m/s. Denna referensvind är densamma även in mot fastlandet. Generellt kan sägas att vindhastigheten är betydligt större vid kusten än vad den är in mot landet, ändå utgår Eurokod ifrån samma vindhastighet vid beräkning i tex Gotland och Växjö. Vi tror därför att hustillverkare och branschen i sig behöver ta hänsyn till mer lokala förhållanden där byggnaden skall stå.

8.3 Slutsats

Ifrån studien kan följande slutsatser dras:

- Med hjälp av plywood eller OSB-skiva kan garageväggarna klara av att stabilisera mot de yttre vindlasterna då skruv används som förbindare. Detta förutsatt att det finns en innervägg i garaget och att undersökningen utgår ifrån den plastiska beräkningsmetoden där de två väggarna på långsidan antas ta upp det bidragande momentet när vinden angriper mot ena långsidan.
- Då den valda spiken används som förbindare klarar garaget ej att stabilisera i något utav fallen. Det är därför olämpligt att använda spik som förbindare mellan skiva och regelvägg.

Referenser

- Barometern 2010. *Carporten som gungar om man sätter axeln mot*.
<http://www.barometern.se/oland/carporten-som-gungar-om-man-satter-axeln-mot/> [Hämtad 2017-03]
- Berg, Samuel A. 2009. *Stommar av betong, trä och stål och byggnadens klimatskydd*. Stockholm. Lärnö AB.
- Bergkvist, Per och Fröbel, Johan. 2013. *Att välja trä*. Stockholm. Svenskt Trä.
- Boverket. 2015. BFS 2015:6 - *EKS 10*. Boverkets författarsamling. Karlskrona.
- Boverket. 2015. *Karta med snölastzoner*.
<http://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/sa-har-anvander-du-eks/karta-med-snolastzoner/>
[Hämtad 2017-05]
- Boverket. 2015. *Karta med vindlastzoner*.
<http://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/sa-har-anvander-du-eks/karta-med-vindlastzoner/>
[Hämtad 2017-05]
- Burström, Per Gunnar. 2001. *Byggnadsmaterial*. Lund. Studentlitteratur AB.
- Carling, Olle. 1992. *Dimensionering av träkonstruktioner*. Solna. Svensk byggtjänst med stöd av Träteknik och statens råd för byggnadsforskning.
- Carling, Olle. 1992. *Dimensioneringar av träkonstruktioner*. Svensk byggtjänst med stöd av Träteknik och Statens råd för byggnadsforskning. ss 148.
- Fryk, Hans, Nylinder, Mats och Woxblom, Åsa. 2007. *Ädellöv Virke och förädling*. Andra upplagan. Uppsala.
- Gyproc 2007. *Gyproc handbok 7: handboken i lättbyggnadsteknik*. Bålsta. Gyproc.
- Ibrahim, Mohamed. 2016. Estimating the sustainability returns of recycling construction waste from building projects. *Sustainable Cities And Society*. 23. s. 78-93.
- Johansson, Marie. 2009. *Träbyggnadsteknik*. Växjö. Institutionen för teknik och design. Växjö Universitet.

Knaufdanogips 2013. *Tillverkning av gipsskivor — steg för steg*.
<http://www.knaufdanogips.se/index.php/om-oss/om-oss-tillverkning>
[Hämtad 2017-04]

Knaufdanogips (u.å). *Classic Board*. [Produktdatablad].
http://www.knaufdanogips.se/index.php/filbibliotek/produktdatablad/details/24/2/produkt-datablad-classic-board?layout=listone&contentbuilder_download_file=0b4f3fe945c6c75cce9c5492cf586446628a0c4e

Knaufdanogips (u.å). *Solid Board*. [Produktdatablad].
http://www.knaufdanogips.se/index.php/filbibliotek/produktdatablad/details/24/49/produkt-datablad-solid-board?layout=listone&contentbuilder_download_file=c4300ff21204d3f5c50afd3407f6fecba8e49bba

Källsner, Bo och Girhammar, Ulf Arne. 2008. *Horisontalstabilisering av träregelstommar*. SP rapport, 0284-5172; 2008:47. Stockholm. SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut.

Källsner, Bo och Girhammar, Ulf Arne. 2009. Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls—elastic model. *Materials and Structures*. 42. s. 301-320.

Martinsson. 2017. *Rek. Stommar*.
<http://www.martinsons.se/byggnader/industri-lokaler/rek-stommar> [Hämtad 2017-05].

Mellby garage 2017. *Vindstabilitet av carport-en viktig detalj*.
<https://www.mellbygarage.se/sv/privat/blogg/vindstabilisering-av-carport--en-viktig-detalj/index1,260.htm?id=791> [Hämtad 2017-03]

Näslund, Ida, Johnsson, Helena. 2014. Horizontal Displacements in Medium-Rise Timber Buildings: Basic FE Modeling in Serviceability Limit State. *Materials and Joints in Timber Structures*. s. 3-12.

Svenskt trä. 2016a. *Att välja trä*. <http://www.svenskttra.se/om-tra/att-valja-tra/> [Hämtad 2017-03]

Svenskt trä. 2016b. *Trä i byggprocessen*. <http://www.svenskttra.se/om-tra/att-valja-tra/bygga-i-tra/> [Hämtad 2017-03]

Sveriges byggindustrier 2015. *Fakta om byggandet*.
https://publikationer.sverigesbyggindustrier.se/Userfiles/Info/491/FoB_2015.pdf [Hämtad 2017-03]

Sveriges träbyggnadskansli 2017. *Vanliga frågor om trähus*.
<http://www.trabyggnadskansliet.se/vanliga-fragor-om-trahus> [Hämtad 2017-05]

Swedish Standard institute (SIS). 2010. SS-EN 1990 *Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2011. SS-EN 1991-1-1 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2005. SS-EN 1991-1-3 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster – Snölast*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2008. SS-EN 1991-1-4:2005 *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2009. SS-EN 1995-1-1:2004 *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2001. SS-EN 12369-1 *Träbaserade skivor – Karakteristiska värden för bärande konstruktioner – Del 1: Strimlespånskivor (OSB), spånskivor och träfiberskivor*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2011. SS-EN 12369-2:2011 *Träbaserade skivor – Karakteristiska värden för bärande konstruktioner – Del 2: Plywood*. Sverige.

Swedish Standard institute (SIS). 2016. SS-EN 338:2016 *Träkonstruktioner – Konstruktionsvirke – Hållfasthetsklasser*. Sverige

Träguiden 2016a. *Generell beskrivning av lättbyggnadsteknik*.
<http://www.traguiden.se/planering/planera-ett-trabygge/byggsystem/lattbyggnadsteknik/generell-beskrivning-av-lattbyggnadsteknik> [Hämtad 2017-05]

Träguiden 2016b. *Generell beskrivning av massivträteknik*.
<http://www.traguiden.se/planering/planera-ett-trabygge/byggsystem/massivtrateknik/generell-beskrivning-av-massivtrateknik> [Hämtad 2017-05]

Träguiden 2016c. *Pelar-balkstommar – generellt*.
<http://www.traguiden.se/planering/planera-ett-trabygge/byggsystem/byggnader-med-stor-spannvidd/pelar-balkstommar---generellt> [Hämtad 2017-05]

Vessby, Johan, Källsner, Bo, Olsson, Anders och Girhammar, Ulf Arne. 2014. Evaluation of softening behaviour of timber light-frame walls subjected to in-plane forces using simple FE models. *Engineering Structures*. s. 464-479.

Wahlström, Åsa, Berggren, Björn, Florell, Josefin, Nygren, Rickard och Sunden, Thomas. 2016. Decision Making Process for Constructing Low-Energy Buildings in the Public Housing Sector in Sweden. *Sustainability*. 8:(10). s. 1072.

Bilagor

BILAGA A: Beräkning av yttre laster

BILAGA B: Beräkning av förbindarnas bärförmåga

BILAGA C: Beräkning av skivväggarnas bärförmåga

BILAGA D: Resultat av skivväggarnas bärförmåga

BILAGA E: Ritningar

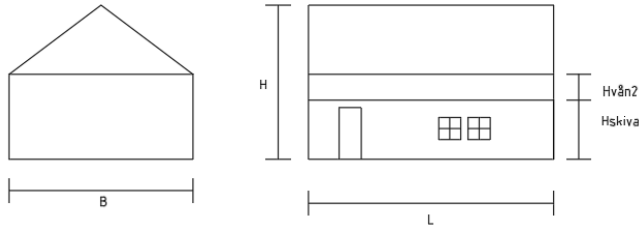
BILAGA F: Danogips produktdatablad

Bilaga A

Dimensionerande yttre laster

Garage mått:

$$\begin{aligned} b &:= 7.3 \text{ m} & \theta &:= 34^\circ & \gamma_d &:= 0.83 \\ l &:= 10.3 \text{ m} \\ h &:= 6.26 \text{ m} & h_{skiva} &:= 2.4 \text{ m} & h_{van2} &:= 1.05 \text{ m} \end{aligned}$$



vindlaster:

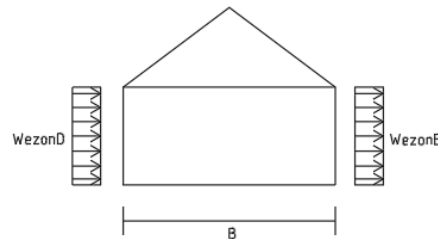
$$v_b := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \leftarrow \text{För Gotland}$$

Antas vara terrängtyp 0, Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav

$$q_p := 0.91125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \frac{0.96 - 0.91}{8 - 6} \cdot 0.05 + 0.91 = 0.911 \quad \leftarrow \text{Uträkning}$$

Formfaktorer väggar

Vind mot Långsida vägg:



$$d_1 := b = 7.3 \text{ m} \quad e_1 := \min(l, 2 \cdot h) = 10.3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d_1} = 0.858$$

$$c_{pe.10zonD1} := \frac{(0.8 - 0.7)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.872 - 0.25) + 0.7 = 0.783$$

$$c_{pe.10zonE1} := \frac{-(0.5 - 0.3)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.872 - 0.25) - 0.3 = -0.466$$

$$w_{k.zonD1} := q_p \cdot c_{pe.10zonD1} = 0.713 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{k.zonE1} := q_p \cdot c_{pe.10zonE1} = -0.425 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{d.zonD1} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{k.zonD1} = 0.888 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{d.zonE1} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{k.zonE1} = -0.529 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vind mot långsida Tak:

$$e := \min(l, 2 \cdot h) = 10.3 \text{ m} \quad l_{\text{takstol}} := 4.9 \text{ m}$$

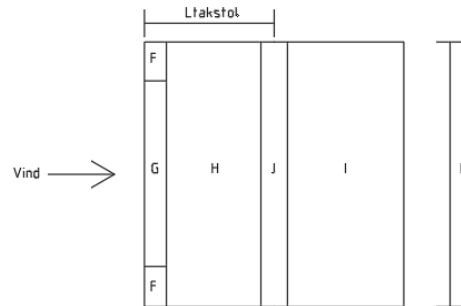
$$c_{pe.10zonF1} := 0.7$$

$$c_{pe.10zonG1} := 0.7$$

$$c_{pe.10zonH1} := 0.4 + \frac{(0.6 - 0.4)}{(45 - 30)} \cdot 4 = 0.453$$

$$c_{pe.10zonI1} := -0.4 + \frac{(-0.2 - (-0.4))}{(45 - 30)} \cdot 4 = -0.347$$

$$c_{pe.10zonJ1} := -0.5 + \frac{(-0.3 - (-0.5))}{(45 - 30)} \cdot 4 = -0.447$$



$$zon_{F1} := \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} \cdot 2 = 5.305 \text{ m}^2$$

$$zon_{H1} := \left(l_{\text{takstol}} - \frac{e}{10} \right) \cdot l = 39.861 \text{ m}^2$$

$$w_{k.zonF1} := q_p \cdot c_{pe.10zonF1} \cdot zon_{F1} = 3.384 \text{ kN}$$

$$w_{k.zonH1} := q_p \cdot c_{pe.10zonH1} \cdot zon_{H1} = 16.467 \text{ kN}$$

$$w_{d.zonF1} := w_{k.zonF1} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = 4.213 \text{ kN}$$

$$w_{d.zonH1} := w_{k.zonH1} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = 20.501 \text{ kN}$$

$$zon_{G1} := \frac{e}{10} \cdot \left(l - \frac{2 \cdot e}{4} \right) = 5.305 \text{ m}^2$$

$$zon_{J1} := \frac{e}{10} \cdot l = 10.609 \text{ m}^2$$

$$w_{k.zonG1} := q_p \cdot c_{pe.10zonG1} \cdot zon_{G1} = 3.384 \text{ kN}$$

$$w_{k.zonJ1} := q_p \cdot c_{pe.10zonJ1} \cdot zon_{J1} = -4.318 \text{ kN}$$

$$w_{d.zonG1} := w_{k.zonG1} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = 4.213 \text{ kN}$$

$$w_{d.zonJ1} := w_{k.zonJ1} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = -5.376 \text{ kN}$$

$$zon_{I1} := zon_{H1} = 39.861 \text{ m}^2$$

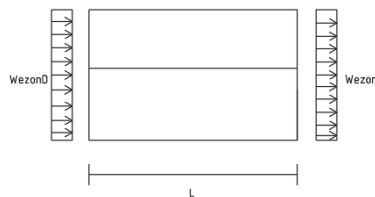
$$w_{k.zonI1} := q_p \cdot c_{pe.10zonI1} \cdot zon_{I1} = -12.592 \text{ kN}$$

$$w_{d.zonI1} := w_{k.zonI1} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = -15.677 \text{ kN}$$

Vind motkortsida vägg:

$$d_2 := l = 10.3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d_2} = 0.608$$



$$c_{pe.10zonD2} := \frac{(0.8 - 0.7)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.635 - 0.25) + 0.7 = 0.751$$

$$c_{pe.10zonE2} := \frac{-(0.5 - 0.3)}{(1 - 0.25)} \cdot (0.635 - 0.25) - 0.3 = -0.403$$

$$w_{k.zonD2} := q_p \cdot c_{pe.10zonD2} = 0.685 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{k.zonE2} := q_p \cdot c_{pe.10zonE2} = -0.367 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

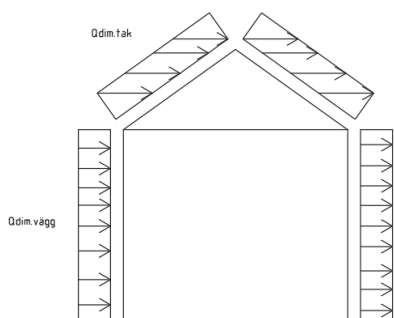
$$w_{d.zonD2} := w_{k.zonD2} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = 0.852 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{d.zonE2} := w_{k.zonE2} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 = -0.457 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensionerande laster (vind mot långsida):

