

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

Division of Structural Engineering  
Faculty of Engineering, LTH  
P.O. Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

## **Horisontalstabilisering i småhus - Råspont som stabiliserande system i tak**

Horizontal stability in single-family houses -  
Tongue-and-groove planking as a stabilizing structural system in roofs

Jacob Estlund & Maxine Persson

2020

Rapport TVBK-5273  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-20/5273

Examensarbete  
Handledare: Oskar Ranefjärd  
Juni 2020

# Abstract

Each year, approximately 10 000 single-family houses are built in Sweden, a majority of which are timber-framed. Even larger buildings are more commonly being designed with timber structural systems as wood is considered having a lesser impact on the environment compared to steel and concrete. In most single-family houses, prefabricated timber roof trusses are used in combination with tongue-and-groove planking as the load-carrying roof structure. The planking is partially used in order to distribute the vertical loads but also in order to stabilise the structure against horizontal loads. Even though tongue-and-groove planking has been used for decades in single-family houses, there is currently no established method, in Sweden, in order to calculate its in-plane load-carrying capacity.

Generally it is currently not required to check the horizontal stability of single-family houses, however, in the early 2000s several collapses in timber-structures occurred throughout Europe due to insufficient horizontal stability. Thus, there is a possibility that the requirements in Eurocode might be tightened. Therefore, there is an interest in being able to confirm the adequacy of the lateral stability even in small houses. The purpose of this thesis is therefore to investigate the accuracy of theoretical calculations by comparing theoretical results with experimental results. The objective is to conclude whether or not a design-equation is applicable in structural engineering calculations. In the early stages of the literature review, a Canadian equation was found which uses the force-couples in every pair of nails to calculate the structure's in-plane shear-capacity.

In this thesis, a literature review, tests and calculations were carried out. The literature study was conducted in order to gain knowledge regarding the in-plane shear capacity of timber structures. The tests comprised a total of 13 specimens with three different assemblies. The specimens were  $2,4 \times 2,5$  m<sup>2</sup> elements consisting of tongue-and-groove sheets with pins nailed to timber studs with a cc of 1200 mm. Before the tests were carried out, theoretical calculations of the specimen's racking strength were executed. Finally, an example of how the theoretical equation could be applied in a typical 1,5-storey single-family house was conducted with the intention to investigate whether or not the results were sufficient to handle the lateral stability.

The results from the tests showed that in the specimen where the pins were removed and individual planks were used, the equation gave an accurate estimation of the in-plane shear capacity whereas the specimen with pins had a capacity more than twice that of the calculated value. Furthermore, the stiffness in the specimens with pins were significantly higher than in the specimen without. It was also concluded that the jointing method in between the sheets, friction and the moisture content did not appear to affect the strength. In the example, the design-equation was applied to a 1,5-storey single-family house exposed to large snow- and wind loads and it was concluded that the tongue-and-groove planking provided sufficient lateral stability without considering the extra capacity from the pins.





# Sammanfattning

Det byggs cirka 10 000 småhus i Sverige varje år och en stor majoritet av dem byggs i trä men det blir även allt vanligare att större byggnader byggs i trä då detta byggnads-material lyfts fram som ett miljövänligare alternativ till stål och betong. I småhusen används prefabricerade takstolar i trä i kombination med råspont i takkonstruktionen, dels för att fördela de vertikala lasterna men även för att stabilisera konstruktionen mot horisontella laster. Trots att råspont är vanligt i småhus och har använts i årtionden så saknas det i dagsläget kunskap i Sverige för att beräkna vilken kapacitet råspont har att hantera horisontella laster.

Idag ställs sällan krav på dimensionering av horisontalstabiliseringen för småhus men under början av 2000-talet har flera ras av takkonstruktioner skett runt om i Europa på grund av undermåliga horisontalstabiliseringssystem. Detta har lett till att kraven i Eurokod ser ut att skärpas. Med bakgrund i detta finns det ett intresse i småhusbranschen att kunna beräkna kapaciteten i horisontalstabiliseringssystemen för att kunna redovisa varför byggsystemet är pålitligt. Syftet med denna studie är att fastställa råsponts kapacitet mot belastning i sitt plan genom att jämföra en teoretisk beräkningsmodell med praktiska försök. Målsättningen är att bestämma om beräkningsmodellen kan vara tillämplig i konstruktionsberäkningar. I ett tidigt skede hittades en kanadensisk beräkningsmodell där momentverkan i spikparen för dubbelspikade brädor motstår skjuvbelastningen, denna modell användes i de teoretiska beräkningarna.

I studien har en litteraturstudie, laborationsförsök och beräkningar på en typisk 1,5-plans villa genomförts. Litteraturstudien utfördes för att erhålla kunskap gällande skjuvkapacitet i konstruktioner av trä. De praktiska försöken utfördes på totalt tretton provkroppar med tre olika monteringar. Provkropparna byggdes som  $2,4 \times 2,5$  m stora väggelement där råspontluckor monterades på stående regler med ett cc om 1200 mm. Föregående de praktiska försöken beräknades provkropparnas skjuvkapacitet enligt den kanadensiska beräkningsmodellen för att undersöka överensstämmelsen mellan teori och verklighet. Efter de praktiska försöken utfördes ett beräkningsexempel där den kanadensiska modellen applicerades på en villa för att undersöka om beräkningsmodellen även gav acceptabla resultat för horisontalstabiliseringen.

Resultatet från de praktiska försöken visade att beräkningsmodellen gav korrekta värden på skjuvkapaciteten i råspontkonstruktioner då enskilda råspontbrädor dubbelspikades på de underliggande reglarna. Då råspontluckor med stift mellan de individuella brädorna dubbelspikades fast på reglarna var skjuvkapaciteten ungefär dubbelt så stor som den teoretiska. Det konstaterades därefter att stiftningen mellan brädorna i råspontluckorna både ökade bärförmågan och styvheten i konstruktionen. Generalskarv, friktion och små skillnader i fuktkvot påverkar inte hållfastheten nämnvärt. I beräkningsexemplet tillämpades sedan beräkningsmodellen på en 1,5-plans villa med stora snö- och vindlaster och resultaten visade att råsponten har erforderlig skjuvkapacitet för att verka stabiliserande i takkonstruktionen utan att bidraget från stiften inkluderas.



# Förord

Det här examensarbetet omfattar 30 högskolepoäng och markerar slutet på vår 5-åriga utbildning till Civilingenjörer i Väg- och Vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola. Under arbetets gång har vi fått ovärderlig hjälp från flera håll.

Vi vill först och främst tacka vår handledare Oskar Ranefjärd som har bidragit med många tankar och idéer, svarat blixtnabbt på mejl, hjälpt oss att hela tiden komma framåt och inte minst kommit med själva grundidén till arbetet.

Vi vill även tacka Anders Rosenkilde från Trä- och Möbelföretagen för hans input som tidigt hjälpte oss att göra relevanta avgränsningar.

Tack även till Sven-Agne från RISE för din hjälp, Sven Thelandersson på avdelningen för konstruktionsteknik för hjälpen med beräkningarna och Svenska Takstolsföreningen och Derome för att ni tillhandahöll material och input i ett tidigt skede.

Slutligen vill vi rikta ett tack till avdelningen för Konstruktionsteknik för att vi fick vara i labbet och ett stort tack till Per-Olof för all hjälp i labbet.



# Tecken och symboler

$\beta$	förhållandet mellan förbanddelarnas hålkantshållfastheter
$c_{pe}$	dimensionslös formfaktor för utvändigt vindlast
$C_e$	exponeringsfaktor för snölast
$C_t$	termisk koefficient för snölast
$\Delta_0$	initialavvikelse från ett elements plan
$d$	spikdiameter
$d_h$	spikhuvuddiameter
$E_{0,05}$	5%-fraktilvärdet för elasticitetsmodulen parallellt med fibrerna
$f_{ax,k}$	karaktäristisk utdragshållfasthet för spetsidan
$f_{h,i,k}$	karaktäristisk hålkantshållfasthet
$f_{head,k}$	karaktäristisk genomdragshållfasthet för huvudet
$f_{m,k}$	böjshållfastheten parallellt med fibrerna
$f_u$	stålets brotthållfasthet
$F$	kraft
$F_{ax,Rk}$	bidraget från linverkan till skjuvhållfastheten i träförband
$F_{max}$	maximal last som en provkropp utsätts för vid provning
$F_{v,Rk}$	skjuvhållfastheten i ett trä-trä förband
$\gamma_d$	partialkoefficient för säkerhetsklass
$\gamma_M$	partialkoefficient för material
$G$	permanent last
$h$	höjd
$k_{crit}$	faktor som tar hänsyn till risken för vippning i sidled av en icke stagad balk
$k_l$	faktor som beaktar att noggrannheten förväntas vara större i större konstruktioner med längre spännvidd
$k_{mod}$	faktor som tar hänsyn till lastvaraktighet och klimatklass
$K_{f,3}$	korrektionsfaktor vid avstyvningsberäkningar
$\lambda_{rel,m}$	relativ slankhet för böjning
$l_{ef}$	effektiv längd för balk vid beräkning av slankhetstal

$\mu_i$	formfaktor beroende av takets geometri vid snölast
$M_{y,Rk}$	karakteristiskt flytmoment i en förbindare av stål
$n$	antal
$\psi_0$	faktor för kombinationsvärde för variabel last
$q_h$	avstyvningslast
$q_p(z_e)$	karakteristiskt värde på vindens hastighetstryck
$Q$	variabel last
$\rho_k$	karakteristisk densitet
$R$	provkroppens styvhet
$\sigma_{m,crit}$	kritisk böjspänning
$s$	karakteristisk snölast
$s_k$	snölastens grundvärde på mark
$s_{spik}$	centrumavstånd mellan spik
$t$	elementets tjocklek
$t_{pen}$	inträngningsdjup på spetsidan
$v$	deformation
$v_b$	referensvindhastighet
$w_e$	vindlast per ytenhet vinkelrätt den aktuella ytan
$z_e$	referenshöjd för utvändigt vindlast

# Innehållsförteckning

<b>1</b>	<b>Introduktion</b>	<b>1</b>
1.1	Bakgrund . . . . .	1
1.2	Syfte och målsättning . . . . .	2
1.3	Metod . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Litteraturstudie</b>	<b>3</b>
2.1	Trähusbyggande idag . . . . .	3
2.2	Stabilisering i tak . . . . .	4
2.3	Skjuvkapacitet i råspons . . . . .	7
2.4	Skjuvhållfasthet i spikförband . . . . .	9
<b>3</b>	<b>Praktisk bestämning av skjuvkapacitet i råspons</b>	<b>13</b>
3.1	Metod . . . . .	13
3.2	Förstudie . . . . .	15
3.3	Förberedelser och utförande . . . . .	16
3.4	Utvärdering av resultat . . . . .	19
3.5	Beräkning av brottlaster . . . . .	20
<b>4</b>	<b>Analys av en typisk villa</b>	<b>23</b>
4.1	Förutsättningar . . . . .	23
4.2	Laster och lastkombinationer . . . . .	24
4.3	Statik . . . . .	28
4.4	Dimensionering . . . . .	33
<b>5</b>	<b>Resultat och analys</b>	<b>37</b>
5.1	Laborationsförsök . . . . .	37
5.2	Analys av en typisk villa . . . . .	50
<b>6</b>	<b>Diskussion</b>	<b>51</b>

<b>7 Slutsatser</b>	<b>59</b>
<b>Referenser</b>	<b>61</b>
<b>A Takstolsberäkning i ramanalys</b>	<b>63</b>
<b>B Tekniskt datablad för spik</b>	<b>67</b>
<b>C Laborationsprotokoll</b>	<b>69</b>



# 1 Introduktion

I denna studie utreds vilken bärförmåga råspont har för belastning i sitt plan för att undersöka dess lämplighet som horisontalstabiliserande element i takkonstruktioner då det idag är vanligt förekommande i Sverige. Detta utreds genom att analytiska beräkningar från en befintlig beräkningsmodell jämförs med resultat från laborationer som utförs i V-husets labb på Lunds Tekniska Högskola.

## 1.1 Bakgrund

Nybyggnationen av småhus i Sverige ökade kontinuerligt mellan 2012 och 2017 för att sedan drastiskt minska under 2018. Under 2019 och 2020 förefaller antalet påbörjade småhus ha stabiliserats kring cirka 10 000 styck per år (Boverket, 2019a). Av de småhus som redan är byggda i Sverige är majoriteten byggda i trä och även de flesta småhus som byggs idag uppförs i trä (Svenskt Trä, 2019). Det blir allt vanligare att småhus i varierande mån prefabriceras på fabrik för att möjliggöra effektivare montage på plats (Svenskt Trä, 2019). Oavsett om småhus prefabriceras eller är helt platsbyggda är generellt det bärande systemet i de allra flesta hus av samma slag. Småhusen är ofta uppbyggda av isolerade träregelväggar samt takstolar i trä (Hansson och Gross, 1991). Dessa konstruktionselement är effektiva för att föra vidare vertikala laster, från exempelvis snö och egentyngd, till grunden. Däremot erfordras att stommar av denna typ kompletteras med exempelvis skivmaterial för att kunna föra vidare horisontella laster till grunden.

För att säkerställa byggnadens bärförmåga mot horisontella laster erfordras att byggnaden utformas med ett genomtänkt horisontalstabiliserande system (Crocetti, 2019). I småhus uppnås oftast erforderlig horisontalstabilitet med hjälp av skivmaterial i väggar och tak. Exempel på sådana skivor är gips, vilket är mycket vanligt i väggar och innertak då det även bidrar med brandskydd, men även råspont används flitigt. Råsponten monteras då ovanpå takstolar som en del av yttertaket (Hansson och Gross, 1991). I årtionden har råspont använts i takkonstruktioner trots att dess bärförmåga och funktion, med avseende på horisontalstabilisering, inte är klarlagd. I *Dimensionering av Träkonstruktioner* skriver Carling (1992) att råspont enbart kan ta mindre skivkrafter men att kapaciteten generellt är för låg för att användas som stabilisering. Att råspont likväl är vanligt förekommande i takkonstruktioner beror på att horisontalstabilisering generellt inte kontrolleras i småhus utan av erfarenhet hävdas det att väggarnas bidrag till stabiliteten räcker (Carling, 1992). Däremot finns det idag antydningar inom branschen att byggkraven, i detta fall de Europa-gemensamma byggreglerna i Eurokod, kommer skärpas i kommande upplagor, bland annat vad det gäller stagning av takstolar. Särskilt då det under 2000-talet under perioder med stora snömängder har skett flera ras av träkonstruktioner runt om i Europa på grund av felaktigt konstruerade eller utförda horisontalstabiliseringssystem (Frühwald m. fl., 2007).

Då branschen gärna fortsätter nyttja råspont syftar denna rapport till att klarlägga skjuvkapaciteten för råspont och att utreda vilken förmåga den har att föra vidare horisontella laster i takkonstruktionen samt att staga takstolarna.

## 1.2 Syfte och målsättning

Syftet med studien är att genom jämförelse mellan teoretiska beräkningar och praktiska laborationsresultat fastställa vilken kapacitet råspont har mot belastning i sitt plan. Målsättningen är att pröva en befintlig teoretisk beräkningsmodell som sedan kan styrkas med resultat från praktiska försök samt att redovisa ett beräkningsexempel på ett typiskt svenskt småhus där modellen kan appliceras.