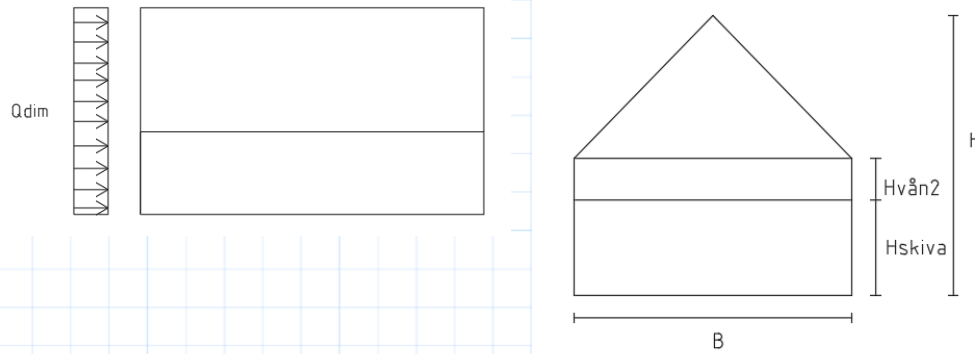
$$Q_{dim.vägg} := ((w_{d.zonD1} + |w_{d.zonE1}|)) \cdot \left(\frac{h_{skiva}}{2} + h_{van2} \right) = 3.188 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{dim.tak} := \frac{((w_{d.zonF1} + w_{d.zonG1} + w_{d.zonH1} + |w_{d.zonI1}| + |w_{d.zonJ1}|) \cdot \sin(\theta))}{l} = 2.713 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{dim.tot1} := (Q_{dim.tak} + Q_{dim.vägg}) = 5.901 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Dimensionerande laster (Vind mot kortsida)



$$Q_{dim.kortsida} := \frac{(w_{d.zonD2} + |w_{d.zonE2}|) \cdot \left(\left(b \cdot \left(h_{van2} + \frac{h_{skiva}}{2} \right) \right) + \frac{b \cdot (h - (h_{van2} + h_{skiva}))}{2} \right)}{b} = 4.785 \frac{kN}{m}$$

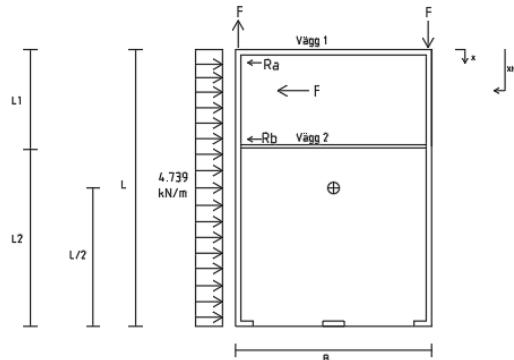
Plastisk dimensionering av dimensionerande krafter

$$L_1 := 3.6 \text{ m} \quad L := 10.3 \text{ m}$$

$$L_2 := 6.7 \text{ m}$$

$$b := 7.3 \text{ m}$$

$$Q_{dim} := 5.901 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



antagande kraftfördelning
mellan vägg 1 och vägg 2:

$$F_{res} := Q_{dim} \cdot L = 60.78 \text{ kN}$$

$$R_a := Q_{dim} \cdot L \cdot \frac{1}{3} = 20.26 \text{ kN}$$

$$R_b := Q_{dim} \cdot L \cdot \frac{2}{3} = 40.52 \text{ kN}$$

momentet tas upp av
kraftparet F i de vertikala
väggarna:

$$x_1 := 0 \text{ m} \quad x_2 := 3.6 \text{ m}$$

$$R_a \cdot x_1 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_b \cdot x_2 = 145.873 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{tp} := \frac{(R_b \cdot x_2)}{Q_{dim} \cdot L} = 2.4 \text{ m}$$

tyngdpunkten från kraftresultaten F ligger alltså 1.2
meter ifrån den övre gavelväggen.

$$M := F_{res} \cdot \left(\frac{L}{2} - x_{tp} \right) = 167.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resultande kraftparet F som ska motverka momentet blir:

$$M = F \cdot b$$

$$F := \frac{M}{b} = 22.897 \text{ kN}$$

antagande kraftfördelning
mellan vägg 1:

$$F_{res} := Q_{dim} \cdot L = 60.78 \text{ kN}$$

$$R_a := F_{res} = 60.78 \text{ kN}$$

momentet tas upp av
kraftparet F i de vertikala
väggarna:

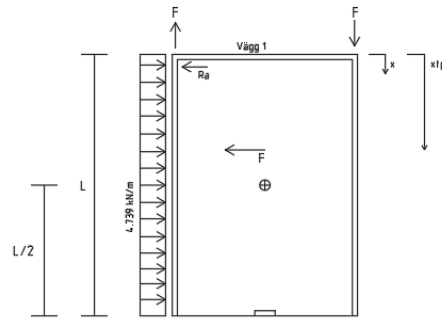
$$R_a \cdot x_1 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{tp1} := \frac{(R_a \cdot x_1)}{Q_{dim} \cdot L} = 0 \text{ m}$$

$$M_1 := F_{res} \cdot \left(\frac{L}{2} - x_{tp1} \right) = 313.019 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = F \cdot b$$

$$F := \frac{M_1}{b} = 42.879 \text{ kN}$$



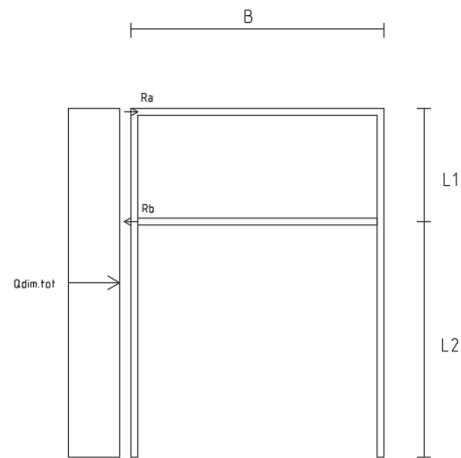
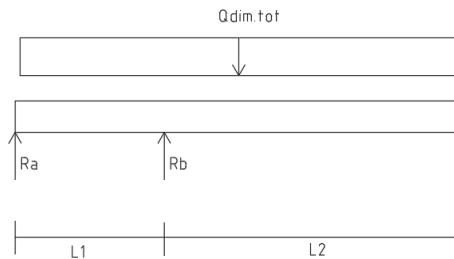
Elastisk dimensionering av dimensionerande krafter

Garage mått:

$$\begin{aligned} b &:= 7.3 \text{ m} & \theta &:= 34.^\circ & \gamma_d &:= 0.83 \\ l &:= 10.3 \text{ m} \\ h &:= 6.26 \text{ m} & h_{skiva} &:= 2.4 \text{ m} & h_{van2} &:= 1.05 \text{ m} \end{aligned}$$

Med innevägg, vind på långsida:

Fungerar som en utbredd last på en fritt upplagd konsolbalk med 2 stöd. takskivan fungerar som en stel kropp. moment tas i Ra och Rb



$$Q_{dim.tot1} := 5.901 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L_1 := 3.4 \text{ m} \quad L_2 := 6.9 \text{ m}$$

$$R_a + R_b - Q_{dim.tot} \cdot (L_1 + L_2) = 0$$

Moment kring Rb

$$R_a \cdot L_1 + Q_{dim.tot1} \cdot \frac{L_2^2}{2} - Q_{dim.tot1} \cdot \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$R_a := \frac{Q_{dim.tot1} \cdot \frac{L_1^2}{2} - Q_{dim.tot1} \cdot \frac{L_2^2}{2}}{L_1} = -31.284 \text{ kN}$$

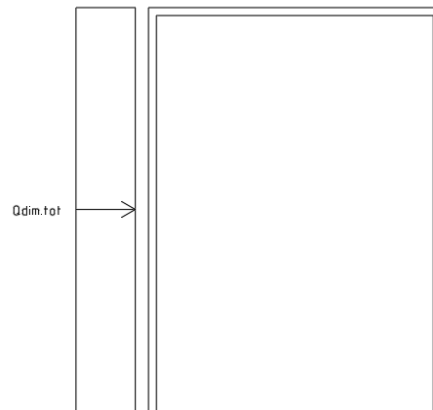
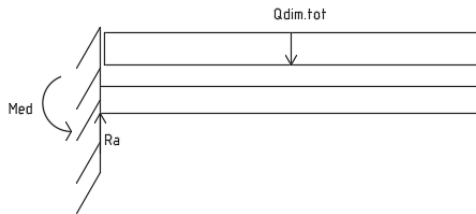
Moment kring Ra

$$Q_{dim.tot} \cdot \frac{(L_1 + L_2)^2}{2} - R_b \cdot L_1 = 0$$

$$R_b := Q_{dim.tot1} \cdot \frac{(L_1 + L_2)^2}{2} = 92.064 \text{ kN}$$

Utän innervägg, vind på långsida:

Fungerar som en utbredd last på en fast inspänd konsolbalk. takskivan fungerar som en stel kropp.

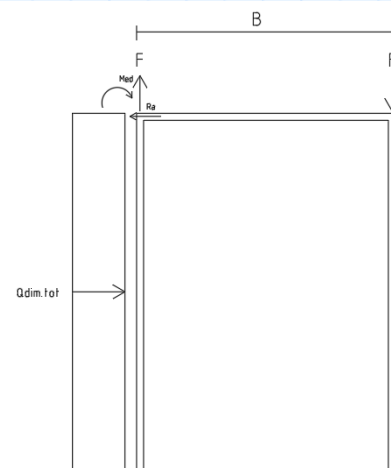


$$M_{ed} := Q_{dim.tot1} \cdot \frac{l^2}{2} = 313.019 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F \cdot b = M_{ed}$$

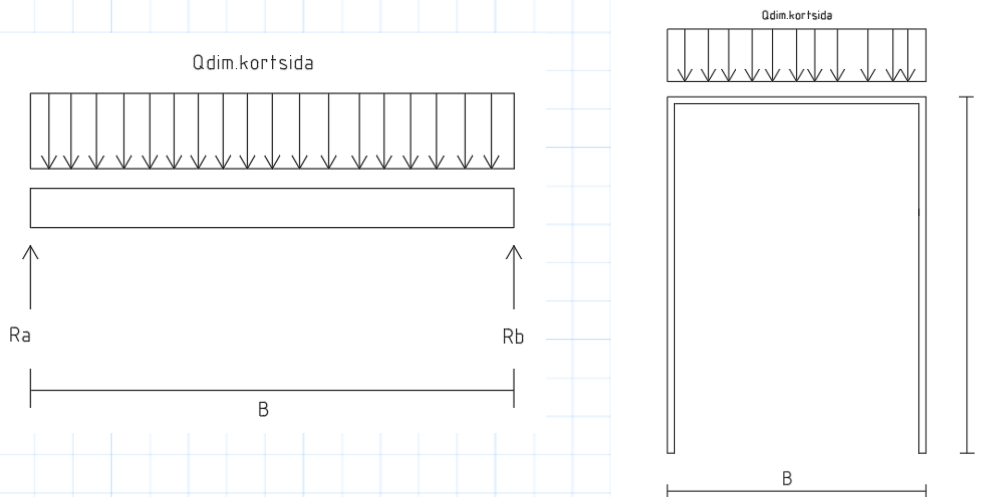
$$F := \frac{M_{ed}}{b} = 42.879 \text{ kN}$$

$$R_a := Q_{dim.tot1} \cdot l = 60.78 \text{ kN}$$



Vind på kortsidan

*fungerar som en fritt
upplagd balk med 2 stöd*



$$Q_{dim.kortsida} := 4.785 \frac{kN}{m}$$

$$R_a := Q_{dim.kortsida} \cdot \frac{b}{2} = 17.465 \text{ kN}$$

$$R_b := R_a = 17.465 \text{ kN}$$

Bilaga B

SKRUV - SPÅNSKIVA

Beräkning av skruvens dimensionerande bärförmåga med Myresjöhus 10 mm **spånskiva** som skivmaterial. Skruven är vald från byggmax med dimensionerna 4.2x51.

För en träskruv med en diameter mindre än eller lika med 6mm så gäller att dessa kan betraktas som spikar och alla dessa villkor måste vara uppfyllda

1. Materialdata

Tjocklek stånskiva, t_1

$$t_1 := 10 \text{ mm}$$

Skruvens diameter, d

$$d_{skruv} := 4.2 \text{ mm}$$

Skruvens längd, l

$$l_{skruv} := 51 \text{ mm}$$

Inträngningsdjup, t_2

$$t_2 := l_{skruv} - t_1 = 41 \text{ mm}$$

Inträngningsdjup för den gängade delen

$$l_{ef} := 30 \text{ mm}$$

Kontroll enligt EC5 8.3.1.2

$$t_{minsta.skruv} := 8 d_{skruv} \quad Check_{t.minsta.skruv} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{t_{minsta.skruv}}{t_2} < 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{"Invalid"} \end{array} \right. \end{array} \right\|$$
$$Check_{t.minsta.skruv} = \text{"OK"}$$

Karakteristisk densitet stånskiva

$$\rho_{k.stanskiiva} := 600 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$$

Partialkoefficient för stånskiva

$$\gamma_m := 1.3$$

Karakteristisk densitet konstruktionsvirke

$$\rho_{k.C24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$$

Antaget skruvavstånd, s_0

$$S_0 := 200 \text{ mm}$$

Antal skruv

$$n_{skruv} := 7$$

Karakteristisk draghållfasthet skruv

$$f_{uk.skruv} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

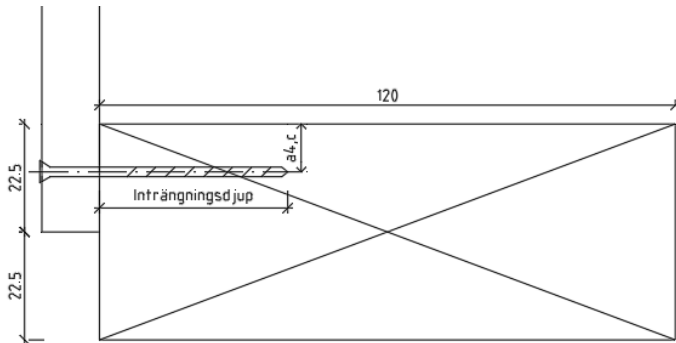
Vinkel för infästning av skruv

$$\cos 0 := 1$$

2. Kontroll av avståndskrav

Enligt Eurokod kap 9 (5): "Vid bestämning av inbördes förbindaravstånd enligt kapitel 8 bör kanterna antas obelastade"

Avstånd från halva-halva regelns centrum:

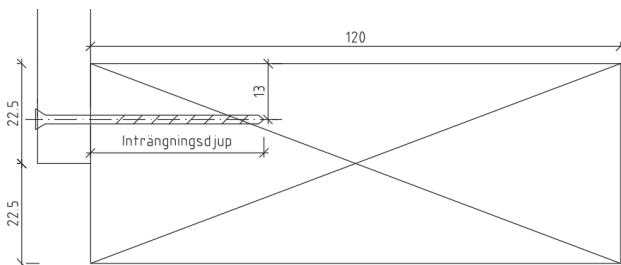


$$a_{4c} := 11.25 \text{ mm}$$

$$Check_{obelstad.kant} := \begin{cases} \text{if } a_{4c} > 3 \cdot d_{skruv} \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Invalid”} \end{cases}$$

$$Check_{obelstad.kant} = \text{“Invalid”}$$

Detta innebär att skruven måste skruvas $3 \cdot d_{skruv} = 12.6 \text{ mm}$ från obelastad kant:



Avstånd mellan förbindare parallellt med fiberriktningen utan förborrade hål, enligt Svensk standard 1995(d<5mm) s. 76

Minsta avstånd parallellt fiberriktningen:

$$a_1 := (4 + \cos 0) \cdot d_{skruv} = 21 \text{ mm}$$

Eftersom vi i praktiken har längre avstånd än 21mm mellan skruvarna parallellt med fiberriktningen sätter vi $a_1 = s_0$

$$n_{eff} := n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{S_0}{13 \cdot d_{skruv}}} = 7.972$$

$$n_{eff} := \min \left(n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{S_0}{13 \cdot d_{skruv}}}, n_{skruv} \right) \quad n_{eff} = 7$$

Förbandets dimensionerande bärförmåga

$$a_{row} := \frac{n_{eff}}{n_{skruv}} = 1$$

3. Korrektionsfaktorer

Enskäriga trä-träförband, förbindarens styrka vid ett skjuvningsplan

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet

$$k_{mod.C24} := 0.9$$

Spanskiva: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet

$$k_{mod.spanskiva} := 0.6$$

$$k_{mod.total} := \sqrt{k_{mod.spanskiva} \cdot k_{mod.C24}} = 0.735$$

4. Bäddhållfasthet Enligt Eurocode SS-EN-1995

Bäddhållfasthet konstruktionsvirke - utan förborring

$$f_{h.k.C24} := 0.082 \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) \cdot (d_{skruv} \cdot mm^{-1})^{-0.3} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.C24} = 18.66 \text{ MPa}$$

Bäddhållfasthet spanskiva - utan förborring

$$f_{h.k.spanskiva} := 50 \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-0.6} \cdot \left(t_1 \cdot \frac{1}{mm} \right)^{0.2} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.spanskiva} = 33.498 \text{ MPa}$$

Förhållandet mellan virkestyckernas bäddhållfasthet --> $\beta := \frac{f_{h.k.C24}}{f_{h.k.spanskiva}} = 0.557$

5. Egenskaper skruv

Skruvens flytmoment

$$M_{y.Rk} := .3 \cdot f_{uk.skruv} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \cdot \left(\frac{d_{skruv}}{\text{mm}} \right)^{2.6} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{y.Rk} = (5.008 \cdot 10^3) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

6. Karakteristisk utdragsförmåga för en skruv

$$F_{ax.k} := 0.52 \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)^{-0.5} \cdot \left(l_{ef} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)^{-0.1} \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \text{m} \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{kg}} \right)^{.8} \cdot \text{MPa}$$

$$F_{ax.k} = 19.585 \text{ MPa}$$

$$k_d := \min \left(\frac{d_{skruv}}{8}, 1 \cdot \text{mm} \right) \quad k_d = 0.525 \text{ mm}$$

Vinkeln mellan träskruvens axel och fiberriktningen

$$\alpha := 90^\circ$$

$$F_{ax.k.Rk} := \frac{n_{eff} \cdot \left(F_{ax.k} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right) \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right) \cdot \left(l_{ef} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right) \cdot \left(k_d \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)}{1.2 \cdot \left(\cos(\alpha)^2 \right) + \left(\sin(\alpha)^2 \right)} \cdot \text{N} = 9.069 \text{ kN}$$

$$\text{Linverkan} := \frac{F_{ax.k.Rk}}{4} = 2.267 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{Bidrar med 100\% till bärförmågan}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k.spanskiva} \cdot t_1 \cdot d_{skruv} = 1.407 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k.C24} \cdot t_2 \cdot d_{skruv} = 3.213 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.k.spanskiva} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right)} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right) + 1.165 \cdot \text{kN} = 2.33 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.spanskiva} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.spanskiva} \cdot d_{skruv} \cdot t_1^2}} - \beta \right) + 0.799 \cdot \text{kN} = 1.598 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.spanskiva} \cdot t_2 \cdot d_{skruv}}{1 + (2 \cdot \beta)} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.spanskiva} \cdot d_{skruv} \cdot t_2^2}} - \beta \right) + 1.362 \cdot \text{kN} = 2.724 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k.spanskiva} \cdot d_{skruv}} + 1.155 \cdot \text{kN} = 2.31 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6}) \quad F_{v.Rk} = 1.407 \text{ kN}$$

Dimensionerande bärförmåga för förbandet i överkant.

$$F_{v.Rd} := \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} \cdot a_{row} = 0.795 \text{ kN}$$

$$F_{f.Rd} := F_{v.Rd} \cdot 1.2 = 0.954 \text{ kN}$$

SPIK - SPÅNSKIVA

Beräkning av spikens dimensionerande bärförmåga med Myresjöhus 10 mm **spånskiva** som skivmaterial.

Spikdiameter räknas ut mha av formler från EC för **räfflad/kvadratisk** spik, spikens längd antas vara 50 mm och spikens huvud 5mm

1. Materialdata

Tjocklek stånskiva, t_1

$$t_1 := 10 \text{ mm}$$

Karakteristisk densitet stånskiva

$$\rho_{k,\text{stånskiva}} := 600 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$$

Partialkoefficient för stånskiva

$$\gamma_m := 1.3$$

Karakteristisk densitet konstruktionsvirke

$$\rho_{k,C24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$$

Karakteristisk draghållfasthet spik

$$f_{uk,\text{spik}} := 600 \text{ MPa}$$

Vinklar för infästning av spik

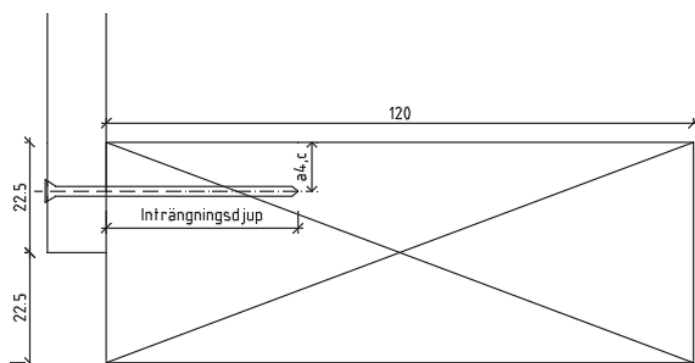
$$\cos 0 := 1 \quad \sin 90 := 1$$

2. Spikens dimensioner & längd

Enligt Eurokod kap 9 (5): "Vid bestämning av inbördes förbindaravstånd enligt kapitel 8 bör kanterna antas obelastade"

$$a_{4c} := 11.25 \text{ mm}$$

Avstånd från halva-halva regelns centrum:



Detta gör att vi kan räkna ut spikens diameter mha EC

$$l_{\text{spik}} := \frac{a_{4c}}{5} = 2.25 \text{ mm}$$

$$d_h := 5 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{Diameter spikhuvud}$$

Spikens längd antas vara: $l_{spik} := 50 \text{ mm}$

$$t_{inträningning} := l_{spik} - t_1 = 40 \text{ mm}$$

Avstånd mellan förbindare parallellt med fiberriktningen utan förborrade hål

Minsta avstånd parallellt med fiberriktningen: $a_1 := (5 + 5 \cdot (\cos 0)) \cdot d_{spik} = 22.5 \text{ mm}$

Antaget spikavstånd i skivans överkant $S_0 := 200 \text{ mm}$

Antal skruv i skivans ovan- och underkant $n_{spik} := 7$

Antal effektiva spikar parallellt med fiberriktningen är $n_{eff} = n \cdot k_{eff}$
Enligt tabell 8.1 i SS-95 ska $k_{eff} = 0.85$ om $a_1 = 10d$. Detta stämmer i vårt fall, men så tätt som 20 mm spikar vi inte. Därför sätter vi $k_{eff} = 1$:

$$k_{eff} := 1.0$$

$$n_{eff} := n_{spik} \cdot k_{eff} = 7 \quad \text{stycken}$$

$$a_{row} := \frac{n_{eff}}{n_{spik}} = 1$$

EC5 8.3.1.2

$$l_{spik.minsta} := 6 d_{spik} \quad Check_{l.spik.minsta} := \begin{cases} \text{if } \frac{l_{spik.minsta}}{t_{inträningning}} < 1 \\ \quad \parallel \text{“OK”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Invalid”} \end{cases} \quad Check_{l.spik.minsta} = \text{“OK”}$$

2. Korrektionsfaktorer

Enskäriga trä-träförband, förbindarens styrka vid ett skjuvningsplan

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet $k_{mod.C24} := 0.9$

Plywood: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet

$$k_{mod.spanskiva} := 0.6$$

Kombinerad korrektionsfaktor

$$k_{mod.total} := \sqrt{(k_{mod.spanskiva} \cdot k_{mod.C24})} = 0.735$$

3. Bäddhållfasthet Enligt Eurocode SS-EN-1995

Bäddhållfasthet
konstruktionsvirke - utan
förborring:

$$f_{h.k.C24} := 0.082 \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) \cdot (d_{spik} \cdot mm^{-1})^{-0.3} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.C24} = 22.502 \text{ MPa}$$

Bäddhållfasthet spånskiva - utan
förborring:

$$f_{h.k.spanskiva} := 65 \cdot \left(d_{spik} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-0.7} \cdot \left(t_1 \cdot \frac{1}{mm} \right)^{0.1} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.spanskiva} = 46.386 \text{ MPa}$$

Förhållandet mellan virkesstyckernas bäddhållfasthet

$$\beta := \frac{f_{h.k.C24}}{f_{h.k.spanskiva}} = 0.485$$

4. Egenskaper spik

Spikens flytmoment

$$M_{y.Rk} := .45 \cdot f_{uk.spik} \cdot \frac{1}{MPa} \cdot \left(\frac{d_{spik}}{mm} \right)^{2.6} \cdot N \cdot mm$$

$$M_{y.Rk} = (2.224 \cdot 10^3) \cdot N \cdot mm$$

5. Karakteristisk utdragsförmåga för en spik

Kontroll av inträngningslängden

Karakteristisk utdragshållfasthet i
EC5 8.3.2(6)(7)

$$Check_{l.spik.minsta} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } t_{inträngning} > 12 \cdot d_{spik} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Apply 8.3.2(7)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad Check_{l.spik.minsta} = \text{“OK”}$$

Utdragsbelastad profilerad spik

$$f_{ax.k} := (65 \cdot 10^{-6}) \left(\rho_{k.C24} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^2 \cdot MPa \quad f_{ax.k} = 7.963 \text{ MPa}$$

Hållfasthetsvärde för genomdragning av spikhuvudet

$$f_{head.k} := 70 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\rho_{k.spanskiva} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^2 \cdot MPa \quad f_{head.k} = 25.2 \text{ MPa}$$

6. Dimensionerande bärförmåga med flera spikar i överkant

Kontroll av minsta värde för förbindare mot ett skjuvningsplan

$$F_{ax.Rk1} := f_{head.k} \cdot d_h^2 = 0.63 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk2} := f_{ax.k} \cdot d_{spik} \cdot t_{inträningsning} = 0.717 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk} := \min(F_{ax.Rk1}, F_{ax.Rk2}) \quad F_{ax.Rk} = 0.63 \text{ kN}$$

$$Linverkan := \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 0.158 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{Bidrar med 25\% till bärförmågan}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k.spanskiva} \cdot t_1 \cdot d_{spik} = 1.044 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k.C24} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik} = 2.025 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.k.spanskiva} \cdot t_1 \cdot d_{spik}}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} + \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right) \right) + Linverkan$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.spanskiva} \cdot t_1 \cdot d_{spik}}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.spanskiva} \cdot d_{spik} \cdot t_1^2}} - \beta \right) + 0.11 \cdot \text{kN} = 0.589 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.spanskiva} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik}}{1 + (2 \cdot \beta)} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.spanskiva} \cdot d_{spik} \cdot t_{inträningsning}^2}} - \beta \right) + Linverkan = 1.005 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k.spanskiva} \cdot d_{spik}} + Linverkan = 0.791 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6})$$

$$F_{v.Rk} = 0.589 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} := \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} \cdot a_{row} = 0.333 \text{ kN}$$

Enligt sid 100 i Eurokod: "För förbindare längs skivkanterna bör dimensionerande tvärkraftförmåga ökas med en faktor 1.2 i förhållande till motsvarande värde enligt kapitel 8."

$$F_{f.Rd} := F_{v.Rd} \cdot 1.2 = 0.399 \text{ kN}$$

SKRUV - OSB

Beräkning av skruvens dimensionerande bärförmåga med Myresjöhus 10 mm **OSB-skiva** som skivmaterial.

Skruven är vald från byggmax med dimensionerna 4.2x51.