De frågeställningar som utreds är:

- Ger den teoretiska beräkningsmodellen en rimlig uppskattning på en råspontkonstruktions förmåga att bära laster i sitt plan?
- Vilka faktorer påverkar bärförmågan i råspontkonstruktioner?
- Kan beräkningsmodellen tillämpas för dimensioneringen av horisontalstabiliteten i ett småhus och ger den då erforderlig kapacitet för ett typiskt småhus?

Då målsättningen i denna studie enbart är att undersöka råspontens kapacitet att motstå laster i sitt plan begränsas den genom att infästningar och lastöverföringar till andra element i konstruktionen ej undersöks. Vidare undersöks ej råspontens bärförmåga med hänsyn till vertikala laster så som snölast och egentyngd.

## 1.3 Metod

Till grund för resultat och slutsatser i denna studie ligger en utförd litteraturstudie, praktiska försök och analytiska beräkningar. Först genomfördes en litteraturstudie för att erhålla en bakgrund och kunskap om ämnet. Den syftade främst till att utreda hur råspont verkar som bärande konstruktion samt att undersöka på vilket sätt laborationerna bör genomföras för att i hög grad överensstämna med befintliga provningsstandarder. De analytiska beräkningarna baserades på en befintlig beräkningsmodell som presenterats av den kanadensiska organisationen *Canadian Wood Council* för att bestämma skjuvkapacitet för horisontella brädor fastmonterade på regler. En teoretisk skjuvkapacitet beräknades för de provkroppar av råspont som uppfördes för laborationerna. Denna kapacitet användes sedan som underlag för jämförelse med praktiska försök för att utvärdera riktigheten i modellen. De praktiska försöken genomfördes på provkroppar i storleksordning  $2,4 \times 2,5$  m<sup>2</sup> m. Tre olika typer av provkroppar med variation på montage mellan råspont och underliggande regler uppfördes för att utreda vilka faktorer som påverkar konstruktionernas skjuvkapacitet. Beräkningsmodellen tillämpades slutligen även i ett beräkningsexempel för att analysera huruvida den kan appliceras för dimensionering av horisontalstabilisering av en typisk 1,5-plans villa.

## 2 Litteraturstudie

I detta kapitel behandlas den teori som anses vara grundläggande för att få en tillräckligt djup kunskap inom ämnet. Först presenteras vilka byggsystem som används för småhuskonstruktioner idag. Därefter utreds vilka tillvägagångssätt som tillämpas för att uppnå stabilitet i tak, vilken last ett stagningssystem utsätts för samt betydelsen av ett väldimensionerat horisontalstabiliseringssystem. Slutligen presenteras en befintlig beräkningsmodell för bärförmåga i råspons och teorin för beräkning av ett spikförbands skjuvkapacitet.

### 2.1 Trähusbyggande idag

I slutet av 1800-talet blev träbyggandet hårt reglerat och förbjöds i byggnader med fler än två våningar (Tillväxtverket, 2019). Därefter stannade träbyggandet av i Sverige och teknikutvecklingen riktades åt betong- och stålkonstruktion. Det dröjde drygt 100 år, till slutet av 1900-talet, innan EU gemensamt beslutade att byggreglerna i medlemsländerna skulle ses över vilket fick till följd att Boverkets regler, BBK och BBR upprättades. Detta gav en möjlighet att åter bygga träkonstruktioner i mer än två våningar. I en artikel från Tillväxtverket (2019) skrivs att själva orsaken till förbudet på 1800-talet var problemen med bränder i trähus, något som teknik- och kunskapsutvecklingen i slutet av 1900-talet då hade kapacitet att hantera. De vanligaste byggnadssystemen i trä i dagsläget kan, geometriskt, delas in i tre olika systemkategorier (Lidelöw, 2019a):

- Plansystem: Plana element, så som väggar och bjälklag, kan prefabriceras i viss utsträckning eller monteras helt på plats.
- Modulsystem: Hela volymelement med väggar och bjälklag prefabriceras på fabrik och komponeras ihop på plats.
- Pelar-balksystem: Vanligt byggsystem i industribyggnader eller byggnader där stora, öppna, ytor önskas.

Både modulsystem och plansystem har ofta begränsade spännvidder, dels på grund av transporten av prefabricerade element och dels då bjälklagskonstruktionerna ofta är lätta och därmed känsliga för vibrationer (Lidelöw, 2019a). Däremot är spännvidderna allt som oftast tillräckliga för småhus och därför dominerar de två byggsystemen inom småhuskonstruktion. I både modulsystem och plansystem till småhus används huvudsakligen så kallade *lätta stomsystem* där lasterna bärs upp av väggar med träreglar placerade med ett visst centrumavstånd samt försedda med isolering mellan reglarna och ytterst beklädda med ett skivmaterial (Lidelöw, 2019a). I takkonstruktioner dominerar takstolar i trä beklädda med skivor av plywood, spån eller råspons.

## 2.2 Stabilisering i tak

Bärförmåga med avseende på horisontell belastning, från exempelvis vindlast, kan generellt sett åstadkommas på tre principiellt skilda sätt i byggnadssystem; momentstyva ramar, snedstag (även kallat vindkryss) eller styva skivor (Crocetti, 2019). I takkonstruktioner är de mest förekommande metoderna vindkryss eller styva skivor då styva ramhörn, särskilt i trä, är relativt komplicerat att åstadkomma och särskilt svårt att åstadkomma i takkonstruktioner (Crocetti, 2019). I småhus är styva skivor i taket vanligt då skivor vanligen ändå monteras för att bära upp taktäckningen. Dessutom är installationen av vindkryss i tak relativt komplex och vanligen är lasterna på småhus av den storlek att ingående skivmaterial utan större problem kan konstrueras så att systemet erhåller erforderlig kapacitet (Carling, 1992). Takkonstruktionen ska sedan föra vidare laster till styva, vertikala, bärverk (vanligtvis ytterväggarna i småhus) som sedan för lasterna vidare till grunden (Carling, 1992). Utöver att föra vidare horisontell last till byggnadens grund ska även horisontalstabiliseringen i taket staga takstolar mot instabilitetsfenomen så som knäckning och vippning.

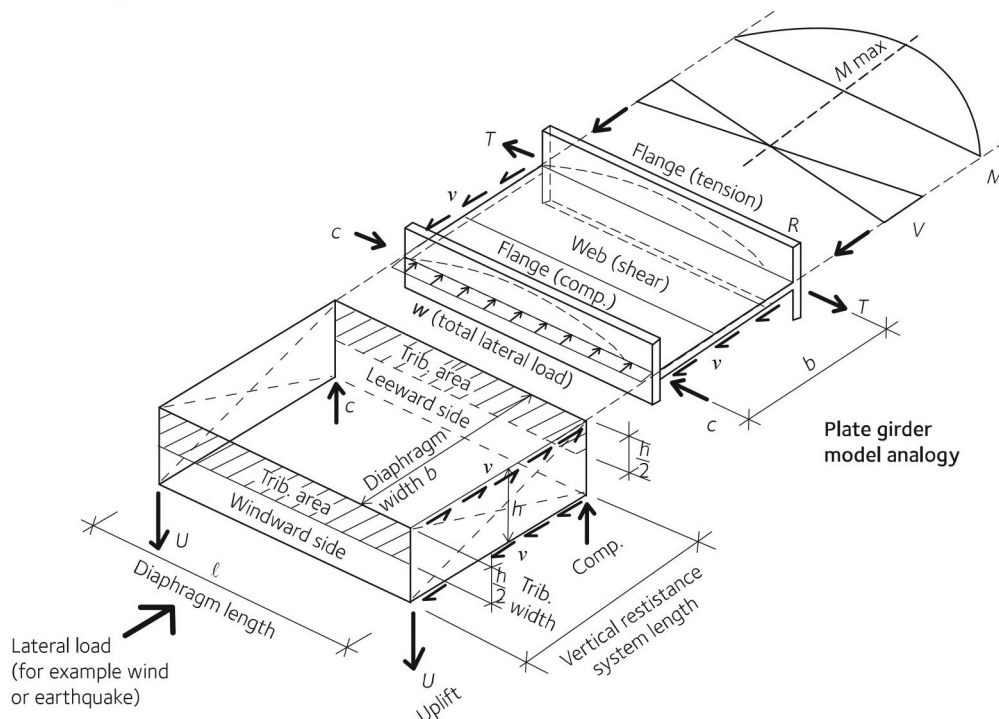
Vanligt förekommande skivmaterial i takkonstruktioner, för att åstadkomma skivverkan, kan vara plywood eller spånskivor men i de nordiska länderna, och särskilt i Sverige, är ett vanligt takmaterial råspontbrädor som spikas fast som en täckande skiva på takstolarna för att stabilisera dem (Hansson och Gross, 1991). I nuläget finns ingen etablerad beräkningsmodell för råspontens stabiliserande kapacitet, troligtvis eftersom horisontalstabiliseringen i småhus sällan behöver redovisas (Carling, 1992). I en del småhus är vinden inredd och takstolarna försedda med gips på insidan men eventuell förekomst och stabilitetsbidrag av sådant skivmaterial beaktas inte i denna studie då det enbart är råspontens kapacitet som är av intresse.

### 2.2.1 Skivverkan

För att beräkna bärförmågan för en stabiliserande skiva i en takkonstruktion används ofta en förenklad modell där taket beskrivs som en balk med ett I-tvårsnitt, se Figur 2.1. Då takstolar är stabila i sitt plan ska skivmaterialet på taket enbart motstå transversella laster från till exempel vind. Med vanlig skivverkansteori ställs kravet att den stabiliserande skivan ska uppfylla ett längd-bredd förhållande  $L > 1,5b$ , därför får inte hela taks skivan tillgodoräknas som stabiliserande vid vind mot gaveln utan den stabiliserande skivan antas enbart sträcka sig  $< 2/3b$  in på taket (Isaksson m. fl., 2017). Med det antagandet till grund brukar det antas att taket stabiliseras av två delskivor med en längd  $b$  och en bredd  $< 2/3b$ . Skivorna antas vara belägna vid vardera gavel och ska hantera lovert- respektive läsidans vindlast då gaveln är anblåst.

Trots att balkanalogin är en förenkling är det en vedertagen beräkningsmetod som är vanligt förekommande i konstruktionsbranschen, sannolikt därför att det är en enkel metod att använda för att beskriva ett komplext system och den kan användas i tidiga beräkningsskeden för att sedan jämföras med finita element modeller. I skivverkansteori så antas det att då skivan ska stabilisera huset mot horisontella laster så belastas den huvudsakligen av skjuvkrafter, likt livet i en I-balk. Skivmaterialets infästningar dimensioneras då för ett skjuvflöde som erhålls genom att dividera den

maximala tvärkraften med skivans bredd. Själva skivmaterialet dimensioneras för en skjuvspänning som erhålls genom att dividera skjuvfördet med skivans tjocklek. Normalkrafterna och momentet antas i skivverkansteori tas upp av kantbalkarna som då motsvarar flänsarna i en I-balk (Crocetti, 2019).



**Figur 2.1:** Balkanalogin för en stabiliserande takskena. Källa: Crocetti (2019)

För att principerna gällande skivverkan ska vara applicerbara erfordras att styva skivor används (Carling, 1992). Det är också nödvändigt att skivorna, då de används i takkonstruktioner, infästs utmed samtliga sidor vilket kräver att kortlingar monteras i taket under tvärskarvar mellan skivorna (Carling, 1992). Enligt Carling (1992) kan råspontkonstruktioner enbart ta upp mindre laster i tak och kapaciteten hos sådana konstruktioner är generellt otillräcklig för att använda som stabiliserande system. För vanligt förekommande skivmaterial finns värden på dess skjuvstyvhet samt vilken infästning som erfordras för att ge tillräcklig bärförmåga. För råspont finns ingen sådan data tillgänglig och därför bör ej skivverkansteori tillämpas på råspontkonstruktioner utan att dess likvärdiga skivegenskaper utreds.

### 2.2.2 Stagning av takkonstruktioner

Stagning av ett element i en konstruktion erfordras för att förhindra att den rör sig i den stagade riktningen (Crocetti, 2019). Att förhindra rörelse i den stagade riktningen krävs för att ge konstruktionen i helhet ökad styvhet eller för att förhindra instabilitetsbrott, som vippning, i elementet. För att det stagande systemet ska ha god funktion erfordras både en viss styrka och styvhet i stagningskonstruktionen (Crocetti, 2019). Ett stagningssystem kan användas för enskilda element, som en pelare, eller för ett

system av element, så som takstolar i ett tak. Då ett system av element ska stagas brukar antingen fackverk eller skivverkan användas (Crocetti, 2019). Stagningsystemet i ett tak är ofta samma system som hanterar de horisontella lasterna från exempelvis vindlast mot taket.

En grupp av element som ska stagas, som takstolar i ett tak, kan antas ha en initialavvikelse från elementens plan med en storlek  $\Delta_0$  då de blir tryckta (Crocetti, 2019). De tryckta elementen utsätts då för ett böjmoment med en storlek  $N \times \Delta_0$ . Det böjmomentet kan representeras av att elementet betraktas som en fritt upplagd balk utsatt för en horisontell jämnt fördelad last,  $q_h$ , som ska ge upphov till samma storlek på böjmomentet, det vill säga:

$$N\Delta_0 = \frac{q_h l^2}{8} \quad (2.1)$$

Stagningsystemet ska således kunna hantera lasten  $q_h$  för att förhindra att de tryckta elementen rör sig i den stagade riktningen. Då  $n$  st element ska stagas ger, i det värsta fallet, varje element ett lika stort bidrag till avstyvningslasten  $q_h$ . För konstruktionsvirke brukar den initiella avvikelsen antas till  $\Delta_0 = l/300$  (Crocetti, 2019). Därmed kan lasten  $q_h$  i Ekvation 2.1 skrivas som (Crocetti, 2019):

$$q_h = n \frac{8Nl}{300l^2} \approx n \frac{N}{40l} \quad (2.2)$$

I Eurokod skriver man att den tryckande kraften  $N$  ska beräknas med (SIS, 2009):

$$N = (1 - k_{crit}) \frac{M}{h} \quad (2.3)$$

Där  $k_{crit}$  är en faktor som beaktar elementets slankhet,  $M$  är det maximala dimensionerande momentet i elementet och  $h$  är höjden på elementets tvärsnitt. Ekvation 2.2 formuleras i Eurokod som (SIS, 2009):

$$q_h = k_l \frac{nN}{k_{f,3}l} = (1 - k_{crit}) k_l \frac{nM}{k_{f,3}hl} \quad (2.4)$$

Där  $k_l = 1$  för spännvidder under 15m och  $k_{f,3} = 30$  är en rekommenderad korrektionsfaktor. Övriga parametrar har tidigare förklarats. Det horisontalstabiliserande systemet i en byggnad ska således, utöver vindlast, även dimensioneras för en avstyvningslast  $q_h$  enligt Ekvation 2.4 för att säkerställa att horisontalstabiliseringen även har kapacitet att förhindra oönskad rörelse i det primära bärverket.