För en träskruv med en diameter mindre än eller lika med 6mm så gäller att dessa kan betraktas som spikar och alla dessa villkor måste vara uppfyllda

1. Materialdata

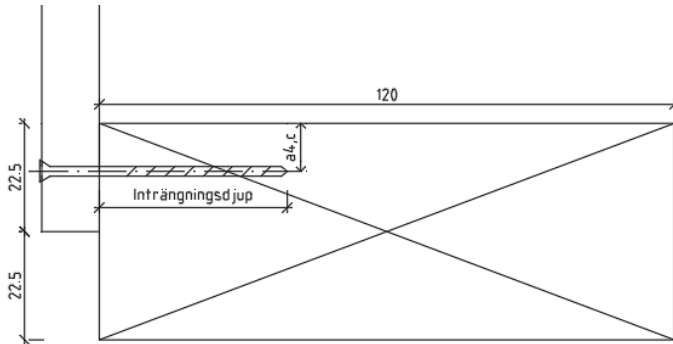
Tjocklek OSB-skiva, t_1	$t_1 := 10 \text{ mm}$
Skruvens diameter, d	$d_{skruv} := 4.2 \text{ mm}$
Skruvens längd, l	$l_{skruv} := 51 \text{ mm}$
Inträngningsdjup, t_2	$t_2 := l_{skruv} - t_1 = 41 \text{ mm}$
Inträngningsdjup för den gängade delen	$l_{ef} := 30 \text{ mm}$
Kontroll enligt EC5 8.3.1.2	
$t_{minsta.skruv} := 8 d_{skruv}$	$Check_{t.minsta.skruv} := \begin{cases} \text{if } \frac{t_{minsta.skruv}}{t_2} < 1 \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Invalid”} \end{cases}$
	$Check_{t.minsta.skruv} = \text{“OK”}$
Karakteristisk densitet OSB-skiva	$\rho_{k.OSB} := 550 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Partialkoefficient för OSB-skiva	$\gamma_m := 1.2$
Karakteristisk densitet konstruktionsvirke	$\rho_{k.C24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Antaget skruvavstånd, s_0	$S_0 := 200 \text{ mm}$
Antal skruv	$n_{skruv} := 7$
Karakteristisk draghållfasthet skruv	$f_{uk.skruv} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Vinklar för infästning av skruv	$\cos 0 := 1$

2. Kontroll av avståndskrav

Enligt Eurokod kap 9 (5): "Vid bestämning av inbördes förbindaravstånd enligt kapitel 8 bör kanterna antas obelastade"

$$a_{4c} := 11.25 \text{ mm}$$

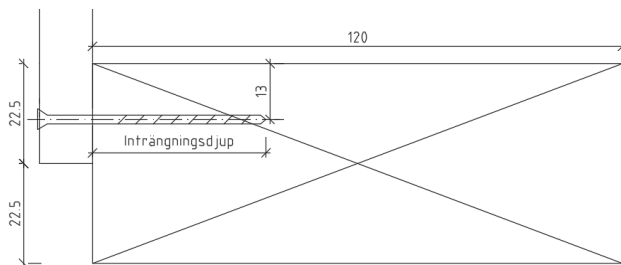
Avstånd från halva-halva regelns centrum :



$$Check_{obelstad.kant} := \begin{cases} \text{if } a_{4c} > 3 \cdot d_{skruv} \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Invalid”} \end{cases}$$

$$Check_{obelstad.kant} = \text{“Invalid”}$$

Detta innebär att skruven måste skruvas $3 \cdot d_{skruv} = 12.6 \text{ mm}$ från obelastad kant:



Avstånd mellan förbindare parallellt med fiberriktningen utan förborrade hål, enligt Svensk standard 1995($d < 5 \text{ mm}$) s. 76

Minsta avstånd parallellt fiberriktningen:

$$a_1 := (4 + \cos 0) \cdot d_{skruv} = 21 \text{ mm}$$

Eftersom vi i praktiken har längre avstånd än 21mm mellan skruvarna parallellt med fiberriktningen sätter vi $a_1 = s_0$

$$n_{eff} := n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{S_0}{13 \cdot d_{skruv}}} = 7.972$$

$$n_{eff} := \min \left(n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{S_0}{13 \cdot d_{skruv}}}, n_{skruv} \right) \quad n_{eff} = 7$$

Förbandets dimensionerande bärförmåga

$$a_{row} := \frac{n_{eff}}{n_{skruv}} = 1$$

3. Korrektionsfaktorer

Enskäriga trä-träförband, förbindarens styrka vid ett skjuvningsplan

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet $k_{mod.C24} := 0.9$

Spanskiva: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet $k_{mod.OSB} := 0.7$

$$k_{mod.total} := \sqrt{k_{mod.OSB} \cdot k_{mod.C24}} = 0.794$$

4. Bäddhållfasthet Enligt Eurocode SS-EN-1995

Bäddhållfasthet konstruktionsvirke - utan förborring

$$f_{h.k.C24} := 0.082 \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) \cdot (d_{skruv} \cdot mm^{-1})^{-0.3} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.C24} = 18.66 \text{ MPa}$$

Bäddhållfasthet OSB- utan förborring

$$f_{h.k.OSB} := 50 \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-0.6} \cdot \left(t_1 \cdot \frac{1}{mm} \right)^{0.2} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.OSB} = 33.498 \text{ MPa}$$

Förhållandet mellan virkesstyckernas bäddhållfasthet --> $\beta := \frac{f_{h.k.C24}}{f_{h.k.OSB}} = 0.557$

5. Egenskaper skruv

Skruvens flytmoment

$$M_{y.Rk} := .3 \cdot f_{uk.skruv} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \cdot \left(\frac{d_{skruv}}{\text{mm}} \right)^{2.6} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{y.Rk} = (5.008 \cdot 10^3) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

6. Karakteristisk utdragsförmåga för en skruv

$$F_{ax.k} := 0.52 \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)^{-0.5} \cdot \left(l_{ef} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)^{-0.1} \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{\text{kg}} \right)^{0.8} \cdot \text{MPa}$$

$$F_{ax.k} = 19.585 \text{ MPa}$$

$$k_d := \min \left(\frac{d_{skruv}}{8}, 1 \cdot \text{mm} \right) \quad k_d = 0.525 \text{ mm}$$

Vinkeln mellan träskruvens axel och fiberriktningen $\alpha := 90^\circ$

$$F_{ax.k.Rk} := \frac{n_{eff} \cdot \left(F_{ax.k} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right) \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right) \cdot \left(l_{ef} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right) \cdot \left(k_d \cdot \frac{1}{\text{mm}} \right)}{1.2 \cdot \left(\cos(\alpha)^2 \right) + \left(\sin(\alpha)^2 \right)} \cdot \text{N} = 9.069 \text{ kN}$$

$$\text{Linverkan} := \frac{F_{ax.k.Rk}}{4} = 2.267 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{Bidrar med 100\% till bärförmågan}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k.OSB} \cdot t_1 \cdot d_{skruv} = 1.407 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k.C24} \cdot t_2 \cdot d_{skruv} = 3.213 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.k.OSB} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right) + 1.165 \cdot \text{kN} = 2.33 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.OSB} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.OSB} \cdot d_{skruv} \cdot t_1^2}} - \beta \right) + 0.799 \cdot \text{kN} = 1.598 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.OSB} \cdot t_2 \cdot d_{skruv}}{1 + (2 \cdot \beta)} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.OSB} \cdot d_{skruv} \cdot t_2^2}} - \beta \right) + 1.362 \cdot \text{kN} = 2.724 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k.OSB} \cdot d_{skruv}} + 1.155 \cdot \text{kN} = 2.31 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6}) \quad F_{v.Rk} = 1.407 \text{ kN}$$

Dimensionerande bärförmåga för förbandet i överkant.

$$F_{v.Rd} := \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} \cdot a_{row} = 0.931 \text{ kN}$$

$$F_{f.Rd} := F_{v.Rd} \cdot 1.2 = 1.117 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjubbärförmåga hos varje plywoodskiva

$$h_{skiva} := 2400 \text{ mm}$$

$$b_{skiva1} := 1200 \text{ mm} \quad b_{skiva2} := 743 \text{ mm} \quad b_{skiva3} := 720 \text{ mm}$$

$$b_{skiva4} := 610 \text{ mm} \quad b_{skiva5} := 945 \text{ mm} \quad b_{skiva6} := 940 \text{ mm}$$

$$c_{i1} := 1 \quad c_{i2} := \frac{b_{skiva2}}{h_{skiva}} = 0.619 \quad c_{i3} := \frac{b_{skiva3}}{h_{skiva}} = 0.6 \quad c_{i4} := \frac{b_{skiva4}}{h_{skiva}} = 0.508$$

$$c_{i5} := \frac{b_{skiva5}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.788$$

$$c_{i6} := \frac{b_{skiva6}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.783$$

$$F_{i.v.R.d1} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva1} \cdot c_{i1}}{S_0} = 6.7 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d2} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva2} \cdot c_{i2}}{S_0} = 2.569 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d3} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva3} \cdot c_{i3}}{S_0} = 2.412 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d4} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva4} \cdot c_{i4}}{S_0} = 1.731 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d5} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva5} \cdot c_{i5}}{S_0} = 4.155 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d6} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva6} \cdot c_{i6}}{S_0} = 4.111 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga för varje vägg i garaget

Gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := F_{i.v.R.d1} \cdot 4 + 2 \cdot F_{i.v.R.d5} = 35.111 \text{ kN}$$

Långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d2} \cdot 2 = 45.339 \text{ kN}$$

Långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := F_{i.v.R.d1} \cdot 2 + F_{i.v.R.d2} \cdot 1 + F_{i.v.R.d3} \cdot 1 + F_{i.v.R.d4} \cdot 1 + F_{i.v.R.d5} \cdot 2 = 28.423 \text{ kN}$$

Innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d6} \cdot 4 = 56.647 \text{ kN}$$

SPIK - OSB

Beräkning av spikens dimensionerande bärförmåga med Myresjöhus 10 mm **OSB-skiva** som skivmaterial.

Spikdiameter räknas ut mha av formler från EC för **räfflad/kvadratisk** spik, spikens längd antas vara 50 mm och spikens huvud 5mm

1. Materialdata

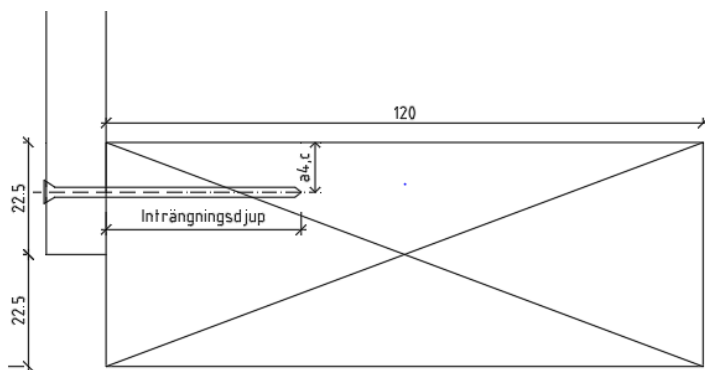
Tjocklek OSB-skiva, t_1	$t_1 := 10 \text{ mm}$
Karakteristisk densitet OSB-skiva	$\rho_{k.OSB} := 550 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Partialkoefficient för OSB-skiva	$\gamma_m := 1.2$
Karakteristisk densitet konstruktionsvirke	$\rho_{k.C24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Karakteristisk draghållfasthet spik	$f_{uk.spik} := 600 \text{ MPa}$
Vinklar för infästning av spik	$\cos 0 := 1 \quad \sin 90 := 1$

2. Spikens dimensioner & längd

Enligt Eurokod kap 9 (5): "Vid bestämning av inbördes förbindaravstånd enligt kapitel 8 bör kanterna antas obelastade"

$$a_{4c} := 11.25 \text{ mm}$$

Avstånd från halva regelns centrum till minsta skivkant:



Detta gör att vi kan räkna ut spikens diameter mha EC

$$l_{spik} := \frac{a_{4c}}{5} = 2.25 \text{ mm}$$

$$d_h := 5 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{Diameter spikhuvud}$$

Spikens längd antas vara: $l_{spik} := 50 \text{ mm}$

$$t_{inträningsning} := l_{spik} - t_1 = 40 \text{ mm}$$

Avstånd mellan förbindare parallellt med fiberriktningen utan förborrade hål

Minsta avstånd obelastad ände: $a_1 := (5 + 5 \cdot (\cos 0)) \cdot d_{spik} = 22.5 \text{ mm}$

Antaget spikavstånd i hammarbandet $S_0 := 200 \text{ mm}$

Antal skruv i skivans ovan- och underkant $n_{spik} := 7$

**Antal effektiva spikar parallellt med fiberriktningen är $n_{eff} = n^{k_{eff}}$
Enligt tabell 8.1 i SS-95 ska $k_{eff} = 0.85$ om $a_1 = 10d$. Detta stämmer i vårt fall, men så tätt som 20 mm spikar vi inte. Därför sätter vi $k_{eff} = 1$:**

$$k_{eff} := 1.0$$

$$n_{eff} := n_{spik}^{k_{eff}} = 7 \quad \text{stycken}$$

Förbandets dimensionerande bärförmåga $a_{row} := \frac{n_{eff}}{n_{spik}} = 1$

EC5 8.3.1.2

$$l_{spik.minsta} := 6 d_{spik} \quad Check_{l.spik.minsta} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{l_{spik.minsta}}{l_{spik}} < 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Invalid"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad Check_{l.spik.minsta} = \text{"OK"}$$

2. Korrektionsfaktor

Enskäriga trä-träförband, förbindarens styrka vid ett skjuvningsplan

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet $k_{mod.C24} := 0.9$

Plywood: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet

$$k_{mod.OSB} := 0.7$$

Kombinerad korrektionsfaktor

$$k_{mod.total} := \sqrt{(k_{mod.OSB} \cdot k_{mod.C24})} = 0.794$$

3. Bäddhållfasthet Enligt Eurocode SS-EN-1995

Bäddhållfasthet
konstruktionsvirke - utan
förborring:

$$f_{h.k.C24} := 0.082 \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) \cdot (d_{spik} \cdot mm^{-1})^{-0.3} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.C24} = 22.502 \text{ MPa}$$

Bäddhållfasthet spånskiva - utan
förborring:

$$f_{h.k.OSB} := 65 \cdot \left(d_{spik} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-0.7} \cdot \left(t_1 \cdot \frac{1}{mm} \right)^{0.1} \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.OSB} = 46.386 \text{ MPa}$$

Förhållandet mellan virkesstyckernas bäddhållfasthet

$$\beta := \frac{f_{h.k.C24}}{f_{h.k.OSB}} = 0.485$$

4. Egenskaper spik

Spikens flytmoment

$$M_{y.Rk} := .45 \cdot f_{uk.spik} \cdot \frac{1}{MPa} \cdot \left(\frac{d_{spik}}{mm} \right)^{2.6} \cdot N \cdot mm$$

$$M_{y.Rk} = (2.224 \cdot 10^3) \cdot N \cdot mm$$

5. Karakteristisk utdragsförmåga för en spik

Kontroll av inträngningslängden

Karakteristisk utdragshållfasthet i
EC5 8.3.2(6)(7)

$$Check_{l.spik.minsta} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } t_{inträngning} > 12 \cdot d_{spik} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Apply 8.3.2(7)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad Check_{l.spik.minsta} = \text{“OK”}$$

Utdragsbelastad profilerad spik

$$f_{ax.k} := (65 \cdot 10^{-6}) \left(\rho_{k.C24} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^2 \cdot MPa \quad f_{ax.k} = 7.963 \text{ MPa}$$

Hållfasthetsvärde för genomdragning av spikhuvudet

$$f_{head.k} := 70 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\rho_{k.OSB} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^2 \cdot MPa \quad f_{head.k} = 21.175 \text{ MPa}$$

6. Dimensionerande bärförmåga med flera spikar i överkant

Kontroll av minsta värde för förbindare mot ett skjuvningsplan

$$F_{ax.Rk1} := f_{head.k} \cdot d_h^2 = 0.529 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk2} := f_{ax.k} \cdot d_{spik} \cdot t_{inträningsning} = 0.717 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk} := \min(F_{ax.Rk1}, F_{ax.Rk2}) \quad F_{ax.Rk} = 0.529 \text{ kN}$$

$$Linverkan := \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 0.132 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{Bidrar med 25\% till bärförmågan}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k.OSB} \cdot t_1 \cdot d_{spik} = 1.044 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k.C24} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik} = 2.025 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.k.OSB} \cdot t_1 \cdot d_{spik}}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} + \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right) \right) + Linverkan$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.OSB} \cdot t_1 \cdot d_{spik}}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.OSB} \cdot d_{spik} \cdot t_1^2}} - \beta \right) + 0.12 \cdot \text{kN} = 0.599 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.OSB} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik}}{1 + (2 \cdot \beta)} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.OSB} \cdot d_{spik} \cdot t_{inträningsning}^2}} - \beta \right) + Linverkan = 0.98 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k.OSB} \cdot d_{spik}} + Linverkan = 0.766 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6})$$

$$F_{v.Rk} = 0.599 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} := \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} \cdot a_{row} = 0.396 \text{ kN}$$

Enligt sid 100 i Eurokod: "För förbindare längs skivkanterna bör dimensionerande tvärkraftförmåga ökas med en faktor 1.2 i förhållande till motsvarande värde enligt kapitel 8."

$$F_{f.Rd} := F_{v.Rd} \cdot 1.2 = 0.475 \text{ kN}$$

SKRUV - PLYWOOD

Beräkning av skruvens dimensionerande bärförmåga med Myresjöhus 12 mm **plywood** som skivmaterial. Skruven är vald från byggmax med dimensionerna 4.2x51.

För en träskruv med en diameter mindre än eller lika med 6mm så gäller att dessa kan betraktas som spikar och alla dessa villkor måste vara uppfyllda

1. Materialdata

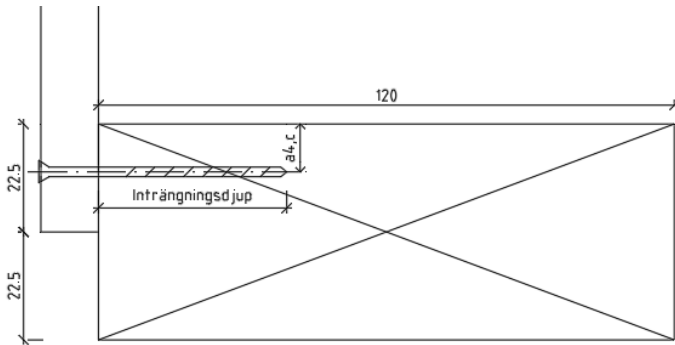
Tjocklek spånskiva, t_1	$t_1 := 12 \text{ mm}$
Skruvens diameter, d	$d_{skruv} := 4.2 \text{ mm}$
Skruvens längd, l	$l_{skruv} := 51 \text{ mm}$
Inträngningsdjup, t_2	$t_2 := l_{skruv} - t_1 = 39 \text{ mm}$
Inträngningsdjup för den gängade delen	$l_{ef} := 28 \text{ mm}$
Kontroll enligt EC5 8.3.1.2	
$t_{minsta.skruv} := 8 d_{skruv}$	
$Check_{t.minsta.skruv} :=$	$\left\ \begin{array}{l} \text{if } \frac{t_{minsta.skruv}}{t_2} < 1 \\ \quad \left\ \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\ \text{"Invalid"} \end{array} \right\ \end{array} \right\ $
$Check_{t.minsta.skruv} = \text{"OK"}$	
Karakteristisk densitet plywood	$\rho_{k.plywood} := 500 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Partialkoefficient för plywood	$\gamma_m := 1.3$
Karakteristisk densitet konstruktionsvirke	$\rho_{k.C24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Antaget skruvavstånd, s_0	$S_0 := 200 \text{ mm}$
Antal skruv	$n_{skruv} := 7$
Karakteristisk draghållfasthet skruv	$f_{uk.skruv} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Vinklar för infästning av skruv	$\cos 0 := 1$

2. Kontroll av avståndskrav

Enligt Eurokod kap 9 (5): "Vid bestämning av inbördes förbindaravstånd enligt kapitel 8 bör kanterna antas obelastade"

$$a_{4c} := 11.25 \text{ mm}$$

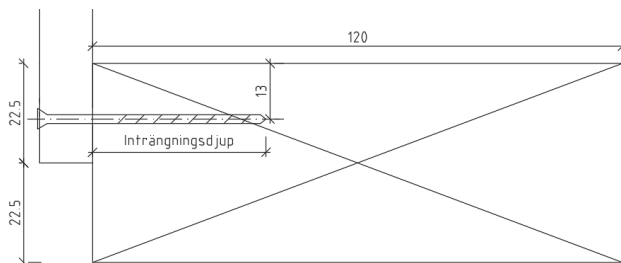
Avstånd från halva-halva regelns centrum:



$$Check_{obelstad.kant} := \begin{cases} \text{if } a_{4c} > 3 \cdot d_{skruv} \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Invalid”} \end{cases}$$

$$Check_{obelstad.kant} = \text{“Invalid”}$$

Detta innebär att skruven måste skruvas $3 \cdot d_{skruv} = 12.6 \text{ mm}$ från obelastad kant:



Avstånd mellan förbindare parallellt med fiberriktningen utan förborrade hål, enligt Svensk standard 1995(d<5mm) s. 76

Minsta avstånd parallellt fiberriktningen:

$$a_1 := (4 + \cos 0) \cdot d_{skruv} = 21 \text{ mm}$$

Eftersom vi i praktiken har längre avstånd än 21mm mellan skruvarna

parallellt med fiberriktningen sätter vi $a_1 = s_0$

$$n_{eff} := n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{S_0}{13 \cdot d_{skruv}}} = 7.972$$

$$n_{eff} := \min \left(n_{skruv}^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{S_0}{13 \cdot d_{skruv}}}, n_{skruv} \right) \quad n_{eff} = 7$$

Förbandets dimensionerande bärformåga $a_{row} := \frac{n_{eff}}{n_{skruv}} = 1$

3. Korrektionsfaktorer

Enskäriga trä-träförband, förbindarens styrka vid ett skjuvningsplan

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet $k_{mod.C24} := 0.9$

Spanskiva: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet $k_{mod.plywood} := 0.9$

$$k_{mod.total} := \sqrt{(k_{mod.plywood} \cdot k_{mod.C24})} = 0.9$$

4. Bäddhållfasthet Enligt Eurocode SS-EN-1995

Bäddhållfasthet konstruktionsvirke - utan förborring $f_{h.k.C24} := 0.082 \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) \cdot (d_{skruv} \cdot mm^{-1})^{-0.3} \cdot N \cdot mm^{-2}$

$$f_{h.k.C24} = 18.66 \text{ MPa}$$

Bäddhållfasthet plywoodskiva - utan förborring $f_{h.k.plywood} := 0.11 \cdot \left(1 - 0.01 \cdot d_{skruv} \cdot \frac{1}{mm} \right) \cdot \rho_{k.plywood} \cdot \frac{m^3}{kg} \cdot N \cdot mm^{-2}$

$$f_{h.k.plywood} = 52.69 \text{ MPa}$$

Förhållandet mellan virkestyckernas bäddhållfasthet --> $\beta := \frac{f_{h.k.C24}}{f_{h.k.plywood}} = 0.354$

5. Egenskaper skruv

Skruvens flytmoment

$$M_{y.Rk} := .3 \cdot f_{uk.skruv} \cdot \frac{1}{MPa} \cdot \left(\frac{d_{skruv}}{mm} \right)^{2.6} N \cdot mm$$

$$M_{y.Rk} = (5.008 \cdot 10^3) N \cdot mm$$

6. Karakteristisk utdragsförmåga för en skruv

$$F_{ax.k} := 0.52 \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-0.5} \cdot \left(l_{ef} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-0.1} \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^{.8} \cdot MPa$$

$$F_{ax.k} = 19.72 MPa$$

$$k_d := \min \left(\frac{d_{skruv}}{8}, 1 \cdot mm \right) \quad k_d = 0.525 mm$$

Vinkeln mellan träskruvens axel och fiberriktningen $\alpha := 90^\circ$

$$F_{ax.k.Rk} := \frac{n_{eff} \cdot \left(F_{ax.k} \cdot \frac{1}{MPa} \right) \cdot \left(d_{skruv} \cdot \frac{1}{mm} \right) \cdot \left(l_{ef} \cdot \frac{1}{mm} \right) \cdot \left(k_d \cdot \frac{1}{mm} \right)}{1.2 \cdot (\cos(\alpha)^2) + (\sin(\alpha)^2)} \cdot N = 8.523 kN$$

$$Linverkan := \frac{F_{ax.k.Rk}}{4} = 2.131 kN \quad \leftarrow \text{Bidrar med 100\% till bärförmågan}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k.plywood} \cdot t_1 \cdot d_{skruv} = 2.656 kN$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k.C24} \cdot t_2 \cdot d_{skruv} = 3.056 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.k.plywood} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right) + 1.226 \cdot \text{kN} = 2.452 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.plywood} \cdot t_1 \cdot d_{skruv}}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.plywood} \cdot d_{skruv} \cdot t_1^2}} - \beta \right) + 1.023 \cdot \text{kN} = 2.046 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.plywood} \cdot t_2 \cdot d_{skruv}}{1 + (2 \cdot \beta)} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.plywood} \cdot d_{skruv} \cdot t_2^2}} - \beta \right) + 1.373 \cdot \text{kN} = 2.746 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k.plywood} \cdot d_{skruv}} + 1.238 \cdot \text{kN} = 2.476 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6}) \quad F_{v.Rk} = 2.046 \text{ kN}$$

Dimensionerande bärförmåga för förbandet i överkant.

$$F_{v.Rd} := \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} \cdot a_{row} = 1.416 \text{ kN}$$

$$F_{f.Rd} := F_{v.Rd} \cdot 1.2 = 1.7 \text{ kN}$$

SPIK - PLYWOOD

Beräkning av spikens dimensionerande bärförmåga med Myresjöhus 12 mm **plywood** som skivmaterial.

Spikdiameter räknas ut mha av formler från EC för **räfflad/kvadratisk** spik, spikens längd antas vara 50 mm och spikens huvud 5mm

1. Materialdata

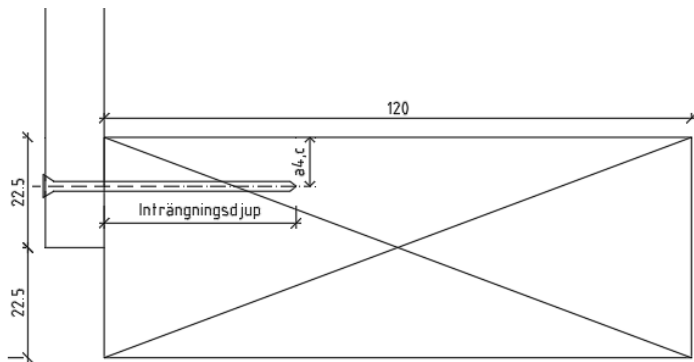
Tjocklek plywoodskiva, t_1	$t_1 := 12 \text{ mm}$
Karakteristisk densitet plywood	$\rho_{k.plywood} := 500 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Partialkoefficient för plywood	$\gamma_m := 1.2$
Karakteristisk densitet konstruktionsvirke	$\rho_{k.C24} := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}$
Karakteristisk draghållfasthet spik	$f_{uk.spik} := 600 \text{ MPa}$
Vinklar för infästning av spik	$\cos 0 := 1 \quad \sin 90 := 1$

2. Spikens dimensioner & längd

Enligt Eurokod kap 9 (5): "Vid bestämning av inbördes förbindaravstånd enligt kapitel 8 bör kanterna antas obelastade"

$$a_{4c} := 11.25 \text{ mm}$$

Avstånd från halva regelns centrum till minsta skivkant:



Detta gör att vi kan räkna ut spikens diameter mha EC

$$d_{spik} := \frac{a_{4c}}{5} = 2.25 \text{ mm}$$

$d_h := 5 \text{ mm}$ <-- Diameter spikhuvud

Spikens längd antas vara:

$$l_{spik} := 50 \text{ mm}$$

$$t_{inträningsning} := l_{spik} - t_1 = 38 \text{ mm}$$

Avstånd mellan förbindare parallellt med fiberriktningen utan förborrade hål

Minsta avstånd obelastad ände:

$$a_1 := (5 + 5 \cdot (\cos 0)) \cdot d_{spik} = 22.5 \text{ mm}$$

Antaget spikavstånd i skivans överkant

$$S_0 := 200 \text{ mm}$$

Antal skruv i skivans ovan- och underkant

$$n_{spik} := 7$$

Antal effektiva spikar parallellt med fiberriktningen är $n_{eff} = n^{k_{eff}}$

Enligt tabell 8.1 i SS-95 ska $k_{eff} = 0.85$ om $a_1 = 10d$. Detta stämmer i vårt fall, men så tätt som 20 mm spikar vi inte. Därför:

$$k_{eff} := 1.0$$

$$n_{eff} := n_{spik}^{k_{eff}} = 7 \text{ stycken}$$

Förbandets dimensionerande bärförmåga

$$a_{row} := \frac{n_{eff}}{n_{spik}} = 1$$

EC5 8.3.1.2

$$l_{spik.minsta} := 6 d_{spik} \quad Check_{l_{spik.minsta}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{l_{spik.minsta}}{l_{spik}} < 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Invalid"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| \quad Check_{l_{spik.minsta}} = \text{"OK"}$$

2. Korrektionsfaktor

Enskäriga trä-träförband, förbindarens styrka vid ett skjuvningsplan

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet

$$k_{mod.C24} := 0.9$$

Plywood: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet

$$k_{mod.plywood} := 0.9$$

Kombinerad korrektionsfaktor

$$k_{mod.total} := \sqrt{(k_{mod.plywood} \cdot k_{mod.C24})} = 0.9$$

3. Bäddhållfasthet Enligt Eurocode SS-EN-1995

Bäddhållfasthet konstruktionsvirke - utan förborring: $f_{h.k.C24} := 0.082 \cdot \left(\rho_{k.C24} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) \cdot \left(d_{spik} \cdot mm^{-1} \right)^{-0.3} \cdot N \cdot mm^{-2}$

$$f_{h.k.C24} = 22.502 \text{ MPa}$$

Bäddhållfasthet plywoodskiva - utan förborring:

$$f_{h.k.plywoodskiva} := 0.11 \cdot \left(d_{spik} \cdot \frac{1}{mm} \right)^{-3} \cdot \left(\rho_{k.plywood} \cdot \frac{m^3}{kg} \right) N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{h.k.plywoodskiva} = 43.123 \text{ MPa}$$