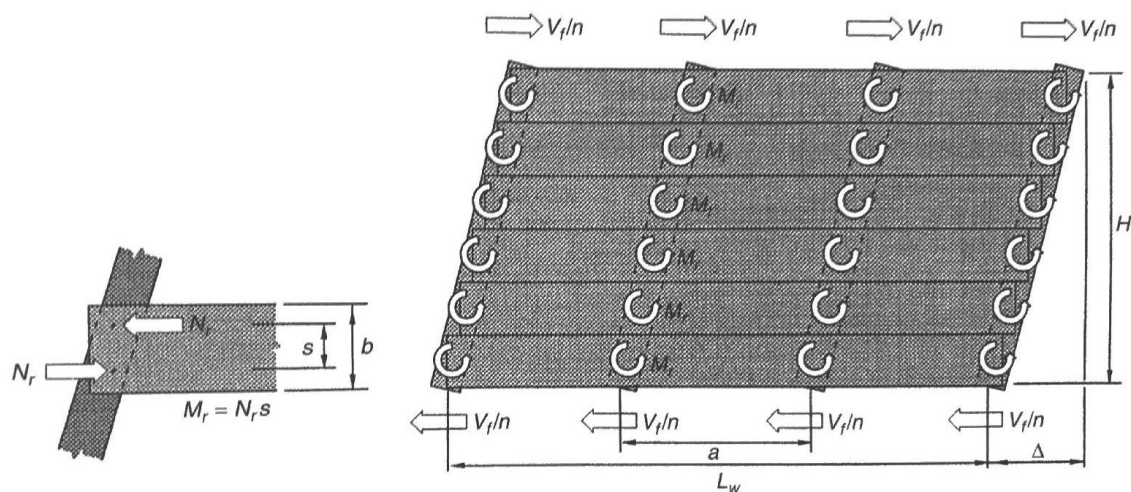
### 2.2.3 Vikten av ett erforderligt horisontalstabiliseringssystem

I en rapport från Lunds Universitet från 2007 utreds vilka lärdomar gällande säkerhet i dimensionering av byggnader, bland annat i trä, som kan dras baserat på tidigare ras (Frühwald m. fl., 2007). I rapporten har flera kända fall med kollapsade byggnader studerats, varav 31 st i Sverige. Där konstateras det att en stor del av rasen beror på fel i projekteringen och särskilt i dimensioneringen och utformningen. Det handlar även ofta om en kombination av fel som slutligen orsakar kollaps. Vidare konstaterar Frühwald m. fl. (2007) att den vanligaste orsaken till ras är instabilitetsfenomen, ofta på grund av inadekvat stagning av väsentliga bärverksdelar, delvis under byggnationen

men även efter att byggnaden har färdigställts. I rapporten skriver författarna att de dåvarande byggreglerna i Sverige ej gav några tydliga riktlinjer för hur stagningssystem till bärverk ska dimensioneras och utformas. I dagsläget presenterar Eurokod, som är den vedertagna byggstandarden i Sverige kompletterad av Boverkets EKS, riktlinjer för avstyvningssystem i enlighet med det som skrivits ovan i Kapitel 2.2.2.

## 2.3 Skjuvkapacitet i råspont

Då råspontbrädor används för att koppla samman och stabilisera element, som till exempel överramarna i takstolar, finns i dagsläget ingen etablerad beräkningsmodell i Sverige. Teorin för skivverkan tillämpas vanligtvis inte på råspontkonstruktioner som det konstaterats tidigare. Ett alternativt synsätt för funktionen i en konstruktion med spikade brädor på regler presenteras av Prion och Lam (2003) och visas i Figur 2.2.



**Figur 2.2:** Momentparsmodellen som den presenteras i litteraturen. Källa: Prion och Lam (2003)

Figuren härrör från Canadian Wood Councils bok *Introduction to Wood Design (1996)* och under litteraturstudien var detta den enda förklaringsmodell till hur råspont kan motstå laster i sitt plan som påträffades. Enligt Prion och Lam (2003) så motstår konstruktionen, uppbyggd av horisontella brädor spikade på regler, laster i sitt plan genom att varje spikpar på en bräda bildar ett moment. Denna beräkningsmodell kallas framöver momentparsmodellen då varje spikpar ger upphov till ett moment. Reglarna som brädorna är monterade på antas varat ledat infästa i vardera ände. Då reglarna snedställs av en yttre last vill brädorna behålla sin position vilket ger upphov till motriktade normalkrafter på spikarna vilket illustreras till vänster i Figur 2.2. Dessa krafter ger således upphov till ett moment i varje infästning mellan brädorna och reglarna, förutsatt att varje förband består av två spikar med en hävarm gentemot varandra. Då konstruktionen belastas av en yttre kraft  $V$  antas denna fördelas lika mellan varje regel i konstruktionen. Består konstruktionen av  $n$  regler belastas då varje regel med en kraft  $V/n$ . Kraften  $V$  multiplicerad med höjden på konstruktionen ger det totala stjälpande momentet som momentparen i infästningarna mellan brädorna och

reglarna måste bära. Varje spikpar antas belastas lika mycket då de erfar samma vinkeländring längs regelns höjd. Konstruktionens totala kapacitet att bära yttre krafter i sitt plan blir således summan av momentkapaciteten för varje momentpar i konstruktionen. Om den yttre lasten benämns  $V_E$  och den mothållande kraften benämns  $V_R$  och antalet spikpar benämns  $n$ , avståndet mellan spikarna benämns  $s_{spik}$ , konstruktionens höjd benämns  $h$  och spikarnas skjuvhållfasthet benämns  $F_{v,Rd}$  kan följande samband ställas upp (Prion och Lam, 2003):

$$V_R = \frac{F_{v,Rd} \cdot s_{spik} \cdot n}{h} \quad (2.5)$$

Spikarnas skjuvhållfasthet är således viktig att bestämma för att kunna beräkna råsponskonstruktionens hållfasthet, hur den beräknas presenteras i Kapitel 2.4. Även centrumavståndet mellan spikarna är viktigt att bestämma, det avgörs av bredden på brädorna och kravet på kantavstånd samt centrumavstånd mellan spikarna, kraven ställs i Eurokod 5 (SIS, 2009). Antalet spikpar i en råsponskonstruktion monterad på reglar med generalskarv kan bestämmas med följande ekvation:

$$n = \frac{H}{b} \left( \frac{L}{cc} + 1 \right) + n_{GS} \frac{H}{b} \quad (2.6)$$

Där:

$H$  är konstruktionens höjd

$L$  är konstruktionens längd

$b$  är en brädas bredd

$cc$  är centrumavståndet för reglarna

$n_{GS}$  är antalet generalskarvar

Då råspons används som stabiliserande system i ett tak ska dess kapacitet alltså kunna beräknas enligt modellen som presenterats. För att bestämma en stabiliserande råsponskonstruktions momentkapacitet kan Ekvation 2.5 istället skrivas:

$$M_{Rd} = F_{v,Rd} \cdot s_{spik} \cdot n \quad (2.7)$$

Momentparsmodellen beräknar endast när konstruktionen går till brott och tar ej hänsyn till deformation. Hur denna modell kan tillämpas i beräkningar för småhus presenteras senare i Kapitel 4.



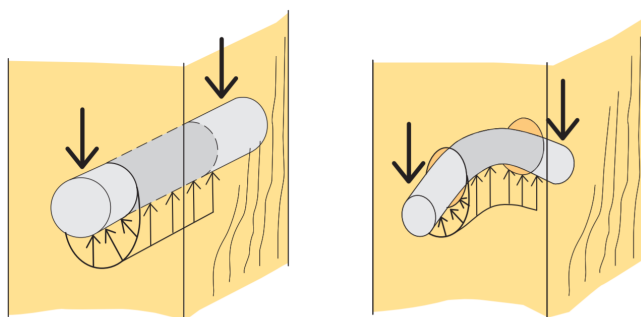
## 2.4 Skjuvhållfasthet i spikförband

Sammanfogningen av ett eller flera träelement kallas ett träförband. Sådana kan utföras på tre principiellt skilda sätt (Lidelöw, 2019b):

- Traditionella träförband
- Limmade förband
- Dymlade förband

De traditionella träförbanden användes innan ståldetaljer fanns tillgängliga vid bygandet och består helt och hållet av trä, de används inte i modernt husbyggande (Lidelöw, 2019b). Limmade förband är vanliga idag men utförs i princip enbart på fabrik för att producera limträ, fingerskarvar eller fanerträ på grund av limmets känslighet mot omgivningens miljö under härdning (Lidelöw, 2019b). Limförband uppvisar även ett sprött brott vilket ej är önskvärt i konstruktioner då de är svårare att uppäcka i tid innan kollaps (Lidelöw, 2019b). Dymlade förband överför krafter via skjuvning och innefattar flera olika typer av fästdon, bland annat spikar, skruvar och dymlingar (Lidelöw, 2019b). Dymlade förband kan utföras så att de uppvisar ett segt brott och är den vanligaste förbandstypen i Sverige (Lidelöw, 2019b).

När hållfastheten för dymlingsförband beräknas antas dymlingarna fungera som balkar belastade med en jämnt fördelad last (Lidelöw, 2019b). Dymlingen uppvisar sedan olika beteenden beroende på hur styv den är, se Figur 2.3. En kraftig dymling kommer inte att böjas medan en vek dymling deformeras kraftigt vid belastning och den kan även ta belastning från dragkraftkomponenter, förutsatt att den har en förankringskapacitet i träet (Lidelöw, 2019b). Om den veka dymlingen belastas tillräckligt kan en eller flera flytleder bildas i den och det är då dymlingen även uppvisar en viss dragkapacitet.



**Figur 2.3:** Kraftig och klen dymling. *Källa: Lidelöw (2019b)*

Bärförmågan i ett dymlingsförband beror huvudsakligen på tre egenskaper i förbandet, träets hållkanthållfasthet, dymlingens hållfasthet uttryckt som dess flytmoment  $M_y$  och dess förankringskapacitet  $F_{ax}$  (Lidelöw, 2019b). Hållkanthållfastheten  $f_h$  anger vilket tryck som träet runt dymlingen klarar av och det beror bland annat på träets densitet (Lidelöw, 2019b). Hållkanthållfastheten för en dymling utan ett förborrat hål som

belastas parallellt mot fiberriktningen beräknas med (SIS, 2009):

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} \quad (2.8)$$

Flytmomentet  $M_y$  är ett mått på dymlingens plastiska hållfasthet och anger vid vilket moment i dymlingen som en flytled uppstår. Flytmomentet beror av stålets brotthållfasthet  $f_u$  och dymlingens diameter och beräknas för en räfflad spik som (SIS, 2009):

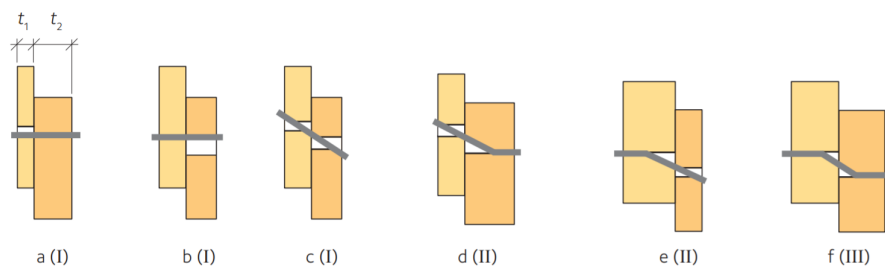
$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} 270d^{2,6} \quad (2.9)$$

För spikar som inte är släta beräknas förankringskapaciteten  $F_{ax}$  med (SIS, 2009):

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen} \\ f_{head,k} d_h^2 \end{cases} \quad (2.10)$$

Hållfasthetsvärdena  $f_{ax,k}$  och  $f_{head,k}$  kan antingen bestämmas genom provning av dymlingen eller genom empiriska samband.

En dymling som förbinder två träelement och är belastad i skjuvning kan gå till brott på sex olika sätt, indelat i tre olika brottmoder (Lidelöw, 2019b). I brottmod I går träet kring dymlingen till brott och dymlingen förblir rak, i brottmod II bildas en flytled i dymlingen och i brottmod III bildas två flytleder, se Figur 2.4 (Lidelöw, 2019b).



**Figur 2.4:** De sex möjliga brotten i ett dymlingsförband med två träelement. *Källa: Lidelöw (2019b)*

För ett förband med två träelement med olika karakteristiska hållkanthållfastheter  $f_{h,1,k}$  respektive  $f_{h,2,k}$  bestäms en parameter  $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$  som anger skillnaden i hållkanthållfasthet i de olika elementen. De två olika elementens tjocklekar benämns  $t_1$  och  $t_2$ . Med ovanstående angivna parametrar kan sedan sex olika ekvationer för de sex olika brotten bestämmas. Den ekvation som ger det lägsta värdet på skjuvhållfastheten  $F_{v,Rk}$  ger förbandets hållfasthet. De sex olika ekvationerna presenteras i Ekvation 2.11 (SIS, 2009):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k}t_1, d & (a) \\ f_{h,2,k}t_2, d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k}t_1, d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] & (c) \\ 1, 05 \frac{f_{h,1,k}t_1, d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}dt_1^2}} - \beta \right] & (d) \\ 1, 05 \frac{f_{h,1,k}t_2, d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}dt_2^2}} - \beta \right] & (e) \\ 1, 15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,1,k}d} & (f) \end{array} \right. \quad (2.11)$$

I dymlingsförband finns det krav på de minsta avstånden som får finnas mellan dymlingar, mellan dymlingar och änden samt mellan dymlingar och kanten på träet (SIS, 2009). Mellan två rader med fästdon, vinkelrätt fiberriktningen, är kravet att avståndet ska vara större än  $5d$ , det vill säga fem gånger spikdiametern. Mellan spiken och den belastade änden på elementet är kravet  $(10 + 5\cos\alpha)d$  vilket således blir  $15d$  då vinkeln,  $\alpha$ , mellan kraft- och fiberriktningen är noll. Kravet på minsta avstånd mellan spiken och kanten på elementet är  $(5 + 2\sin\alpha)d$  då spikdiametern  $d < 5$  mm vilket blir  $5d$  då vinkeln  $\alpha$  är noll. I fallet då råspont används i takkonstruktioner är takstolarna generellt 45 mm breda vilket gör att kravet på ändavstånd,  $15d$ , i praktiken blir omöjligt att uppfylla. Ändavståndet är huvudsakligen viktigt att uppfylla så att tråelementet inte spricker, Johansen (1949) presenterar däremot i sin rapport att ett ändavstånd om  $7d$  är tillräckligt för att undvika att träet spricker. Därutöver skriver Jorissen (1998) i en rapport, där han utreder skjuvhållfastheten i dymlingsförband i trä, att för ändavstånd om  $5d$  eller  $7d$  verkar ändavståndet ej påverka bärförmågan i förbandet. Han skriver däremot att mindre ändavstånd än  $5d$  bör undvikas då det kan leda till spänningskoncentrationer som riskerar att leda till brott i förbandet, särskilt under långtidsbelastning då han ej rekommenderar ändavstånd mindre än  $10d$ . Jorissen utreder särskilt grupper av förbindare, där han påvisar att små ändavstånd kan vara kritiska. I fallet med råspont som monteras på regler är det däremot enbart en förbindare per rad. Således konstateras det att ett ändavstånd om  $7d$  bör vara tillräckligt i fallet med råspont monterat på regler, det ska då observeras att det ändavståndet inte uppfyller kraven i Eurokod 5 (SIS, 2009).



# 3 Praktisk bestämning av skjuvkapacitet i råspont

Genom praktiska laborationsförsök undersöktes råsponts skjuvhållfasthet i sitt plan. I laborationerna prövades båda råspontluckor och enskilda råspontbrädor. Luckorna består av sex stycken råspontbrädor som fästs samman med stift, i form av sinusformade tunna stålplåtar, i fabrik. I detta kapitel beskrivs hur laborationsförsöken utfördes, vilka faktorer som undersökts i olika försök, hur uppställningen såg ut för respektive försök samt hur själva genomförandet gick till.

## 3.1 Metod

För att utreda råspontkonstruktionens skjuvkapacitet beslutades det att utföra försöken likt standardförsöken för skjuvväggar. Råspont används vanligtvis i takkonstruktioner med en viss lutning men det antogs att lutningen är irrelevant för provuppställningen så länge den stjälpande lasten verkar i råspontens plan. Därför testades råsponten som en vägg enligt svensk standard SS-EN 594:2011 (SIS, 2011) med vissa modifieringar för att mer efterlikna ett standardtak för ett svenskt småhus. Den använda standarden är ämnad för att testa styrka och styvhet hos skivbeklädda träregelement. Då råspont inte klassas som ett skivmaterial uppfylldes inte samtliga krav i standarden. De krav som ej uppfylldes var bland annat;

- Centrumavstånd 1200 mm användes istället för 600 mm då det är branschstandard för takstolar i småhus (Hansson och Gross, 1991).
- Den nedre samt övre kanten av råsponten var ej infäst i ramen då råsponten vanligtvis ej fästs in i nock och fotbräda.
- Centrumavstånden för spikarna var mindre i provkropparna än för en vanlig väggskiva.
- Ingen vertikal last påfördes väggen.

### 3.1.1 Provuppställning

Provkropparna var uppbyggda av 45x95 mm träreglar i hållfasthetsklass C14. Reglarna monterades ihop till en 2400x2500 mm regelram, se Figur 3.2, med två skjutspik i kopplingen mellan vertikala och horisontella reglar så att infästningen blev ledad och eventuell skjuvkapacitet i ramen försumrades då ramen i sig med enkelhet gick att rucka på med handkraft. Ramen täcktes sedan med råspontluckor från Derome på en sida. Råspontbrädorna hade måtten 20x95 mm med en täckande bredd om 90 mm och

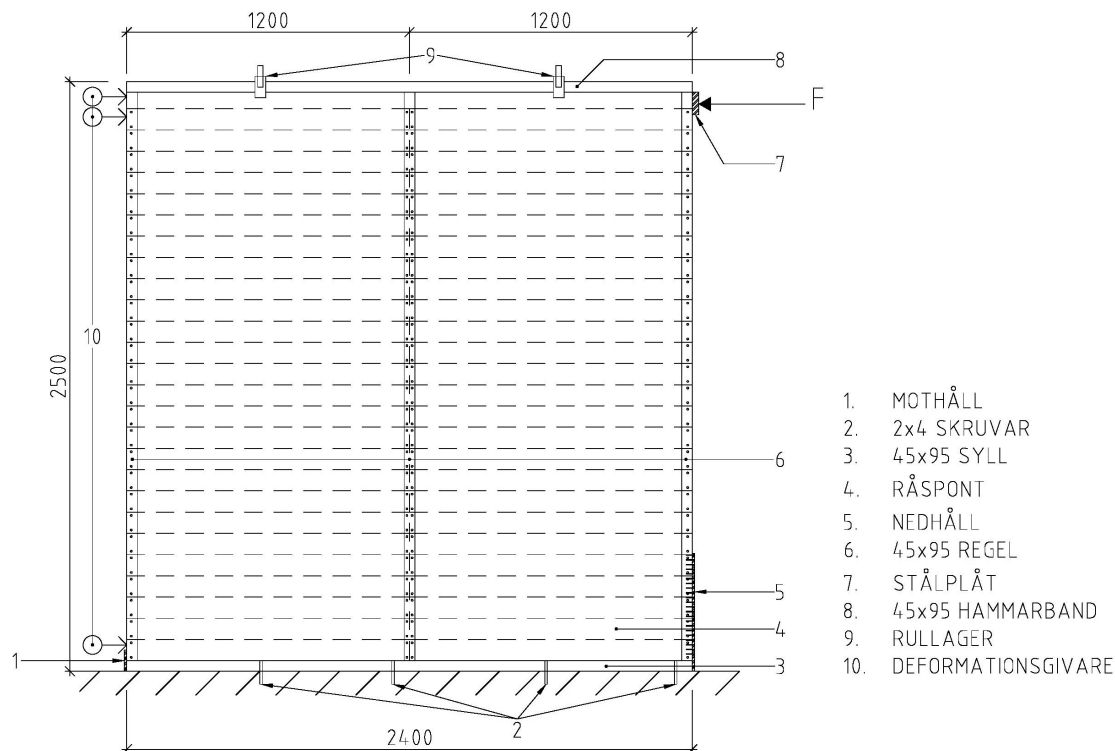
var enligt tillverkare av hållfasthetsklass C14. Luckorna bestod av sex råspontbrädor vilka gav en total bredd per lucka om 540 mm. De brädor som utgjorde en lucka var ihopstiftade med jämna mellanrum med en sinusformad, tunn, stiftplåt, se Figur 3.1.



**Figur 3.1:** Närbild på stiften som kopplar samman brädorna i en råspontlucka.

Innan råsponten fästes in i ramen kryssmättes ramen för att undvika att de vertikala reglarna blev snedställda. Brädorna monterades fast på ramen med en spikpistol och 75x2,9 mm tätbandad stavspik, se fullständigt produktblad för spiken i Appendix B. Tre olika typer av provkroppar monterades ihop, fem styck av typ I, fem styck av typ II och tre styck av typ III. Uppbyggnaden för typ I, II och III beskrivs mer detaljerat i Avsnitt 3.3.1, 3.3.2 och 3.3.3.

Provkropparna monterades sedan i en provrigg enligt Figur 3.2. Provkroppens syll skruvades fast med fyra skruvpar med ett centrumavstånd om 600 mm i provriggens botten. Den högra regeln skruvades i underkant fast i en vertikal plåt som var infäst i provriggen för att förhindra vertikal rörelse för provkroppen, se nedhåll i Figur 3.2. Denna infästning var utförd så att den möjliggjorde rörelse ut ur och i skivans plan och därmed inte bidrog till skjuvkapaciteten för provkroppen. I ovankant stödde två rullager hammarbandet för att förhindra rörelse ut ur provkroppens plan. I underkant på den vänstra sidan fanns ett mothåll som låg an syllen och en liten del av regelns understa kant så att provkroppen inte kunde förflyttas horisontellt i underkant. I höger ovankant applicerades lasten. Denna uppställning syftade till att provkroppen skulle utsättas för så ren skjuvning som möjligt. Tre deformationsgivare monterades i ovan- och underkant på motsatt sida sett från lastens angreppspunkt. Givaren i underkant placerades centrerat över regelns bredd och även de två givarna i ovankant placerades centrerat i regelns bredd och cirka fem cm nedanför hammarbandet kant, se Figur 3.2.



Figur 3.2: Illustrering av provuppställning.

## 3.2 Förstudie

Innan de huvudsakliga laborationsförsöken genomfördes så utfördes två fristående tester för att bilda en uppfattning om bland annat hur lång tid ett test skulle ta att genomföra från montering till demontering, att givare satts ut på alla relevanta delar och att uppställningen var fungerande. Även andra frågeställningar kunde därmed undersökas i ett tidigt skede, exempelvis om skarvningen hade någon större inverkan. I förstudien testades två olika provkroppar, en bestående av generalskarvade råspontluckor, det vill säga en genomlöpande skarv mitt över mittregeln och en provkropp med överlappsskarvning, se Figur 3.3. Provkropparna till förstudien byggdes likt de senare provkropparna med en 2400x2500 mm regelram. En regel i ovankant samt en i underkant sammankopplade tre vertikala, parallella, regler vilket ger ett cc 1155 mm. Även 45x95 mm regler och 20x95 mm spont användes i förstudien och samtliga spontbrädor var dubbelspikade i förbanden med 75x2,9 mm spik. Till förstudien användes ej Deromes råspontluckor och dessa luckor hade ej en bestämd hållfasthetsklass.



**Figur 3.3:** t.v. generalskarv med dubbelspikade förband över mittregel.  
t.h. överlappsskarv med varannan lucka med dubbelspikad skarv över mittregel.

### 3.3 Förberedelser och utförande

Efter utvärdering av förstudien utfördes totalt 13 försök på tre olika råspontkonstruktioner. De olika uppställningarna utformades för att utreda i vilken utsträckning olika faktorer påverkade skjuvkapaciteten hos en råspontsbeklädd regelram för att senare kunna utvärdera riktigheten i momentparsmodellen som presenterades i Avsnitt 2.3. Efter förstudien beslutades det att samtliga provkroppar skulle utföras med generalskarv då förstudien visade att provkroppen med överlappsskarv hade en lägre hållfasthet än den generalskarvade. Då generalskarv är enklare att utföra i praktiken gjordes bedömningen att den skarvningen var mer aktuell att undersöka vidare. Provkropparna monterades ihop enligt Avsnitt 3.1.1. Vid monteringsstillfället uppmättes fukthalten genom resistansmätning i slumpmässigt utvalda element i provkroppen och värdena noterades i ett laborationsprotokoll. För att inte provkropparna skulle torka ut och därmed krökas märkbart till provningen och för att inga extremvärden skulle påverka laborationsresultaten förkastades alla element som låg utanför intervallet 10 till 17 procent fukthalt. Uppmätta fukthalter redovisas i Appendix C. Efter att en provkropp monterats på plats i provriggen applicerades en last,  $F$ , manuellt med en hydraulpump. I Figur 3.2 illustreras hur provuppställningen såg ut.

I enlighet med teststandarden utfördes pålastningen i en hastighet så att 90 procent av brottlasten uppnåddes inom 300 s. Det eftersträvades att lasten skulle appliceras under ett så konstant tryck som möjligt. Mellan pålastningskolven och provkroppen placerades en stålplåt för att lasten skulle spridas ut och för att förhindra stora lokala deformationer på den regel där angreppspunkten verkade. Denna stålplåt placerades över skarven mellan den yttre, i Figur 3.4, högra, regeln och hammarbandet och var således ej i kontakt med råsponten. Både lastvärden och deformation registrerades kontinuerligt under provningen via hydraulpumpen respektive deformationsgivarna. Provkroppen belastades tills dess att den gick till brott eller att den deformerades 100 mm i enlighet med SS-EN 594:2011 (SIS, 2011). Efter avslutad provning demonterades väggen och fukthalten uppmättes genom resistansmätning.





**Figur 3.4:** Provkroppens uppställning i provrigg. Numrering enligt Figur 3.2.

För att säkerställa kontinuitet mellan försöken användes en checklista från lossning av material till provtryckning av varje provkropp samt att det fördes ett laborationsprotokoll för att notera temperatur, relativ luftfuktighet och avvikelser (se Appendix C). Checklistan såg ut enligt följande:

- Mät upp fukthalt 300 mm från änden i reglarna och råsponten i enlighet med svensk standard för skattning av fukthalten i sågat virke med resistansmetoden (SIS, 2003). Notera temperatur och RF i omgivningen och anteckna i laborationsprotokoll.
- Kapa tre reglar till en längd 2410 mm, två reglar till 2400 mm samt fem råspontluckor till 1200 mm segment.
- Spika ihop regelramen och kryssmät den till 3465 mm.
- Montera råspontluckorna på ramen med spikpistol. Markera alla sprickor, spik som missat reglarna och snedskjutna spik och anteckna i laborationsprotokollet.
- Placera provväggen vertikalt och rakt i provriggen, kontrollera med vattenpass. Rita ut ett vertikalt, lodat, streck som löper över råspontluckorna för att illustrera deformationen. Anteckna genomsnittligt ändavstånd och s-avstånd för spiken. Fotografera väggen. Montera givare och koppla upp deformationsgivare samt lastcell till dator.
- Genomför testet till brottlast,  $F_{max}$ , eller 100 mm deformation. Dra ett nytt lodat streck över råspontluckorna och mät upp de enskilda brädornas horisontella förflyttning. Mät upp fukthalt i reglar och råspont efter avslutad provning.

Montering och provning av väggarna delades upp i etapper för att undvika att virket skulle torka ut innan det prövades. De praktiska försöken delades därför upp i tre etapper. I den första etappen konstruerades samtliga fem provkroppar av Typ I samt en provkropp av Typ II och de prövades under en dag. I den andra etappen byggdes resterande fyra provkroppar av Typ II som prövades under en dag. I den tredje och sista etappen byggdes tre provkroppar av Typ III som prövades under en dag. Orsaken till att enbart tre provkroppar av typ III byggdes var att folkhälsomyndigheten uppmanade till social distansiering på grund av Covid-19 och det beslutades därför att tre provkroppar var tillräckligt och vidare provning avbröts.

### 3.3.1 Typ I - Dubbelspikade luckor

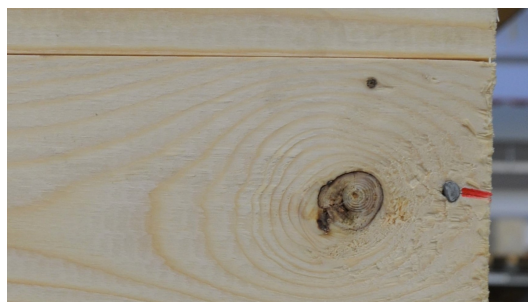
Provkropparna av Typ I bestod av förband där varje råspontbräda var dubbelspikad i regelramen, se Figur 3.5. Råspontluckorna var generalskarvade över mittregeln. Provkropparna av Typ I efterliknar den konstruktion som är vanligt förekommande i småhus. Provkropparna 1-5 av typ I benämns PK11 - PK15.



**Figur 3.5:** Närbild på dubbelspikat förband.

### 3.3.2 Typ II - Enkelspikade luckor

Provkropparna av Typ II bestod av förband där alla råspontbrädorna var enkelspikade i reglarna, se Figur 3.6. Råspontluckorna var generalskarvade över mittregeln. Provkropparna av Typ II ska enligt momentparsmodellen inte ha någon kapacitet då det inte finns några spikpar och syftar till att utreda andra eventuella faktorer som bidrar till konstruktionens hållfasthet. Provkropparna 1-5 av typ II benämns PK21 - PK25.



**Figur 3.6:** Närbild på enkelspikat förband.

### 3.3.3 Typ III - Dubbelspikade brädor

Provkropparna av Typ III bestod av enskilda brädor som demonterats från luckorna. Sponten på brädorna plockades bort med kniptång och stiften som håller ihop luckorna knäcktes av, se Figur 3.7. Brädorna spikades sedan på regelramen med cirka 3 mm mellanrum vilket kontrollerades med bladmått. Varje bräda var dubbelspikad i regelramen. Denna uppställning syftade till att pröva momentparsmodellen utan några bidrag från andra faktorer såsom sponten, stiften etcetera. Provkropparna 1-3 av typ III benämns PK31 - PK33.



Figur 3.7: Särskild åtgärder för provkroppar av typ III.

## 3.4 Utvärdering av resultat

I enlighet med teststandarden beräknades provkropparnas styvhet och styrka för att erhålla ett mått på skillnaden mellan olika typer av monteringar. Styvheten beräknades som den aktuella lasten genom uppnådd deformation enligt

$$R = \left[ \frac{F_4 - F_2}{v_4 - v_2} \right] [N/mm] \quad (3.1)$$

Där:

$F_2$  är lasten vid  $0,2F_{max}$  [N]

$F_4$  är lasten vid  $0,4F_{max}$  [N]

$v_2$  och  $v_4$  är tillhörande värde för deformationen [mm]

Deformation bestäms enligt skillnaden mellan deformation vid den översta deformationsgivaren i ovankant och deformationsgivaren i underkant för att eliminera eventuell stelkroppsförskjutning. Styrkan uttrycks som den maximala lasten provkroppen utsätts för innan brott,  $F_{max}$ .