Förhållandet mellan virkesstyckernas bäddhållfasthet

$$\beta := \frac{f_{h.k.C24}}{f_{h.k.plywoodskiva}} = 0.522$$

4. Egenskaper spik

Spikens flytmoment

$$M_{y.Rk} := .45 \cdot f_{uk.spik} \cdot \frac{1}{MPa} \cdot \left(\frac{d_{spik}}{mm} \right)^{2.6} N \cdot mm$$

$$M_{y.Rk} = (2.224 \cdot 10^3) N \cdot mm$$

5. Karakteristisk utdragsförmåga för en spik

Kontroll av inträngningslängden

Karakteristisk utdragshållfasthet i
EC5 8.3.2(6)(7)

$$Check_{l.spik.minsta} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } t_{inträngning} > 12 \cdot d_{spik} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{“Apply 8.3.2(7)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad Check_{l.spik.minsta} = \text{“OK”}$$

Utdragsbelastad profilerad spik

$$f_{ax.k} := (65 \cdot 10^{-6}) \left(\rho_{k.C24} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^2 \cdot MPa \quad f_{ax.k} = 7.963 \text{ MPa}$$

Hållfasthetsvärde för genomdragning av spikhuvudet

$$f_{head.k} := 70 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\rho_{k.plywood} \cdot m \cdot m \cdot \frac{m}{kg} \right)^2 \cdot MPa \quad f_{head.k} = 17.5 \text{ MPa}$$

6. Dimensionerande bärförmåga med flera spikar i överkant

Kontroll av minsta värde för förbindare mot ett skjuvningsplan

$$F_{ax.Rk1} := f_{head.k} \cdot d_h^2 = 0.438 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk2} := f_{ax.k} \cdot d_{spik} \cdot t_{inträningsning} = 0.681 \text{ kN}$$

$$F_{ax.Rk} := \min(F_{ax.Rk1}, F_{ax.Rk2}) \quad F_{ax.Rk} = 0.438 \text{ kN}$$

$$Linverkan := \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 0.109 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{Bidrar med 25\% till bärförmågan}$$

$$F_{v.Rk1} := f_{h.k.plywoodskiva} \cdot t_1 \cdot d_{spik} = 1.164 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk2} := f_{h.k.C24} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik} = 1.924 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk3} := \frac{f_{h.k.plywoodskiva} \cdot t_1 \cdot d_{spik}}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} + \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right) \right) + 0.$$

$$F_{v.Rk4} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.plywoodskiva} \cdot t_1 \cdot d_{spik}}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.plywoodskiva} \cdot d_{spik} \cdot t_1^2}} - \beta \right) + 0.12 \cdot \text{kN} = 0.622 \text{ kN}$$

$$f_{h.k.plywoodskiva} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} + \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_{inträningsning}}{t_1} \right) \right)$$

$$F_{v.Rk5} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.k.plywoodskiva} \cdot t_{inträningsning} \cdot d_{spik}}{1 + (2 \cdot \beta)} \cdot \left(\sqrt{(2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta)) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.k.plywoodskiva} \cdot d_{spik} \cdot t_{inträningsning}^2}} - \beta \right) + 0.109 \text{ kN} = 0.914 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk6} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.k.plywoodskiva} \cdot d_{spik}} + 0.109 \text{ kN} = 0.735 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk} := \min(F_{v.Rk1}, F_{v.Rk2}, F_{v.Rk3}, F_{v.Rk4}, F_{v.Rk5}, F_{v.Rk6}) \quad F_{v.Rk} = 0.622 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} := \frac{F_{v.Rk} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} \cdot a_{row} = 0.467 \text{ kN}$$

Enligt sid 100 i Eurokod: "För förbindare längs skivkanterna bör dimensionerande tvärkraftförmåga ökas med en faktor 1.2 i förhållande till motsvarande värde enligt kapitel 8."

$$F_{f.Rd} := F_{v.Rd} \cdot 1.2 = 0.56 \text{ kN}$$

NORMAL & HÅRDGIPS

Värden för danogips **normalgipsskiva** och **hårdgipsskiva** hämtas från knauf danogips produktdatablad (skruvförband gipsskiva mot träregel).

Beräkningsgång hämtad ur Gyprocs handbok (Kap. stomstabilitet)

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet: $k_{mod.konstruktionsvirke} := 0.9$

Eftersom gips inte har något k_{mod} värde används plywoods k_{mod} -värde till beräkningen.

Konstruktionsvirke: Klimatklass 2, kort lastvaraktighet:

$$k_{mod.gips} := 0.9$$

$$k_{mod.total} := \sqrt{(k_{mod.gips} \cdot k_{mod.konstruktionsvirke})} = 0.9$$

Samma gäller för materialets partialkoefficient:

$$\gamma_m := 1.2$$

Hd per väggenhet och skivlag för 1200 mm breda skivor på reglar c 600mm med skruvavstånd c300mm i skivmitt är:

Karakteristiskt skjuvhållfasthetsvärde per infästning för **normalgipsskivan**:

$$F_{v.k.normalgips} := 0.522 \text{ kN}$$

Karakteristiskt skjuvhållfasthetsvärde per infästning för **hårdgipsskivan**:

$$F_{v.k.hardgips} := 0.855 \text{ kN}$$

Bilaga C

SPIK - SPÅNSKIVA

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos varje spånskiva

$$h_{skiva} := 2400 \text{ mm} \quad S_0 := 200 \text{ mm} \quad F_{f.Rd} := 0.399 \text{ kN}$$

$$b_{skiva1} := 1200 \text{ mm} \quad b_{skiva2} := 743 \text{ mm} \quad b_{skiva3} := 720 \text{ mm}$$

$$b_{skiva4} := 610 \text{ mm} \quad b_{skiva5} := 945 \text{ mm} \quad b_{skiva6} := 940 \text{ mm}$$

$$c_i := 1 \quad c_{i2} := \frac{b_{skiva2}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.619 \quad c_{i3} := \frac{b_{skiva3}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.6 \quad c_{i4} := \frac{b_{skiva4}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.508$$

$$c_{i5} := \frac{b_{skiva5}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.788 \quad c_{i6} := \frac{b_{skiva6}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.783$$

$$F_{i.v.R.d1} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva1} \cdot c_i}{S_0} = 2.394 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d2} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva2} \cdot c_{i2}}{S_0} = 0.918 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d3} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva3} \cdot c_{i3}}{S_0} = 0.862 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d4} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva4} \cdot c_{i4}}{S_0} = 0.619 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d5} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva5} \cdot c_{i5}}{S_0} = 1.485 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d6} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva6} \cdot c_{i6}}{S_0} = 1.469 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga för varje vägg i garaget

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := F_{i.v.R.d1} \cdot 4 + 2 \cdot F_{i.v.R.d5} = 12.545 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d2} \cdot 2 = 16.2 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := F_{i.v.R.d1} \cdot 2 + F_{i.v.R.d2} \cdot 1 + F_{i.v.R.d3} \cdot 1 + F_{i.v.R.d4} \cdot 1 + F_{i.v.R.d5} \cdot 2 = 10.156 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d6} \cdot 4 = 20.24 \text{ kN}$$

SKRUV - OSB

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos varje plywoodskiva

$$h_{skiva} := 2400 \text{ mm} \quad S_0 := 200 \text{ mm} \quad F_{f.Rd} := 1.117 \text{ kN}$$

$$b_{skiva1} := 1200 \text{ mm} \quad b_{skiva2} := 743 \text{ mm} \quad b_{skiva3} := 720 \text{ mm}$$

$$b_{skiva4} := 610 \text{ mm} \quad b_{skiva5} := 945 \text{ mm} \quad b_{skiva6} := 940 \text{ mm}$$

$$c_i := 1 \quad c_{i2} := \frac{b_{skiva2}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.619 \quad c_{i3} := \frac{b_{skiva3}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.6$$

$$c_{i4} := \frac{b_{skiva4}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.508 \quad c_{i5} := \frac{b_{skiva5}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.788 \quad c_{i6} := \frac{b_{skiva6}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.783$$

$$F_{i.v.R.d1} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva1} \cdot c_i}{S_0} = 6.702 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d2} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva2} \cdot c_{i2}}{S_0} = 2.569 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d3} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva3} \cdot c_{i3}}{S_0} = 2.413 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d4} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva4} \cdot c_{i4}}{S_0} = 1.732 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d5} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva5} \cdot c_{i5}}{S_0} = 4.156 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d6} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva6} \cdot c_{i6}}{S_0} = 4.112 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjubbärförmåga för varje vägg i garaget

Gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := F_{i.v.R.d1} \cdot 4 + 2 \cdot F_{i.v.R.d5} = 35.121 \text{ kN}$$

Långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d2} \cdot 2 = 45.351 \text{ kN}$$

Långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := F_{i.v.R.d1} \cdot 2 + F_{i.v.R.d2} \cdot 1 + F_{i.v.R.d3} \cdot 1 + F_{i.v.R.d4} \cdot 1 + F_{i.v.R.d5} \cdot 2 = 28.43 \text{ kN}$$

Innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d6} \cdot 4 = 56.662 \text{ kN}$$

SPIK - OSB

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos varje OSB-skiva

$$h_{skiva} := 2400 \text{ mm} \quad S_0 := 200 \text{ mm} \quad F_{f.Rd} := 0.475 \text{ kN}$$

$$b_{skiva1} := 1200 \text{ mm} \quad b_{skiva2} := 743 \text{ mm} \quad b_{skiva3} := 720 \text{ mm}$$

$$b_{skiva4} := 610 \text{ mm} \quad b_{skiva5} := 945 \text{ mm} \quad b_{skiva6} := 940 \text{ mm}$$

$$c_i := 1 \quad c_{i2} := \frac{b_{skiva2}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.619 \quad c_{i3} := \frac{b_{skiva3}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.6 \quad c_{i4} := \frac{b_{skiva4}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.508$$

$$c_{i5} := \frac{b_{skiva5}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.788 \quad c_{i6} := \frac{b_{skiva6}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.783$$

$$F_{i.v.R.d1} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva1} \cdot c_i}{S_0} = 2.85 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d2} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva2} \cdot c_{i2}}{S_0} = 1.093 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d3} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva3} \cdot c_{i3}}{S_0} = 1.026 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d4} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva4} \cdot c_{i4}}{S_0} = 0.736 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d5} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva5} \cdot c_{i5}}{S_0} = 1.767 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d6} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva6} \cdot c_{i6}}{S_0} = 1.749 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga för varje vägg i garaget

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := F_{i.v.R.d1} \cdot 4 + 2 \cdot F_{i.v.R.d5} = 14.935 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d2} \cdot 2 = 19.285 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := F_{i.v.R.d1} \cdot 2 + F_{i.v.R.d2} \cdot 1 + F_{i.v.R.d3} \cdot 1 + F_{i.v.R.d4} \cdot 1 + F_{i.v.R.d5} \cdot 2 = 12.09 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d6} \cdot 4 = 24.095 \text{ kN}$$

SKRUV - PLYWOOD

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos varje plywoodskiva

$$h_{skiva} := 2400 \text{ mm} \quad S_0 := 200 \text{ mm} \quad F_{f.Rd} := 1.7 \text{ kN}$$

$$b_{skiva1} := 1200 \text{ mm} \quad b_{skiva2} := 743 \text{ mm} \quad b_{skiva3} := 720 \text{ mm}$$

$$b_{skiva4} := 610 \text{ mm} \quad b_{skiva5} := 945 \text{ mm} \quad b_{skiva6} := 940 \text{ mm}$$

$$c_{i1} := 1 \quad c_{i2} := \frac{b_{skiva2}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.619 \quad c_{i3} := \frac{b_{skiva3}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.6 \quad c_{i4} := \frac{b_{skiva4}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.508$$

$$c_{i6} := \frac{b_{skiva6}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.783 \quad c_{i5} := \frac{b_{skiva5}}{\frac{h_{skiva}}{2}} = 0.788$$

$$F_{i.v.R.d1} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva1} \cdot c_{i1}}{S_0} = 10.2 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d2} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva2} \cdot c_{i2}}{S_0} = 3.91 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d3} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva3} \cdot c_{i3}}{S_0} = 3.672 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d6} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva6} \cdot c_{i6}}{S_0} = 6.259 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d4} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva4} \cdot c_{i4}}{S_0} = 2.636 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d5} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva5} \cdot c_{i5}}{S_0} = 6.326 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga för varje vägg i garaget

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos gavelvägg

$$F_{v.Rd1} := F_{i.v.R.d1} \cdot 4 + 2 \cdot F_{i.v.R.d5} = 53.451 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d2} \cdot 2 = 69.021 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := F_{i.v.R.d1} \cdot 2 + F_{i.v.R.d2} \cdot 1 + F_{i.v.R.d3} \cdot 1 + F_{i.v.R.d4} \cdot 1 + F_{i.v.R.d5} \cdot 2 = 43.269 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d6} \cdot 4 = 86.235 \text{ kN}$$

SPIK - PLYWOOD

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos varje plywoodskiva

$$h_{skiva} := 2400 \text{ mm} \quad S_0 := 200 \text{ mm} \quad F_{f.Rd} := 0.56 \text{ kN}$$

$$b_{skiva1} := 1200 \text{ mm} \quad b_{skiva2} := 743 \text{ mm} \quad b_{skiva3} := 720 \text{ mm}$$

$$b_{skiva4} := 610 \text{ mm} \quad b_{skiva5} := 945 \text{ mm} \quad b_{skiva6} := 940 \text{ mm}$$

$$c_i := 1 \quad c_{i2} := \frac{b_{skiva2}}{h_{skiva}} = 0.619 \quad c_{i3} := \frac{b_{skiva3}}{h_{skiva}} = 0.6 \quad c_{i4} := \frac{b_{skiva4}}{h_{skiva}} = 0.508$$

$$c_{i5} := \frac{b_{skiva5}}{h_{skiva}} = 0.788 \quad c_{i6} := \frac{b_{skiva6}}{h_{skiva}} = 0.783$$

$$F_{i.v.R.d1} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva1} \cdot c_i}{S_0} = 3.36 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d2} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva2} \cdot c_{i2}}{S_0} = 1.288 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d3} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva3} \cdot c_{i3}}{S_0} = 1.21 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d4} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva4} \cdot c_{i4}}{S_0} = 0.868 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d5} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva5} \cdot c_{i5}}{S_0} = 2.084 \text{ kN}$$

$$F_{i.v.R.d6} := \frac{F_{f.Rd} \cdot b_{skiva6} \cdot c_{i6}}{S_0} = 2.062 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga för varje vägg i garaget

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := F_{i.v.R.d1} \cdot 4 + 2 \cdot F_{i.v.R.d5} = 17.607 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d2} \cdot 2 = 22.736 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := F_{i.v.R.d1} \cdot 2 + F_{i.v.R.d2} \cdot 1 + F_{i.v.R.d3} \cdot 1 + F_{i.v.R.d4} \cdot 1 + F_{i.v.R.d5} \cdot 2 = 14.253 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := F_{i.v.R.d1} \cdot 6 + F_{i.v.R.d6} \cdot 4 = 28.407 \text{ kN}$$