I enlighet med teststandarden (SIS, 2011) så beräknades de karakteristiska 5-percentils värdena från testresultaten enligt SS-EN 14358 (SIS, 2016) för att möjliggöra jämförelse

med de teoretiskt beräknade karakteristiska hållfasthetsvärdena. Det antogs att resultaten från laborationerna var normalfördelade medelvärden av hållfastheten så att den karakteristiska hållfastheten kunde beräknas enligt

$$F_{max,k} = F_{max,mean} - k_s(n)s_y \quad (3.2)$$

Där:

$F_{max,k}$  är det karakteristiska värdet på brottlasten

$F_{max,mean}$  är det uppmätta medelvärdet av brottlasten vid provning

$k_s(n)$  är en koefficient som beror av antalet provkroppar som har använts

$s_y$  är standardavvikelse för medelvärdet av brottlasten vid provning

Då tre provkroppar användes var  $k_s = 3,15$  och då fem provkroppar användes var  $k_s = 2,46$  (SIS, 2016).

## 3.5 Beräkning av brottlast

Utöver de praktiska försöken utfördes analytiska beräkningar av provkropparnas teoretiska skjuvkapacitet. Kapaciteten beräknades enligt momentparsmodellen som presenterats tidigare med Ekvation 2.5. Således erfordrades spikarnas skjuvhållfasthet, s-avstånd, antal spikpar och provkroppens höjd för att beräkna vilken kapacitet provkroppen har. Med tidigare angivna dimensioner och material på råspont, regler och spik erhålls materialegenskaper enligt Tabell 3.1

**Tabell 3.1:** Materialdata för provkroppen (Borgström, 2016).

C14		Spik	
$\rho_k$	290 kg/m <sup>3</sup>	$f_u$	600 MPa
$t_1$	20 mm	$d$	2,9 mm
$t_2$	95 mm	$d_h$	7,0 mm
		$l$	75 mm
		$f_{ax,k}^{[1]}$	7,1 MPa
		$f_{head,k}^{[1]}$	12,8 MPa
		$t_{pen}$	55 mm

<sup>[1]</sup> = hållfasthetsvärden enligt tillverkaren, se Appendix B

Spikarnas skjuvkapacitet bestämdes enligt avsnitt 8 i Eurokod 5 (SIS, 2009). De sex ekvationerna i Ekvation 2.11 representerar vardera en brottmod. Den ekvation som ger

den lägsta skjuvhållfastheten  $F_{v,Rk}$  motsvarar provkroppens aktuella brottmod. Med materialdata från Tabell 3.1 beräknades följande:

$$f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} = 17,28 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1,0 \quad (3.4)$$

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} 270 d^{2,6} = 4301,29 \text{ kN m} \quad (3.5)$$

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen} \\ f_{head,k} d_h^2 \end{cases} \rightarrow F_{ax,Rk} = 627 \text{ N} \quad (3.6)$$

Sedan beräknades skjuvhållfastheten för de olika brottmoderna enligt Ekvation 2.11. De erhållna skjuvhållfastheterna presenteras i Tabell 3.2.

**Tabell 3.2:** Beräknad skjuvhållfasthet för de olika brottmoderna. Bidraget från linverkan är ej inkluderat.

Brottnod	Ekvation	Kapacitet [N]
Hålkantbrott i råspont	a	1002
Hålkantbrott i regel	b	7265
Brott i råspont och regel	c	2498
Spik flyter i regel	d	549
Spik flyter i råspont	e	2574
Spik flyter i både råspont och regel	f	755

Det konstaterades att brottmod  $d$  var avgörande för provkroppen med en skjuvhållfasthet för förbanden på 549 N. Därutöver adderades bidraget från linverkan, vilket beräknades enligt följande:

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 157 \text{ N} \quad (3.7)$$

Enligt Kapitel 8 Eurokod 5 (SIS, 2009) så ska bidraget från linverkan begränsas till 25 procent av förbandets totala skjuvkapacitet då räfflade spikar används. 25 procent av skjuvkapaciteten blir således 137 N vilket ger att varje spik hade en karakteristisk skjuvhållfasthet enligt:

$$F_{v,Rk} = 549 + 137 = 686 \text{ N} \quad (3.8)$$

Således ska förbandet gå till brott vid en påkänning om 686 N. Provkropparna av typ I hade ett medelvärde på centrumavstånd mellan spikar om 55 mm vilket uppmättes vid laboration, se Appendix C. Detta ger att varje spikförband i provkropparna av typ I skulle klarat av ett moment om  $686 \cdot 0,055 = 38 \text{ Nm}$ . För provkropparna av typ III som hade ett uppmätt medelvärde på centrumavstånd mellan spikarna på 54 mm gav det att varje spikförband skulle klarat av ett moment om  $686 \cdot 0,054 = 37 \text{ Nm}$ . Varje råspontlucka består av sex brädor och har en höjd på 540 mm. Således bestod

en provkropp av en höjd på 2500 mm av 27 brädor. Varje bräda var generalskarvad vilket innebar att varje provkropp hade två brädor i bredd och vardera bräda hade i sig två momentpar vilket gav ett totalt antal om  $2 \cdot 2 \cdot 27 = 108$  momentpar. Teoretiskt skulle därmed en provkropp av typ I klara av ett moment om  $108 \cdot 38 = 4104$  Nm vilket motsvarade en yttre last,  $F$ , enligt Figur 3.2 om:

$$F_I = \frac{4104 \text{Nm}}{2,5 \text{m}} = 1642 \text{ N} \quad (3.9)$$

En provkropp av typ III skulle klara av ett moment om  $108 \cdot 37 = 3996$  Nm vilket motsvarade en yttre last,  $F$ , om:

$$F_{III} = \frac{3996 \text{Nm}}{2,5 \text{m}} = 1598 \text{ N} \quad (3.10)$$

Således skulle teoretiskt sett samtliga provkroppar med dubbelspikade brädor, det vill säga typ I och III, klara av en yttre last,  $F$ , enligt Figur 3.2 om ca 1,6 kN. I de provkroppar som monterades med enbart en spik mellan råspont och underliggande reglar, typ II, blev den beräknade teoretiska skjuvkapaciteten:

$$F_{II} = 0 \text{ N} \quad (3.11)$$

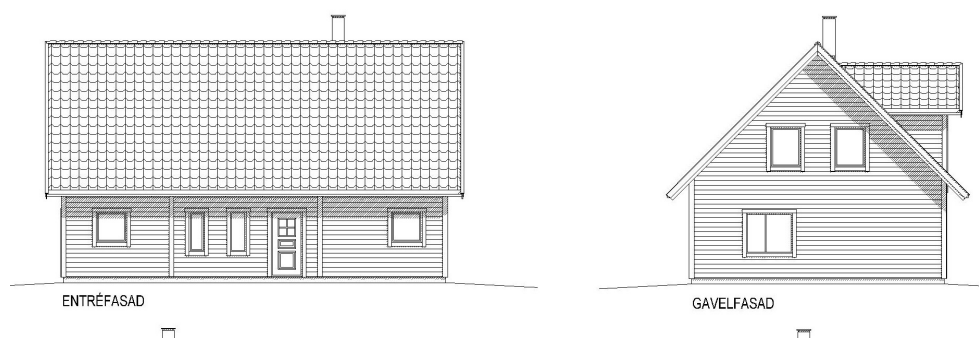
då det inte fanns något momentpar med spikar i brädorna.

## 4 Analys av en typisk villa

För att undersöka om beräkningsmodellen går att applicera i praktiken på småhus, med godtagbara resultat, genomförs ett beräkningsexempel på en mindre 1,5-plans villa från A-hus. Villan används enbart som underlag till beräkningarna och alla mått och förutsättningar används inte nödvändigtvis exakt.

### 4.1 Förutsättningar

1,5-plans villan från A-hus, som har tillhandahållits av Deromegruppen, visas i Figur 4.1 nedan. Där redovisas fasadritningar på en långsida och en gavel.



**Figur 4.1:** Fasadritningar på en 1,5-plans villa från A-hus sett från lång- och kortsida.

Relevanta mått redovisas i Tabell 4.1 nedan.

**Tabell 4.1:** Relevanta mått för en 1,5-plans villa från A-hus.

Element	Värde	Enhet
Längd	12530	mm
Bredd	8300	mm
Höjd (grund-nock)	7771	mm
Höjd (grund-bjl)	3188	mm
Höjd (bjl-nock)	4538	mm
Taklutning	45	°

Huset antas vara konstruerat likt många småhus i Sverige med ett bärande system av träregelväggar, takstolar i trä, råspont i takkonstruktionen och en grundplatta i betong. Ytterväggen är uppbyggd av en fasadtäckning, fasadskiva, reglar, OSB-skivor,



gipsskivor samt isolering och tätning. De huvudsakliga vertikala lasterna kommer från snölast, nyttiglast och egentygder och förs via takstolar till väggar till grunden. De horisontella lasterna består av vindlast och en fiktiv snedställningslast på takstolarna. De horisontella lasterna mot huskroppen förs dels via takkonstruktionen till skjuvväggar i långsidorna till grunden och dels via bjälklaget till skjuvväggar. Det förutsätter att bjälklaget fungerar som en styv skiva, detta undersöks inte vidare. En del av den horisontella lasten förs även direkt via skjuvväggarna till grunden, denna del av lasten är inte relevant för takkonstruktionen och undersöks ej heller vidare. Huset antas uppföras i ett område runt Åre där det förekommer både mycket stora snölast och vindlast för att dimensioneringen ska utföras i en extrem-situation. De antagna grundlastvärdena presenteras nedan. I analysen av huset beaktas enbart råsponsens bidrag i byggsystemet och övriga komponenters dimensionering, som takstolar och skjuvväggar, utelämnas. Vidare bortses det i beräkningarna från kupan på taket för att fokusera beräkningarna enbart på hur råsponsen självt stabiliserar huset.

## 4.2 Laster och lastkombinationer

### 4.2.1 Egentyngd och nyttiglast

De, för räkneexemplet skull, relevanta egentyngderna och nyttiglasterna i huset är de som verkar på takstolarna då de bidrar till avstyvningslasten som råsponsen utsätts för. Lasterna är bestämda baserat på uppgifter från A-hus samt egna antaganden och redovisas i Tabell 4.2.

**Tabell 4.2:** Egentyngder och nyttiglast.

Last	Värde	Enhet
Egentyngd yttertak	650	N/m <sup>2</sup>
Egentyngd innertak	300	N/m <sup>2</sup>
Nyttiglast bostäder	2000	N/m <sup>2</sup>

### 4.2.2 Vindlast

Vindlaster är egentligen komplexa, dynamiska laster men de uttrycks förenklat i Eurokod (SIS, 2008) med en statistiskt ekvivalent vindlast uttryckt som kraft per ytenhet (Isaksson m. fl., 2017):

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe} \quad (4.1)$$

Där:

$w_e$  är vindlasten per ytenhet vinkelrätt den aktuella ytan

$q_p(z_e)$  är det karakteristiska hastighetstrycket beroende av referenshöjd och terrängtyp



$c_{pe}$  är en dimensionslös formfaktor

Råsponten används i takkonstruktioner för att stabilisera hus främst mot vindlast men även för att staga takstolarna. Då takstolarna antas vara stabila i sitt plan dimensioneras råsponten endast för vind som verkar mot gavlarna. Villan i exempelberäkningen antas vara belägen i ett område med maximal referensvindhastighet, det vill säga  $v_b = 26$  m/s. För att bestämma vilket ekvivalent tryck som referensvindhastigheten ger på huset erfordras husets höjd och omgivningens beskaffenhet, det vill säga dess terrängtyp (0-IV). Referenshöjden är husets höjd vilken avläses ur Tabell 4.1 till 7,77 m. Terrängtypen får antas från hus till hus. Huset i beräkningsexemplet antas uppföras i ett område med lite vegetation och några enstaka större hinder, därmed antas terrängtyp II (SIS, 2008). Då terrängtypen och referenshöjden är bestämda kan det karakteristiska hastighetstrycket interpoleras ur Tabell C-10a i kapitel 1.1.4 i EKS11 (Boverket, 2019b). Därmed erhålls en interpolering enligt följande:

$$\frac{0,86 - x}{8 - 7,771} = \frac{x - 0,69}{7,771 - 4} \quad (4.2)$$

Då  $x$  löses ut ur ekvationen erhålls det karakteristiska hastighetstrycket  $q_p(z_e) = 0,85$  kN/m<sup>2</sup>. Vindlasten beräknas för villan som ett globalt system, det vill säga att vindtrycket på anblåst lovartsida samverkar med vindsuget på läsida. Formfaktorn  $c_{pe}$  för vindlasten mot gaveln på ett hus med sadeltak interpoleras sedan ur Tabell 7.1 i Eurokod (SIS, 2008) för zon D samt zon E och en kvot  $h/d = 0,62$  där  $h = 7,77$  m och  $d = 12,53$  m. Detta ger formfaktor,  $c_{pe,lo} = 0,75$  för lovartsida och  $c_{pe,lä} = 0,40$  för läsida. Därmed kan den karakteristiska vindlasten som verkar på det globala systemet bestämmas till;

$$w_{lo} = 0,85 \cdot 0,75 = 0,64 \text{ kN/m}^2 \quad (4.3)$$

$$w_{lä} = 0,85 \cdot 0,4 = 0,34 \text{ kN/m}^2 \quad (4.4)$$

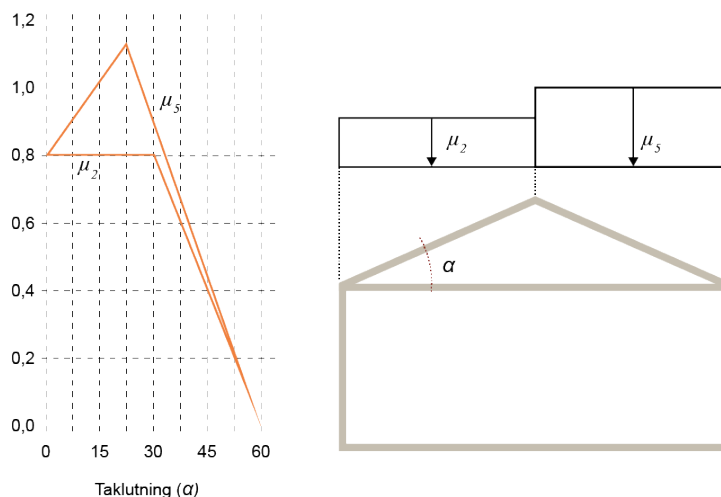
$$\rightarrow Q_{k,vind} = w_e = 0,64 + 0,34 = 0,98 \text{ kN/m}^2 \quad (4.5)$$

### 4.2.3 Snölast

Det karakteristiska värdet på snölast beräknas enligt Eurokod med följande ekvation (SIS, 2005):

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (4.6)$$

Där exponeringsfaktorn ansätts till  $C_e = 1,0$  och den termiska koefficienten ansätts till  $C_t = 1,0$ . Snölastens grundvärde antas till  $s_k = 4,5$  kN/m<sup>2</sup> då huset uppförs i trakterna kring Åre. För ett sadeltak med en lutning på 45 ° blir värdet på formfaktorn  $\mu_5 = 0,45$  för den sida av taket där snö antas anhopas, se Figur 4.2 från EKS 11 nedan.



**Figur 4.2:** Formfaktorer för snölast på sadeltak. Källa: Boverket (2019b)

Således blir den karakteristiska snölasten  $Q_{k,snö} = s = 2,0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.2.4 Lastkombinationer enligt EKS11

Denna rapport begränsas endast till beräkningar i brottsgränstillståndet. För beräkning av takstolens dimensionerande moment används dimensioneringsprogrammet *Frame Analysis* i vilket även lastkombinationerna beräknas automatiskt. De kombinationer som beräknas visas i avsnitten nedan. Alla beräkningar avser säkerhetsklass 2,  $\gamma_d = 0,91$  då bärande element i enbostadshus enligt EKS11 tillhör den säkerhetsklassen (Boverket, 2019b). Här noteras det även att lasterna  $q_{d,i,s}$  och  $q_{d,i,v}$  verkar i olika plan och de skrivs därför separat. Följande  $\psi$ -faktorer används för de variabla lasterna;

$$\psi_{0,snö} = 0,8$$

$$\psi_{0,nyttig} = 0,7$$

$$\psi_{0,vind} = 0,3$$

##### Lastkombination 1

STR B 6.10a.

$$q_{d,1,s} = \gamma_d 1,35 G_k \quad (4.7)$$

##### Lastkombination 2

STR B 6.10b där snölast är huvudlast bland de variabla lasterna.  $K_{mod} = 0,90$

$$q_{d,2,s} = \gamma_d (1,2 G_k + 1,5 Q_{k,snö} + 1,5 \psi_{0,nyttig} Q_{k,nyttig}) \quad (4.8)$$

$$q_{d,2,v} = \gamma_d (1,5 \psi_{0,vind} Q_{k,vind}) \quad (4.9)$$

**Lastkombination 3**

STR B 6.10b där nyttiglast är huvudlast bland de variabla lasterna.  $K_{mod} = 0,90$

$$q_{d,3,s} = \gamma_d(1, 2G_k + 1, 5Q_{k,nyttig} + 1, 5\psi_{0,snö}Q_{k,snö}) \quad (4.10)$$

$$q_{d,3,v} = \gamma_d(1, 5\psi_{0,vind}Q_{k,vind}) \quad (4.11)$$

**Lastkombination 4**

STR B 6.10b där vindlast är huvudlast bland de variabla lasterna.  $K_{mod} = 1,10$

$$q_{d,4,s} = \gamma_d(1, 2G_k + 1, 5\psi_{0,nyttig}Q_{k,nyttig} + 1, 5\psi_{0,snö}Q_{k,snö}) \quad (4.12)$$

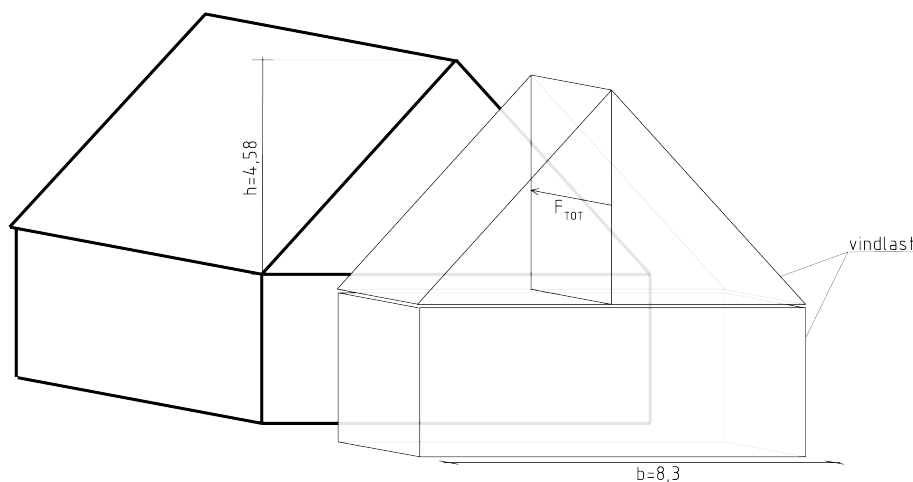
$$q_{d,4,v} = \gamma_d(1, 5Q_{k,vind}) \quad (4.13)$$

## 4.3 Statik

I detta kapitel redovisas statiken bakom beräkningarna, relevanta snittstorheter och samband som erfordras för dimensionering av råsponsen.

### 4.3.1 Vindlastens verkan på råsponsen

Vindlasten antas verka enligt Figur 4.3.



**Figur 4.3:** Skiss över vindlastens antagna verkan på gaveln.

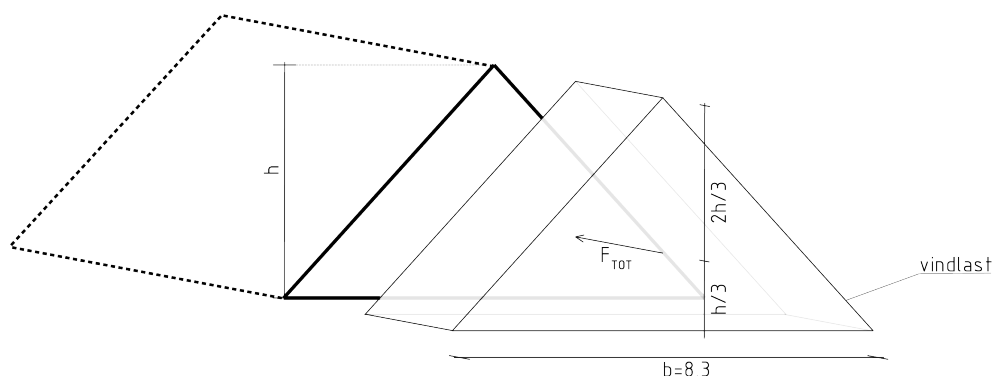
Då takstolarna ej kan bära laster i den riktning som vindlasten verkar så erfordras råsponskonstruktionen för att föra vidare lasterna till ytterväggarna längs långsidan och slutligen ner till grunden. Hur de yttre lasterna antas angripa råsponsen är upp till konstruktörens bedömning, nedan presenteras två alternativa synsätt beroende av gavelväggs uppbyggnad.

I det första synsättet antas gavelväggen bestå av balkar (reglarna i ytterväggen) som är fritt upplagda mellan takkonstruktionen och bjälklaget. Varje stående regel har en influensbredd som multipliceras med vindlasten för att erhålla en jämnt fördelad last längs regeln. Denna last ger sedan upphov till lika stora reaktionskrafter på takkonstruktionen respektive bjälklaget. Dessa reaktionskrafter verkar i takkonstruktionens plan och ger upphov till ett moment i den stabiliserande råsponskivan. Detta förutsätter att gavelväggen i sig inte är styv utan att enbart reglarna i väggen är styva och fördelar lasten uppåt och nedåt samt att reglarna är kontinuerliga. För att kunna beräkna reaktionskrafterna erfordras även kunskap om styvheten i de olika upplagen.

Om gavelväggen istället beaktas som en styv skiva fördelas lasten över hela bjälklaget och takkonstruktionen istället för i punkter. Gavelväggen beaktas i detta antagande likt en platta upplagd längs sin rand. Däremot är upplagens styvhet okänd och därmed erfordras ett antagande gällande hur lasten fördelas mellan upplagen då ett styvare upplag tar en större del av lasten jämfört med ett vekare (Carling, 1992).

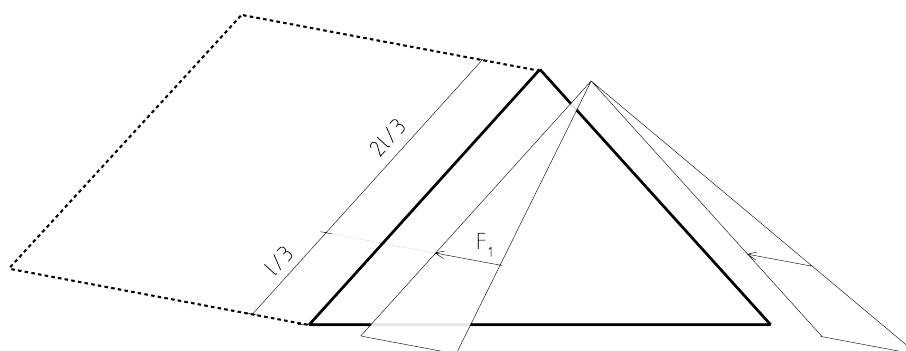
I den aktuella villan skiljer sig vägguppbyggnaden mellan den nedre delen av yt-

terväggen, det vill säga väggen utanför den inredda delen av ovanvåningen, mot den övre delen av ytterväggen, delen utanför vinden. Ytterväggen utanför den inredda delen har en typ av regler och ytterväggen utanför vinden har en annan typ. Reglarna är således inte kontinuerliga över hela ovanvåningen. Detta i kombination med att ytterväggen är uppbyggd av tre skivmaterial, fasadskiva, OSB-skiva och gipsskiva, gör att denna gavelvägg beaktas som en styv skiva istället för ett balksystem. Således erfordras ett par antaganden gällande kraftfördelningen mellan bjälklaget och takkonstruktionen. Då gavelväggen på ovanvåningen är triangulär antas vindlasten som verkar på den ha en kraftresultant som verkar på en tredjedel av höjden mellan bjälklaget ochnocken enligt Figur 4.4.



**Figur 4.4:** Position för vindlastens kraftresultant.

All vind som träffar gaveln på övervåningen antas belasta takkonstruktionen vilket är ett konservativt antagande då en del av lasten egentligen kan antas tas upp av bjälklaget. Resultantens position i kombination med att gavelväggens area avtar linjärt uppåt ligger till grund för antagandet att vindlasten antas variera linjärt över respektive takhalva, se Figur 4.5. Det innebär att mer last bärs av det horisontalstabiliserande systemet, råsponten, närmre infästningen i de styva skjuvväggarna och en mindre del av lasten bärs av den övre delen av råsponten närmre nocken.



**Figur 4.5:** Hur vindlasten verkar med linjär variation i råspontens plan.

Den totala lasten från vinden på taket kan beräknas som volymen av den vindlast som angriper, därmed kan resultanten bestämmas till:

$$F_{tot} = q_{d,i,v} \frac{bh}{2} \tag{4.14}$$

Lasten  $F_{tot}$  angriper gavelväggen mellan nocken och bjälklaget på en tredjedel av höjden upp till nocken enligt Figur 4.4. De stabiliserande takhalvorna antas då vardera belastas av en kraftresultant  $F_1 = \frac{F_{tot}}{2}$ . Då vindlasten på takhalvorna antas variera linjärt med råsponsens höjd verkar kraftresultanten på en tredjedel av råsponsens höjd, se Figur 4.5. Således ger vindlasten upphov till ett stjälpande moment,  $M_1$ , i vardera takhalva med storleken:

$$M_1 = F_1 \frac{l}{3} \quad (4.15)$$

### 4.3.2 Takstolarnas stagning och avstyvningslast

Utöver att föra vidare vindlasten till skjuvväggar utan att takkonstruktionen går till brott ska även råsponsen stabilisera takstolarna mot knäckning. Då takstolarna belastas av vertikala laster uppstår tryckkrafter i vissa bärverksdelar. Om de vertikala lasterna är stora finns det en risk för att de slanka, tryckta, delarna av takstolarna (i detta exempel överramen, på vilken råsponsen är monterad) knäcker ut ur sitt plan. I avsnitt 9.2.5 i Eurokod 5 (SIS, 2009) introduceras en utbredd last  $q_h$  som motsvarar den last som råsponsen utsätts för då överramen förhindras från att knäcka. Lasten  $q_h$  beräknas med:

$$q_h = (1 - k_{crit}) k_l \frac{nM(q_{d,i,s})}{k_{f,3}hl} \quad (4.16)$$

Där:

$M(q_{d,i,s})$	dimensionerande moment orsakat av den vertikala lasten $q_{d,i,s}$
$n$	antal element som ska stagas
$k_l$	$\min : (1; \sqrt{15/l})$
$l$	elementets spännvidd
$k_{f,3}$	en korrektionsfaktor, rekommenderat värde 30 används
$k_{crit}$	en reduktionsfaktor baserad på elementets slankhet
$h$	elementets tvärsnittshöjd

Reduktionsfaktorn för vippning  $k_{crit}$  beror enligt avsnitt 6.3 i Eurokod (SS-EN-1995-1-1) av slankhetsparametern  $\lambda_{rel,m}$  enligt Tabell 4.3.

**Tabell 4.3:** Värden för  $k_{crit}$  som funktion av  $\lambda_{rel,m}$ .

Värde för $k_{crit}$	Slankhetsparameter $\lambda_{rel,m}$
1	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
$1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$	$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$
$1/\lambda_{rel,m}^2$	$\lambda_{rel,m} > 1,4$

Den relativa slankheten för böjning (ovan kallad slankhetsparametern) bestäms som kvadratroten ur kvoten mellan den karakteristiska böjhållfastheten,  $f_{m,k}$  och den kritiska böjspänningen,  $\sigma_{m,crit}$ . Då takstolarna antas vara tillverkade av konstruktionsvirke

i hållfasthetsklass C24 är den karakteristiska böjhållfastheten  $f_{m,k} = 24$  MPa. Den kritiska böjspänningen beräknas med:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} E_{0,05} \quad (4.17)$$

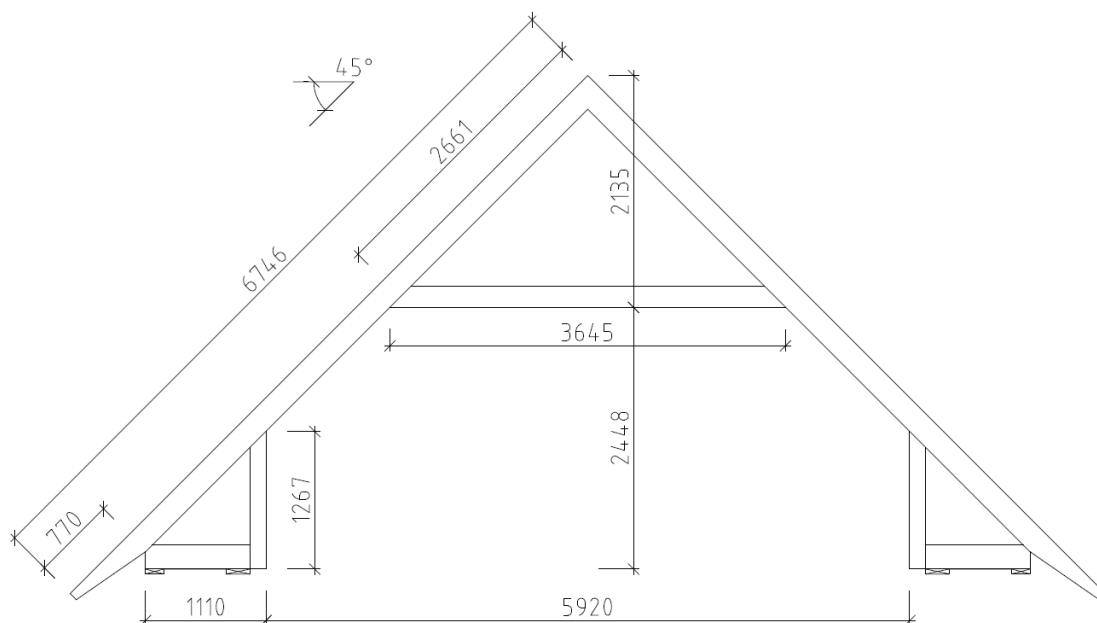
Tvårsnittets bredd och höjd antas till  $b = 45$  mm samt  $h = 340$  mm baserat på takstolsritningar. Elementets spännvidd ansätts till längden på överramen mellan hanbalken och nocken,  $l = 2,66$  m se Figur 4.6, då hanbalken antas staga överramen mot böjning i sin styva riktning. Den effektiva längden  $l_{ef}$  tar hänsyn till hur lasten påförs balken samt var längs tvärsnittet lasten påförs. Då överramen är belastad med en jämnt utbredd last från snölast och egentygnder och då lasten påförs i ovankant (i de fall där elementet är tryckt i ovankant) blir  $l_{ef} = 0,9l + 2h = 3,07$  m. Elasticitetsmodulen  $E_{0,05}$  är 5%-fraktilvärdet för elasticitetsmodulen parallellt med fiberriktningen som är 7400 MPa för C24 konstruktionsvirke. Således kan den kritiska böjspänningen bestämmas till  $\sigma_{m,crit} = 11,18$  MPa. Därmed erhålls den relativa slankheten:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = 1,47 \quad (4.18)$$

Därmed kan värdet på reduktionsfaktorn för vippning,  $k_{crit}$ , bestämmas enligt Tabell 4.3 och blir således:

$$k_{crit} = 1/\lambda_{rel,m}^2 = 0,47 \quad (4.19)$$

För att beräkna det dimensionerande momentet i överramen används programvaran *Frame Analysis* med lastkombinationer enligt Avsnitt 4.2.4. Takstolen som används i beräkningarna visas i Figur 4.6. Indata för beräkningarna i *Frame Analysis* redovisas i Appendix A.