NORMALGIPS

$$F_{v.k.normalgips} := 0.522 \text{ kN} \quad k_{mod.total} := 0.9 \quad \gamma_m := 1.2$$

$$h := 2400 \text{ mm} \quad S_0 := 200 \text{ mm}$$

$$b_1 := 1200 \text{ mm}$$

$$b_2 := 743 \text{ mm}$$

$$b_3 := 720 \text{ mm}$$

$$b_4 := 610 \text{ mm}$$

$$b_5 := 945 \text{ mm}$$

$$b_6 := 940 \text{ mm}$$

Dimensionerande bärförmåga med flera skruvar i överkant.

$$F_{v.Rd.normalgips} := \frac{F_{v.k.normalgips} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} = 0.392 \text{ kN}$$

$$H_{d.i.normalgips1} := \frac{F_{v.Rd.normalgips} \cdot b_1}{S_0} = 2.349 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 1}$$

$$H_{d.i.normalgips2} := \frac{F_{v.Rd.normalgips} \cdot b_2}{S_0} \cdot 0.25 = 0.364 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 2 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.normalgips3} := \frac{F_{v.Rd.normalgips} \cdot b_3}{S_0} \cdot 0.25 = 0.352 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 3 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.normalgips4} := \frac{F_{v.Rd.normalgips} \cdot b_4}{S_0} \cdot 0.25 = 0.299 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 4 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.normalgips5} := \frac{F_{v.Rd.normalgips} \cdot b_5}{S_0} \cdot 0.25 = 0.462 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 5 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.normalgips6} := \frac{F_{v.Rd.normalgips} \cdot b_6}{S_0} \cdot 0.25 = 0.46 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 6 som är } 600 < b < 1200$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := H_{d.i.normalgips1} \cdot 4 + 2 \cdot H_{d.i.normalgips5} = 10.321 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := H_{d.i.normalgips1} \cdot 6 + H_{d.i.normalgips2} \cdot 2 = 14.821 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := H_{d.i.normalgips1} \cdot 2 + H_{d.i.normalgips2} \cdot 1 + H_{d.i.normalgips3} \cdot 1 + H_{d.i.normalgips4} \cdot 1 + H_{d.i.normalgips5} \cdot 2 = 6.637 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := H_{d.i.normalgips1} \cdot 6 + H_{d.i.normalgips6} \cdot 4 = 15.934 \text{ kN}$$

HÅRDGIPS

$$F_{v.k.hardgips} := 0.855 \text{ kN}$$

Dimensionerande bärförmåga med flera skruvar i överkant.

$$F_{v.Rd.hardgips} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot k_{mod.total}}{\gamma_m} = 0.641 \text{ kN}$$

$$H_{d.i.hardgips1} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot b_1}{S_0} = 5.13 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 1}$$

$$H_{d.i.hardgips2} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot b_2}{S_0} \cdot 0.25 = 0.794 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 2 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.hardgips3} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot b_3}{S_0} \cdot 0.25 = 0.77 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 3 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.hardgips4} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot b_4}{S_0} \cdot 0.25 = 0.652 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 4 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.hardgips5} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot b_5}{S_0} \cdot 0.25 = 1.01 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 5 som är } 600 < b < 1200$$

$$H_{d.i.hardgips6} := \frac{F_{v.k.hardgips} \cdot b_6}{S_0} \cdot 0.25 = 1.005 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{För skiva 6 som är } 600 < b < 1200$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos gavelvägg baksida

$$F_{v.Rd1} := H_{d.i.hardgips1} \cdot 4 + 2 \cdot H_{d.i.hardgips5} = 22.54 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida utan fönster/dörr

$$F_{v.Rd2} := H_{d.i.hardgips1} \cdot 6 + H_{d.i.hardgips2} \cdot 2 = 32.368 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvbärförmåga hos vägg långsida med fönster/dörr

$$F_{v.Rd3} := H_{d.i.hardgips1} \cdot 2 + H_{d.i.hardgips2} \cdot 1 + H_{d.i.hardgips3} \cdot 1 + H_{d.i.hardgips4} \cdot 1 + H_{d.i.hardgips5} \cdot 2 = 14.495 \text{ kN}$$

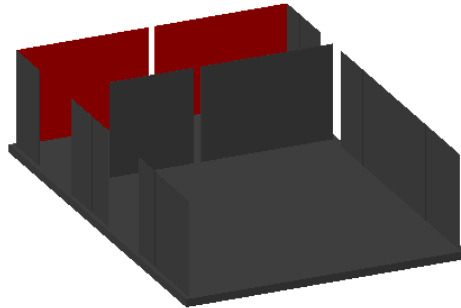
Dimensionerande skjuvbärförmåga hos innervägg (dubbla skivor)

$$F_{v.Rd4} := H_{d.i.hardgips1} \cdot 6 + H_{d.i.hardgips6} \cdot 4 = 34.799 \text{ kN}$$

BILAGA D: Resultat av skivväggarnas bärförmåga

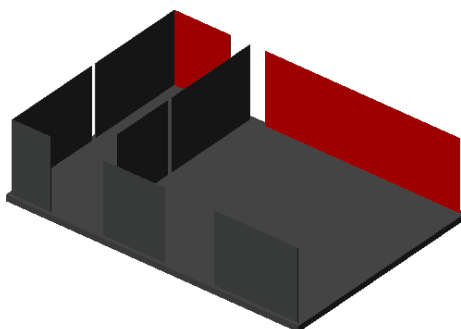
Sammanställning av de olika skivornas skjuvbärförmåga beroende på skivmaterial och typ av förbindare.

		Skivornas skjuvbärförmåga, $F_{i,v,Rd}$ (kN)				
Bredd (mm):	Typ av förband	Plywood	Spånskiva	OSB-skiva	Normalgips	Hårdgips
1200	Spik:	3.302	2.437	2.852	-	-
	Skruv:	8.499	4.722	5.584	2.819	4.617
945	Spik:	2.048	1.512	1.769	-	-
	Skruv:	5.271	2.959	3.463	0.555	0.909
940	Spik:	2.026	1.496	1.75	-	-
	Skruv:	5.215	2.928	3.426	0.552	0.904
743	Spik:	1.266	0.934	1.093	-	-
	Skruv:	3.258	1.829	2.141	0.436	0.715
720	Spik:	1.189	0.877	1.027	-	-
	Skruv:	3.06	1.718	2.01	0.423	0.693
610	Spik:	0.853	0.63	0.737	-	-
	Skruv:	2.196	1.233	1.443	0.358	0.587



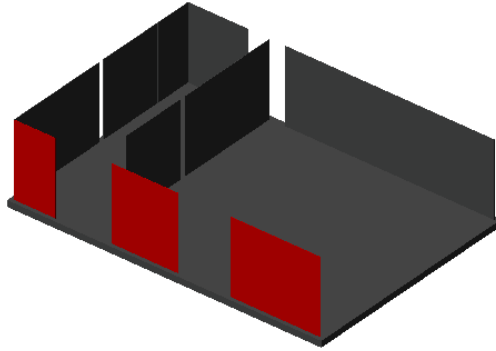
Gavelväggens totala skjubbärförmåga beroende på skivmaterial och förbindare

			<i>Skivornas skjubbärförmåga, $F_{i,v,Rd}$ (kN)</i>				
<i>skivor:</i>	<i>Antal skivor:</i>		<i>Plywood:</i>	<i>Spånskiva</i>	<i>OSB-Skiva</i>	<i>Normalgips</i>	<i>Hårdgips</i>
<i>1200 mm</i>	<i>4</i>	<i>Spik:</i>	<i>3.302</i>	<i>2.437</i>	<i>2.852</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
		<i>Skruv:</i>	<i>8.499</i>	<i>4.722</i>	<i>5.584</i>	<i>2.819</i>	<i>4.617</i>
<i>945 mm</i>	<i>2</i>	<i>Spik:</i>	<i>2.048</i>	<i>1.512</i>	<i>1.769</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
		<i>Skruv:</i>	<i>5.271</i>	<i>2.959</i>	<i>3.463</i>	<i>0.555</i>	<i>0.909</i>
<i>Totalt:</i>	<i>6</i>	<i>Spik:</i>	<i>17.303</i>	<i>12.773</i>	<i>14.946</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
		<i>Skruv:</i>	<i>44.536</i>	<i>25.005</i>	<i>33.501</i>	<i>12.385</i>	<i>20.286</i>



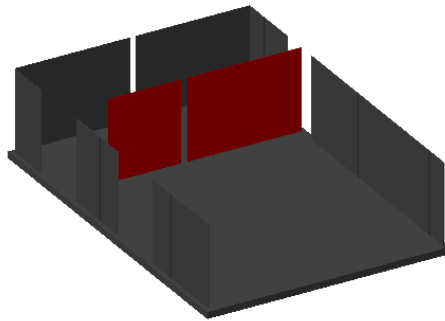
Långsida vägg, utan fönster och dörrar. Totala skjubbärförmåga beroende på skivmaterial och förbindare

		Skivornas skjubbärförmåga, $F_{i,v,Rd}$ (kN)					
skivor:	Antal skivor:		Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
1200 mm	6	Spik:	3.302	2.437	2.852	-	-
		Skruv:	8.499	4.722	5.584	2.819	4.617
743 mm	2	Spik:	1.266	0.934	1.093	-	-
		Skruv:	3.258	1.829	2.141	0.436	0.715
Totalt:	8	Spik:	22.343	16.493	19.299	-	-
		Skruv:	57.509	32.289	37.782	17.785	29.131



Långsida vägg, med fönster och dörrar. Totala skjuvbärförmåga beroende på skivmaterial och förbindare

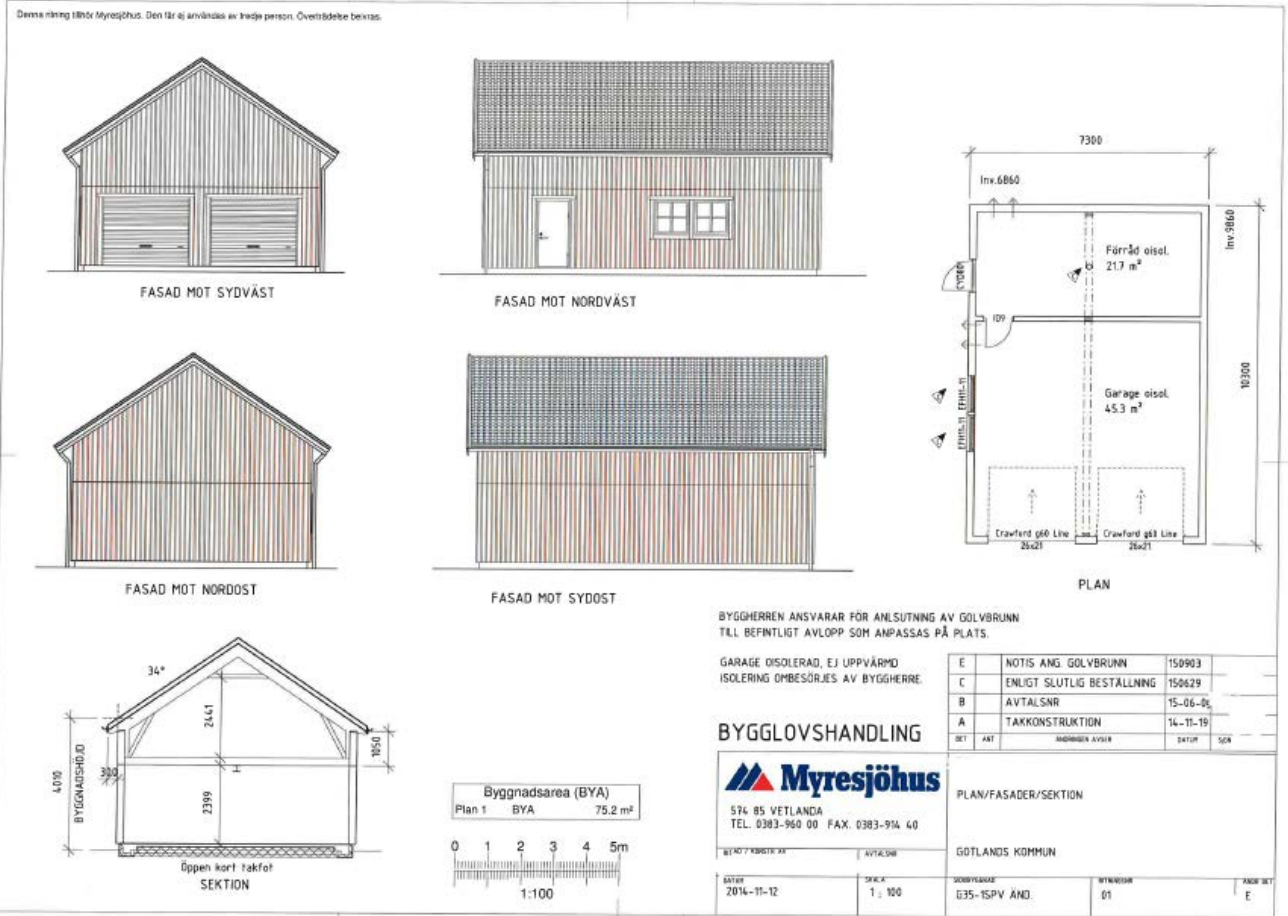
			Skivornas skjuvbärförmåga, $F_{i,v,Rd}$ (kN)				
skivor:	Antal skivor:		Plywood:	Spånskiva	OSB-Skiva	Normalgips	Hårdgips
1200 mm	2	Spik:	3.302	2.437	2.852	-	-
		Skruv:	8.499	4.722	5.584	2.819	4.617
743 mm	1	Spik:	1.266	0.934	1.093	-	-
		Skruv:	3.258	1.829	2.141	0.436	0.715
720 mm	1	Spik:	1.189	0.877	1.027	-	-
		Skruv:	3.06	1.718	2.01	0.423	0.693
610 mm	1	Spik:	0.853	0.63	0.737	-	-
		Skruv:	2.196	1.233	1.443	0.358	0.587
945 mm	2	Spik:	2.048	1.512	1.769	-	-
		Skruv:	5.271	2.959	3.463	0.555	0.909
Totalt:	7	Spik:	14.007	10.34	12.099	-	-
		Skruv:	36.053	20.242	23.686	7.965	13.046