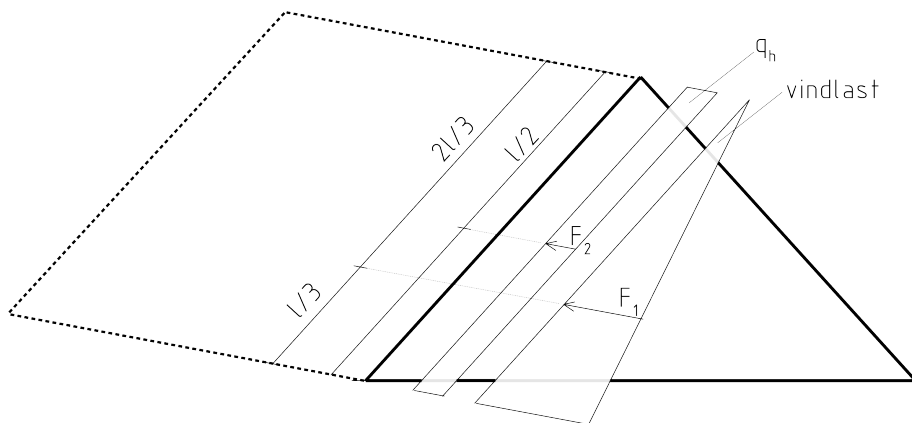
**Figur 4.6:** Måttsättning takstol

Antalet element som ska stagas sätts till det totala antalet takstolar i taket, det vill säga  $n = 9$  st, då det antas att hela takets stabiliseringssystem samverkar för att motstå

vindlasten på läsidan, lovartsidan och den stjälpande lasten  $q_h$ . Den stjälpande lasten  $q_h$  kan med ovan angivna och beräknade parametrar skrivas så att den är beroende av det dimensionerande momentet enligt:

$$q_h = 0,18M(q_{d,i,s}) \quad (4.20)$$

Denna last verkar på takskivan enligt Figur 4.7, det antas här att  $q_h$  har samma storlek över hela den stabiliserande takhalvan. Längden på den stabiliserande takhalvan ansätts till överramens längd exklusive takfoten. Lasten  $q_h$  kan representeras av en resulterande punktlast  $F_2$  placerad på halva höjden av den stabiliserande råsponden.  $F_2$  har således storleken  $q_h \cdot l = 0,18M(q_{d,i,s}) \cdot 5,98 = 1,05M(q_{d,i,s})$ . Denna resultant multiplicerad med halva överramens längd ger det stjälpande momentet från stagningslasten  $q_h$  som således blir  $M_2 = 3,14M(q_{d,i,s})$ . I Figur 4.7 illustreras en av de stabiliserande takhalvorna med kraftresultanterna  $F_1$  från vindlasten och  $F_2$  från snedställningslasten.



**Figur 4.7:** Krafter i den stabiliserande takskivan.

### 4.3.3 Totalt stjälpande moment

Det totala stjälpande momentet på takskivan kan nu beräknas som det stjälpande momentet från vindlasten,  $M_1$ , adderat med det stjälpande momentet från snedställningslasten,  $M_2$ , och skrivs:

$$M_{tot} = M_1 + M_2 = \frac{5,98}{3}F_1 + \frac{5,98}{2}F_2 = \frac{5,98}{3}q_{d,i,v}\frac{bh}{2} + 3,14M(q_{d,i,s}) \quad (4.21)$$

I ekvation 4.21 behålls vindlasten och det stjälpande momentet som variabler och de ska bestämmas med de fyra olika lastkombinationerna enligt Avsnitt 4.2.4 för att erhålla det maximala, totala, stjälpande momentet. I Tabell 4.4 redovisas de olika lastkombinationerna, det observeras i tabellen att lastkombination 4, då vinden är huvudlast, ger det maximala, stjälpande, momentet som är 30,04 kNm per stabiliserande takhalva.



**Tabell 4.4:** Dimensionerande stjälpande moment.

Lastkombination	$M_1$ [kNm]	$M(q_{d,i,s})$ [kNm]	$M_2$ [kNm]	$M_{tot}$ [kNm]
LK1	7,58	1,58	4,98	12,56
LK2	7,58	2,61	8,28	15,85
LK3	7,58	1,52	4,80	12,38
LK4	25,26	1,51	4,77	30,04

## 4.4 Dimensionering

### 4.4.1 Materialdata

I Tabell 4.5 redovisas relevant materialdata för att beräkna skjuvhållfastheten i spikförbandet mellan råsponten och takstolarna.

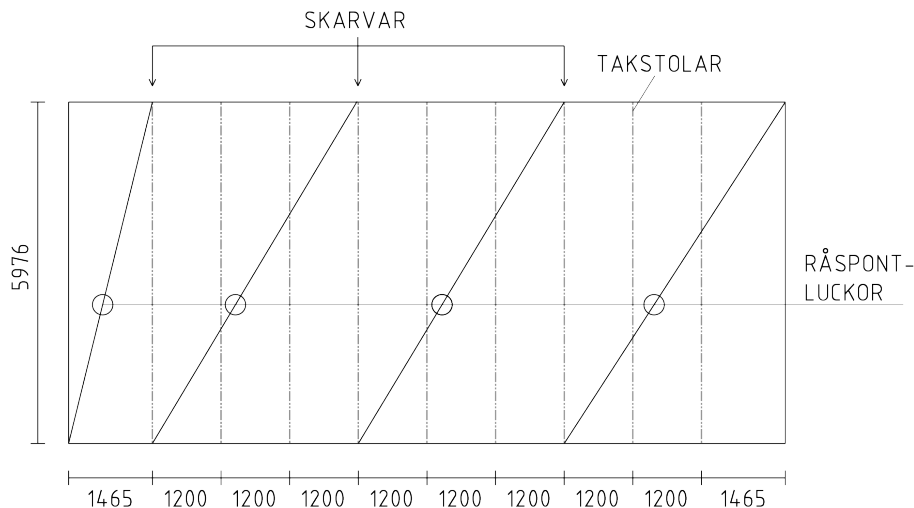
**Tabell 4.5:** Materialdata för råspontskonstruktionen.

Parameter	Värde	Enhet
<b>C14</b>		
$\rho_k$	290	kg/m <sup>3</sup>
$t_1$	20	mm
<b>C24</b>		
$\rho_k$	350	kg/m <sup>3</sup>
$t_2$	220	mm
<b>Spik</b>		
$f_u$	600	MPa
$d$	2,9	mm
$d_h$	7,0	mm
$l$	75	mm
$f_{ax,k}^{[1]}$	7,1	MPa
$f_{head,k}^{[1]}$	12,8	MPa
$t_{pen}$	55	mm

<sup>[1]</sup> = hållfasthetsvärden enligt tillverkaren, se Appendix B

### 4.4.2 Momentkapacitet för råspont

Som det visades i Avsnitt 2.3 så kan råspontens momentkapacitet beräknas enligt Ekvation 2.7. Det antogs tidigare att hela taket samverkar till horisontalstabiliseringen. Alla nio takstolar bidrar alltså till stabiliseringen för vindlast samt så antas det att den konstruktion som finns i gavelväggarna utförs så att råsponten kan fästas i den. Den stabiliserande skivan blir således 5,98 m hög och 12,53 m bred, se Figur 4.8.



**Figur 4.8:** Skiss över den stabiliserande takhalva.

Antalet momentpar i takhalvan beräknas approximativt enligt Ekvation 2.6 med:

$$n = \frac{5,98}{0,09} \left( \frac{12,53}{1,2} + 1 \right) + 3 \cdot \frac{5,98}{0,09} = 960 \quad (4.22)$$

Det observeras att takhalvans höjd inte är ett jämnt antal brädor samt att vid ändarna avviker centrumavståndet mellan takstolarna något vilket innebär att beräkningen av antal spikpar inte blir exakt men kan avrundas till 960. Spikparens hävarm ansätts till maximalt möjliga med hänsyn till avståndskraven i kapitel 8 i Eurokod 5 (SIS, 2009). Skjuvkapaciteten för spikförbandet beräknas i enlighet med Avsnitt 2.4 som det lägsta av de ingående ekvationerna i Ekvation 4.23.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + F_{ax,Rk}/4 \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + F_{ax,Rk}/4 \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + F_{ax,Rk}/4 \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + F_{ax,Rk}/4 \quad (f) \end{array} \right. \quad (4.23)$$

Där:

$$f_{h,1,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} = 17,46 \text{ MPa}$$

$$f_{h,2,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} = 21,07 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = 1,21$$

$$M_{y,Rk} = \frac{f_v}{600} 270 d^{2,6} = 3928,22 \text{ kN m}$$

$$F_{ax,Rk} = \min \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen} \\ f_{head,k} d_h^2 \end{cases} \rightarrow F_{ax,Rk} = 627 \text{ N}$$

I Tabell 4.6 nedan presenteras de beräknade kapaciteterna för de olika brottmoderna inklusive deras bidrag från linverkan, som dock maximalt får vara 25 procent av kapaciteten av första termen i ekvationerna  $c$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f$  i Ekvation 4.23.

**Tabell 4.6:** Skjuvhållfastheten för olika brottmoder. Linverkan är inkluderad.

Brottnod	$F_{v,Rk}$ [N]
a	1002
b	8769
c	3107
d	711
e	3155
f	946

Ur Tabell 4.6 observeras det att skjuvhållfastheten för spikförbandet blir  $F_{v,Rk} = 711$  N för brottmod  $d$ . Denna brottmod uppstår då en av virkesdelarna har en tillräckligt stor tjocklek för att spiken ska kunna bilda en flytled inne i den grova virkesdelen. Denna kapacitet är karakteristisk och görs dimensionerande enligt:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,1 \frac{711}{1,3} = 602 \text{ N} \quad (4.24)$$

I Ekvation 4.24 används  $k_{mod} = 1,10$  då den dimensionerande lastkombinationen var då vindlast var huvudlast. Därmed kan momentkapaciteten för takskivan beräknas med:

$$M_{Rd} = F_{v,Rd} \cdot s_{spik} \cdot n = 602 \cdot 0,062 \cdot 960 = 35,8 \text{ kN m} \quad (4.25)$$

Således kan det konstateras att:

$$\frac{M_{tot}}{M_{Rd}} = \frac{30,0}{35,8} = 0,84 < 1,0 \quad (4.26)$$



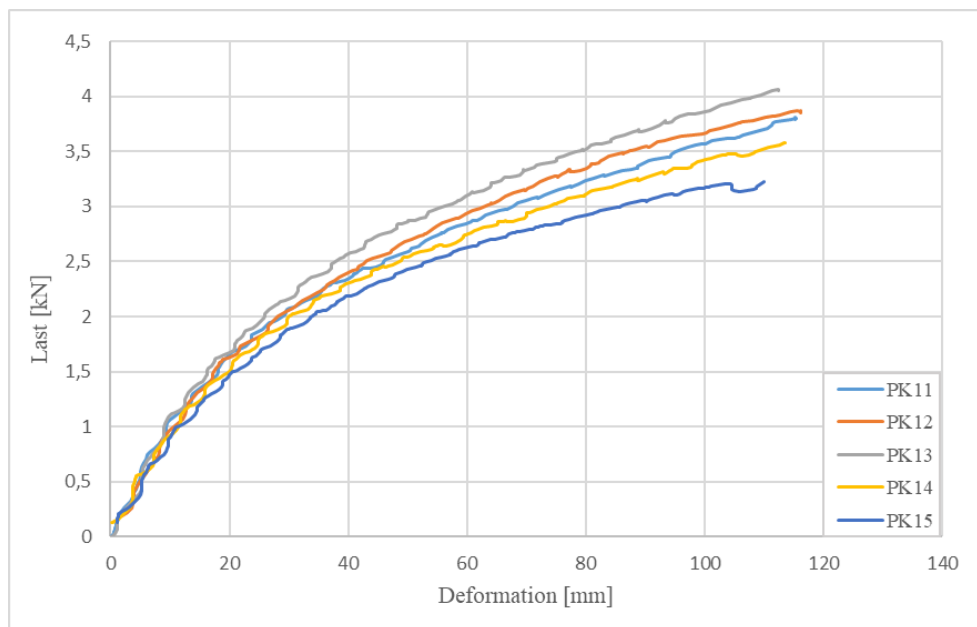
# 5 Resultat och analys

I detta kapitel presenteras först resultaten från laborationsförsöken tillsammans med resultaten från de teoretiska beräkningarna för provkropparnas skjuvkapacitet. Därefter presenteras resultatet från beräkningsexemplet där momentparsmodellen tillämpades på en 1,5-plans villa. Resultaten analyseras i respektive avsnitt och jämförs sedan med varandra för att kunna dra slutsatser.

## 5.1 Laborationsförsök

### 5.1.1 Typ I - Dubbelspikade luckor

Enligt de teoretiska beräkningarna i Avsnitt 3.5 skulle provkroppar av typ I gå till brott vid en last om cirka 1,6 kN. Då brottmod  $d$  var dimensionerande för spikens kapacitet antogs det att spiken skulle bilda en flytled inne i reglarna. I Figur 5.1 nedan redovisas det erhållna sambandet mellan deformation och last för de fem provkropparna av typ I. I diagrammet redovisas trendlinjer för respektive provkropp i form av ett glidande medelvärde för att jämna ut hydraulpressens inverkan på kurvornas utseende.



**Figur 5.1:** Trendlinjer för samband mellan last och deformation för provkroppar av typ I.

Baserat på resultaten från provningarna beräknas sedan medelvärde, standardavvikelse samt karakteristiskt värde på brottlasten. Det karakteristiska värdet på brottlasten beräknas med Ekvation 3.2. Värdena redovisas i Tabell 5.1.