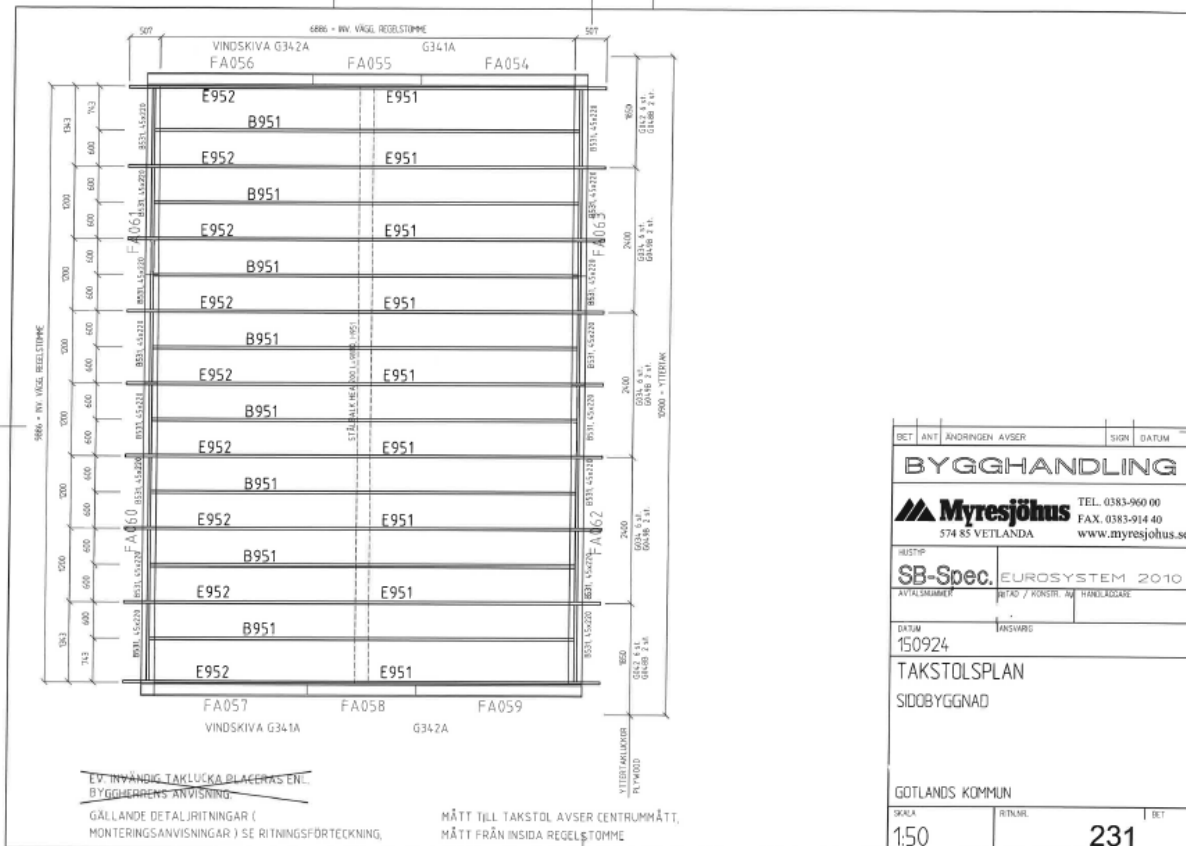
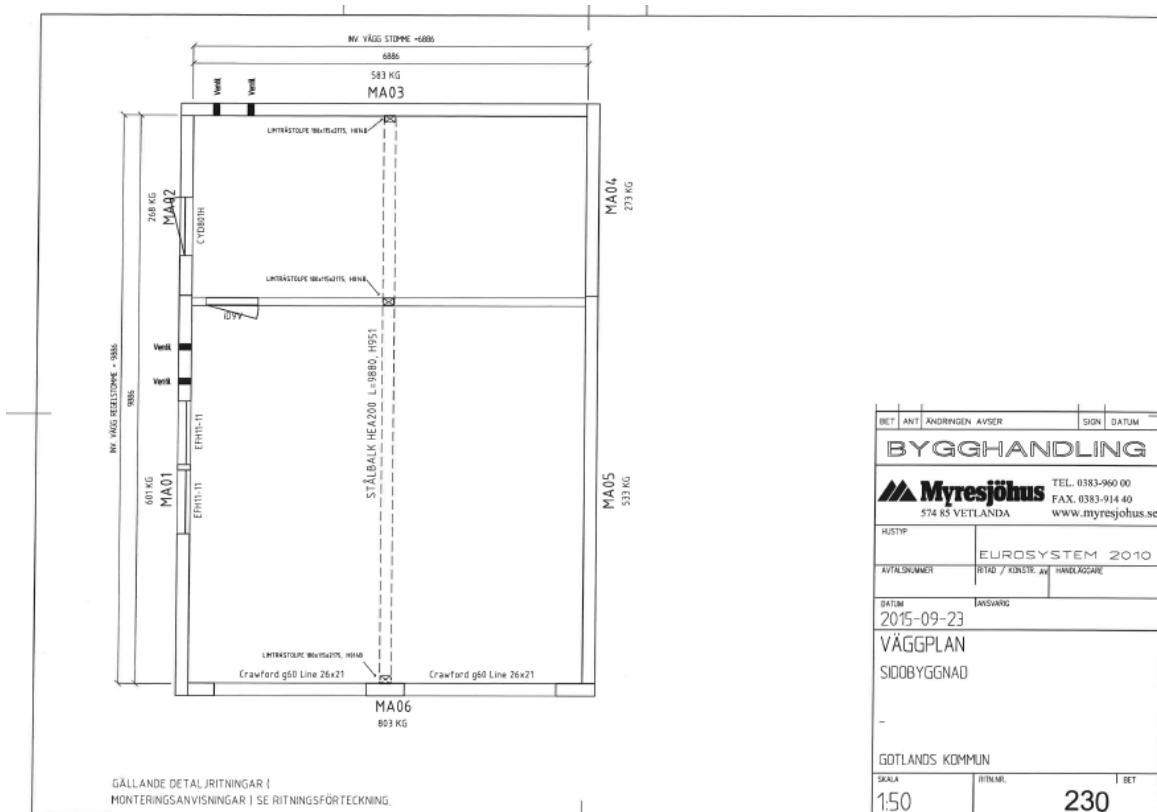


Innerväggens totala skjubbärförmåga beroende på skivmaterial och förbindare

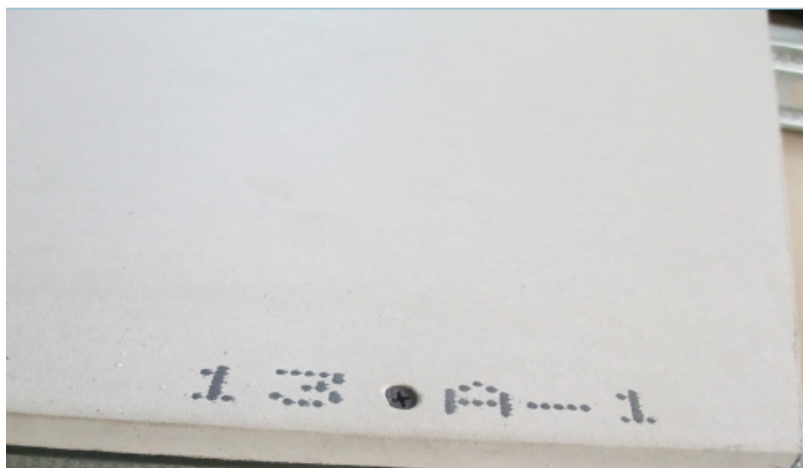
		<i>Skivornas skjubbärförmåga, $F_{i,v,Rd}$ (kN)</i>					
<i>skivor:</i>	<i>Antal skivor:</i>		<i>Plywood:</i>	<i>Spånskiva</i>	<i>OSB-Skiva</i>	<i>Normalgips</i>	<i>Hårdgips</i>
<i>1200 mm</i>	<i>6</i>	<i>Spik:</i>	<i>3.302</i>	<i>2.437</i>	<i>2.852</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
		<i>Skruv:</i>	<i>8.499</i>	<i>4.722</i>	<i>5.584</i>	<i>2.819</i>	<i>4.617</i>
<i>940 mm</i>	<i>4</i>	<i>Spik:</i>	<i>2.026</i>	<i>1.496</i>	<i>1.75</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
		<i>Skruv:</i>	<i>5.215</i>	<i>2.928</i>	<i>3.426</i>	<i>0.552</i>	<i>0.904</i>
<i>Totalt:</i>	<i>10</i>	<i>Spik:</i>	<i>27.916</i>	<i>20.607</i>	<i>24.113</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
		<i>Skruv:</i>	<i>71.853</i>	<i>40.342</i>	<i>47.206</i>	<i>19.121</i>	<i>31.319</i>

BILAGA E: Ritningar





BILAGA F: Danogips produktdatablad



Classic Board Normalgipsskiva för invändig beklädnad

Beteckning: 13 A

Blad nr.
Sida: 2/2

05/2016

Tekniska egenskaper

Mått	Benämning	13 mm
	Produktionsmått	12,5 mm
	Bredd	900, 1200 mm
	Längd	*)
Vikt	För skivbredd 900 och 1200 mm	9,0 kg/m ²
Densitet	För skivbredd 900 och 1200 mm	720 kg/m ³
Toleranser	Tjocklek	± 0,5 mm
	Bredd	+0/-3 mm*
	Längd	+0/-3 mm*
	Vikt	± 0,4 kg/m ²
Hållfasthet	Långkantsavvikelse, parallellitet	± 0 mm
	Avvikelse från rätvinklighet/600 mm skivbredd	1 mm
	Böjhållfasthet (brott) - längdriktning	> 6,2 MPa
	Böjhållfasthet (brott) - tvärriktning	> 2,4 MPa
	Elasticitetsmodul - längdriktning	2,5 GPa
Värme	Elasticitetsmodul - tvärriktning	2,0 GPa
	Tryckhållfasthet	2,0 MPa
	Skjuvhållfasthet per infästning (gäller skruv- förband gipsskiva mot träregel) karakteristiskt värde	522 N
	Högsta tillåtna temperatur 5-10 minuter	120 °C
	Högsta tillåtna temperatur ständigt	50 °C
Fukt	Värmemotstånd Rp	0,06 m ² C/W
	Längdutvidgningskoefficient	25x10 ⁻⁶ mm/k
	Ånggenomgångsmotstånd (S/M)	4,7x10 ³
	Längdändring när RF varierar från 40 % till 90 %	0,04 %
Täthet	Kritisk RF	långvarigt ej >70%
	Luftgenomsläpplighet	1,4x10 ⁻⁹ m ³ /m ² sPa
Brand	Brandteknisk materialklass	A2-s1,d0
	Brandteknisk beklädnad klass	K ₂ 10/B-s1,d0

*) Se Knauf Danogips produktsortiment

Förvaring

Lagras torr och förvaras liggande på ett plant underlag av ströer, med centrumavstånd max 600 mm.

Ytterligare information på www.knaufdanogips.se.

Säkerhetsanvisning

Se aktuellt säkerhetsblad på www.knaufdanogips.se

*) Som standard levereras Classic Board med bredd och längd tolerans +0/-3 mm. Skiva märkt med line 04 har dock tolerans +0/-4 mm på bredd och +0/-5 mm på längd.

Knauf Danogips GmbH
SE-296 80 Åhus
Teknisk support: 044 28 78 22
www.knaufdanogips.se
info@knaufdanogips.se

Rätt till tekniska ändringar förbehålles. Den vid var tid aktuella upplagan gäller. Vår garanti gäller bara att materialet är felfritt. Uppgifter om förbrukning, mängder och bearbetning är hämtade från våra erfarenheter, och de kan vid avvikande omständigheter inte överföras rakt av. Uppgifterna motsvarar teknikens ståndpunkt för tillfället. Här kan dock inte alla vedertagna byggtkniska regler, standarder, riktlinjer och praxis redovisas. Den som använder produkten måste beakta sådana uppgifter utöver bearbetningsanvisningarna. De konstruktionsrelaterade, hållfasthetsrelaterade och byggfysikaliska egenskaperna hos system från Knauf kan bara uppnås om endast systemkomponenter från Knauf eller produkter som rekommenderas av Knauf används.



Solid Board

Hårdgipsskiva för väggar med högre krav på slagtålighet

Blad nr.
Sida: 2/2

03/2015

Tekniska egenskaper

Mått	Benämning	13 mm
	Produktionsmått	12,5 mm
	Bredd	900, 1200 mm
	Längd	*) mm
Vikt		11,4 kg/m ²
Densitet		912 kg/m ³
Toleranser	Tjocklek	± 0,5 mm
	Bredd	+0/-3 mm
	Längd	+0/-3 mm
	Vikt	± 0,3 kg/m ²
	Långkantsavvikelse, parallellitet	± 0 mm
	Avvikelse från rätvinklighet/600 mm skivbredd	1 mm
Hållfasthet	Böjhållfasthet (brott) - längdriktning	9,8 MPa
	Böjhållfasthet (brott) - tvärriktning	3,4 MPa
	Elasticitetsmodul - längdriktning	4,5 GPa
	Elasticitetsmodul - tvärriktning	4,0 GPa
	Tryckhållfasthet	3,3 MPa
	Skjuvhållfasthet per infästning (gäller skruv-förband gipsskiva mot träregel), karakteristiskt värde	855 N
Värme	Högsta tillåtna temperatur 5-10 minuter	120 °C
	Högsta tillåtna temperatur ständigt	50 °C
	Värmemotstånd R _p	0,06 m ² C/W
	Längdutvidgningskoefficient	25x10 ⁻⁶ mm/k
Fukt	Ånggenomgångsmotståndsfaktor μ	10
	Längdändring när RF varierar från 40 % till 90 %	0,4 mm/m
Täthet	Luftgenomsläpplighet	1,4x10 ⁻⁶ m ³ /m ² sPa
Brand	Brandteknisk materialklass	A2-s1,d0
	Brandteknisk beklädnad klass	K2 ¹⁰ /B-s1,d0

*) Se Knauf Danogips produktsortiment

Förvaring

Lagras torr och på ett plant underlag av ströer med högst 600 mm avstånd. Ytterligare information på www.knaufdanogips.se.

Säkerhetsanvisning

Se aktuellt säkerhetsblad på www.knaufdanogips.se

Knauf Danogips GmbH
SE-296 80 Åhus
Teknisk support: 044 28 78 22
www.knaufdanogips.se
info@knaufdanogips.se

Rätt till tekniska ändringar förbehålles. Den vid var tid aktuella upplagan gäller. Vår garanti gäller bara att materialet är felritt. Uppgifter om förbrukning, mängder och bearbetning är hämtade från våra erfarenheter, och de kan vid avvikande omständigheter inte överföras rakt av. Uppgifterna motsvarar teknikens ståndpunkt för 22-tagen. Här kan dock inte alla vedertagna byggtkniska regler, standarder, riktlinjer och praxis redovisas.

Den som använder produkten måste beakta sådana uppgifter utöver bearbetningsanvisningarna. De konstruktionsrelaterade, hållfasthetsrelaterade och byggtkniska egenskaperna hos system från Knauf kan bara uppnås om endast systemkomponenter från Knauf eller produkter som rekommenderas av Knauf används.

Linnéuniversitetet

Kalmar Växjö

Fakulteten för teknik
391 82 Kalmar | 351 95 Växjö
Tel 0772-28 80 00
teknik@lnu.se
Lnu.se/fakulteten-for-teknik