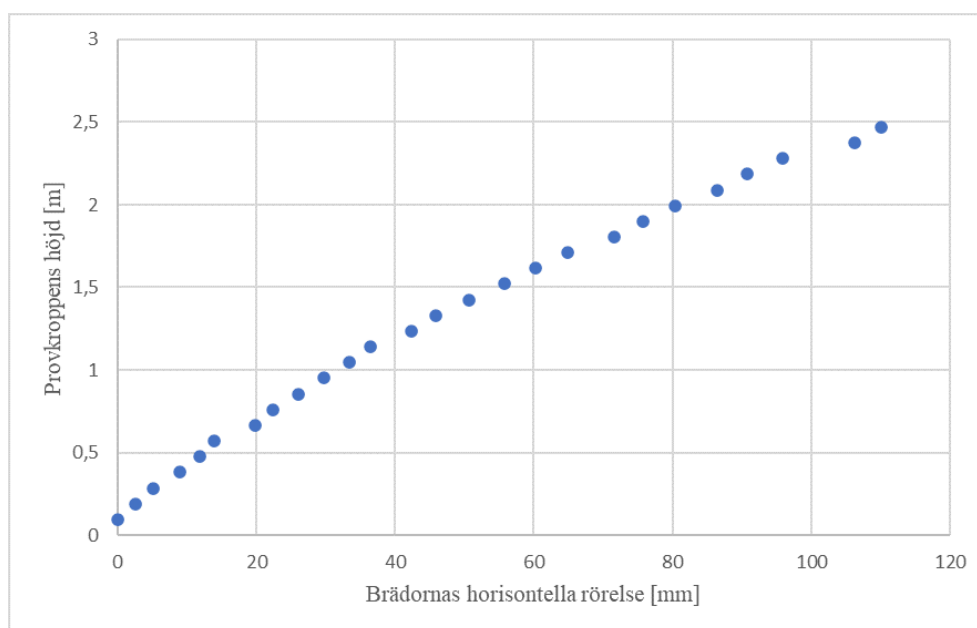
**Tabell 5.1:** Registrerad last, medelvärde, standardavvikelse och beräknad karakteristisk brottlast för provkroppar av typ I.

Provkropp	Last vid 100 mm deformation [kN]
PK11	3,5
PK12	3,7
PK13	4,1
PK14	3,5
PK15	3,1
Medelvärde	3,6
St.av (Sy)	0,3
Karakteristiskt värde	2,9

Ur tabellen kan det konstateras att provkroppar av typ I hade en högre skjuvkapacitet än den teoretiskt beräknade. Vid provtillfällena konstaterades även att det inte tydligt gick att fastställa vilken brottmod som uppstod i respektive provkropp utan brottet föreföll inträffa successivt i de olika förbanden. Vid samtliga provtillfällen uppnåddes brottdeformation, det vill säga 100 mm, innan provkroppen tydligt gick till brott, det vill säga att den inte kunde ta mer last. Den brottlast som registrerades för respektive provkropp vid brottdeformation redovisas i Tabell 5.1. Då den teoretiskt beräknade brottlasten var cirka 1,6 kN kan det konstateras att den faktiska karakteristiska brottlasten var ungefär 180 procent större än den teoretiska. Den ökade hållfastheten antas bero på bidraget från stiften mellan brädorna samt eventuell friktion mellan not och spont. Det kan heller inte uteslutas att förbandens, det vill säga spikens, skjuvkapacitet är större än den beräknade. I Figur 5.2 nedan visas två bilder från laborationen som redovisar en provkropp av typ I före belastning (t.v.) samt efter belastning (t.h.). I figuren observeras en tydlig skjuvdeformation i provkroppen vilket var förväntat.

**Figur 5.2:** T.v. provkropp före provning och t.h. provkropp efter provning.

Från formen på trendlinjerna i Figur 5.1 observeras en tendens att kurvan är brantare, vilket innebär en större styvhet, upp till en last om 1,5 till 2,0 kN för att därefter uppvisa ett mindre styvt beteende med en flackare kurva. Detta tyder på att provkropparnas styvhet minskar successivt och förefaller ha en vändpunkt vid 1,5 till 2,0 kN. Det observeras även att trendlinjerna för de olika provkropparna av typ I visar samma förhållande mellan last och deformation upp till cirka 1,5 kN, därefter skiljer de sig mer åt för att sedan nå skilda brottlaster vid en deformation om 100 mm. Efter att provningen slutförts så hölls belastningen kvar medan brädornas horisontella rörelse, relativt sitt ursprungsläge, uppmättes vilken illustreras i Figur 5.3. I figuren observeras att provkropparna tryckts något längre än brottdeformationen vid denna mätning, däremot påverkar det ej det illustrerade sambandet.



**Figur 5.3:** Medelvärde på de enskilda brädornas horisontella rörelse längs med höjden på väggen för provkroppar av typ I. Den nedersta brädan är utgångspunkt för förflyttningen.

Varje punkt i diagrammet illustrerar en råspontbräda. På x-axeln redovisas brädans horisontella rörelse gentemot sitt ursprungsläge och på y-axeln redovisas brädans läge längs provkroppens höjd. I diagrammet observeras det att punkterna ligger i grupper om sex där varje punkt har ungefär samma avstånd till nästa punkt medan avståndet skiljer mer mellan dessa grupper. Denna tendens antas bero på att varje ihopstiftad lucka bestod av sex brädor. Från den översta luckan i provkroppen återstod enbart två ihopstiftade brädor vilket förklarar varför den sista gruppen enbart består av två punkter. Denna tendens tyder på att stiftningen mellan brädorna ger ett bidrag till styvheten och hållfastheten. I Figur 5.4 redovisas bilder från laborationerna. Det kan observeras dels en tydlig skjuvdeformation mellan brädorna samt även att de fyra stiften förefaller ha skjuvats av efter laborationsförsök. Vid närmare observation upptäcktes dock att stiften är intakta och har böjts samt dragits inne i träet.



(a) Stiftning i provkropp av typ I före försök. (b) Stiftning i provkropp av typ I efter försök.

**Figur 5.4:** Bilder från laboration som visar deformation och lastupptagning av stift.

För att säkerställa att skillnader mellan olika typer av provkroppar huvudsakligen berodde på de medvetet varierade parametrarna kontrollerades det att andra parametrar som skulle kunna påverka resultatet, så som fukthalt, ändavstånd samt centrumavstånd, ej varierade i någon stor omfattning. Fukthalten i råsponten och reglarna kontrollerades före och efter provning. Resultatet redovisas i Tabell 5.2. Det konstateras att fukthalten i råsponten i snitt har minskat med 1,7 procentenheter medan fukthalten i reglarna var något högre från början och i snitt minskade med 3,7 procentenheter. Således torkade råsponten mindre och fukthalten skiljde sig mindre mellan de olika provkropparna än vad reglarna gjorde.

**Tabell 5.2:** Medelvärde av uppmätt fukthalt i råspont och regler vid monterings- samt provningstillfälle för provkroppar av typ I.

Provkropp	Fukthalt råspont [%]		Fukthalt regler [%]	
	Vid montering	Vid provning	Vid montering	Vid provning
PK11	12,1	10,9	14,4	10,1
PK12	12,7	10,5	15,0	11,2
PK13	13,2	10,9	15,2	10,5
PK14	12,1	10,9	14,7	11,5
PK15	12,3	10,9	14,9	12,5
Medelvärde	12,5	10,8	14,8	11,1
St.av	0,5	0,2	0,3	0,9

Vid provtillfället observerades ingen skevhet i varken råspont eller regler på grund av uttorkningen. Som tidigare nämnts så kontrollerades även centrumavstånd och



ändavstånd för spiken vid provtillfället. Då centrumavståndet mellan spikarna är avgörande för hållfastheten enligt momentparsmodellen kontrollerades det vid provningen för att ge möjlighet att korrigera de teoretiska beräkningarna mot försöken. Även ändavståndet kontrollerades då det är kravställt i Eurokod 5. Resultatet från kontrollerna redovisas i Tabell 5.3.

**Tabell 5.3:** Medelvärde och standardavvikelse för uppmätt änd- samt s-avstånd för spikförband vid provningstillfälle för provkroppar av typ I.

Provkropp	Ändavstånd [mm]		S-avstånd [mm]	
	Medelvärde	St.av	Medelvärde	St.av
PK11	17	4	57	4
PK12	17	3	57	3
PK13	18	4	56	3
PK14	19	5	55	4
PK15	19	4	52	6
Medelvärde	18		55	
St.av	1		2	

Det konstateras att både ändavstånd och s-avstånd för spikarna var av samma storleksordning för de olika provkropparna av typ I. Däremot observerades det att ändavståndet inte är tillräckligt enligt standarden, detta då det inte går att erhålla ett erforderligt ändavstånd eftersom reglarna inte är tillräckligt breda som det konstaterats tidigare i teorin. Däremot är det genomsnittliga ändavståndet tillräckligt enligt Johansen (1949) och Jorissen (1998) vilket presenterats tidigare i Avsnitt 2.4.

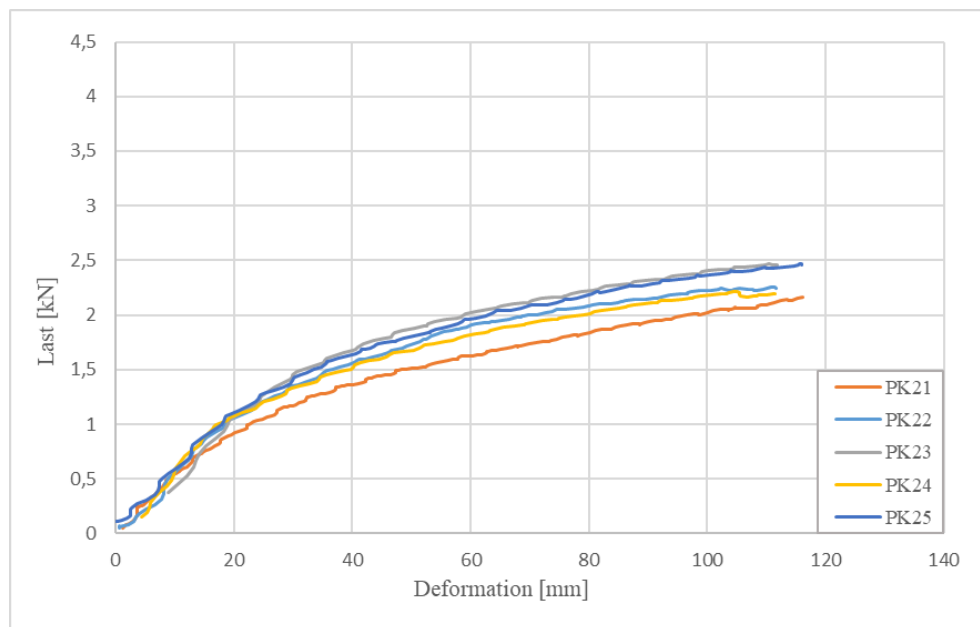
Enligt provningsstandard (SIS, 2011) så beräknas ett mått på provkropparnas styvhet med ekvation 3.1 vilken redovisades mer ingående i Kapitel 3.4. De olika provkropparnas styvhet,  $R$ , presenteras i Tabell 5.4.

**Tabell 5.4:** Beräknad styvhet för provkroppar av typ I.

Provkropp	$0,2F_{max}$ [N]	$0,4F_{max}$ [N]	$v_2$ [mm]	$v_4$ [mm]	$R$ [N/mm]
PK11	691	1390	4,3	13,7	74
PK12	765	1442	5,1	13,8	78
PK13	793	1660	5,8	16,9	78
PK14	701	1405	5,3	15,1	72
PK15	623	1261	5,4	14,9	67
				<b>Medelvärde</b>	74
				<b>St.av</b>	5

### 5.1.2 Typ II - Enkelspikade luckor

Enligt de teoretiska beräkningarna skulle provkropparna av typ II inte uppvisa någon skjuvkapacitet då de enkelspikade förbanden inte skulle ge några momentpar. Vid provningen konstaterades däremot att provkropparna klarade en last mellan 2,0 till 2,5 kN innan de uppnådde brottdeformationen 100 mm. Resultaten redovisas likt resultaten för provkropparna av typ I med trendlinjer för sambandet mellan last och deformation i Figur 5.5.

**Figur 5.5:** Trendlinjer för samband mellan last och deformation för provkroppar av typ II.

Trendlinjerna uppvisar tendenser liknande de för provkropparna av typ I. Det observeras två olika tendenser i samtliga grafer där den första delen av graferna är brantare vilket innebär att provkropparna där har en högre styvhet. Vid cirka 1 kN ändrar sedan kurvorna beteende för att senare uppvisa ett nytt mindre styvt beteende med en flacka-

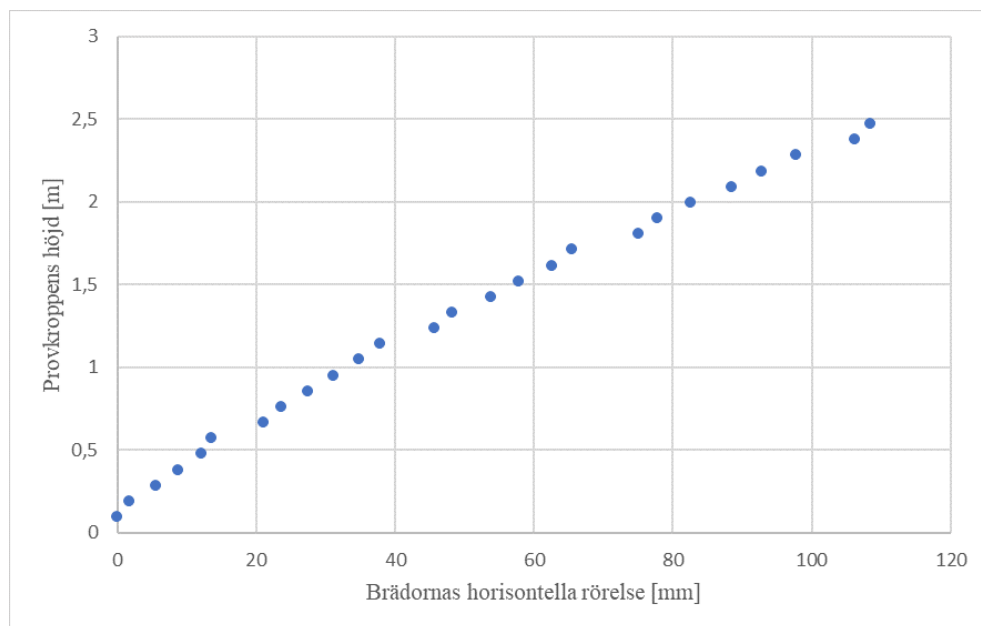
re kurva. Samtliga provkroppar av typ II uppnådde brottdeformationen 100 mm innan något tydligt brott, i form av att provkropparna inte längre hade någon bärförmåga, observerades. Den uppmätta brottlasten vid 100 mm deformation, medelvärdet på brottlasten, standardavvikelsen och den beräknade karakteristiska brottlasten redovisas i Tabell 5.5.

**Tabell 5.5:** Registrerad last, medelvärde, standardavvikelse och beräknad karakteristisk brottlast för provkroppar av typ II.

Provkropp	Last vid 100 mm deformation [kN]
PK21	2,1
PK22	2,3
PK23	2,5
PK24	2,3
PK25	2,5
Medelvärde	2,3
St.av (Sy)	0,1
Karakteristiskt värde	2,1

Efter provningarna av PK21 till PK25 diskuterades det vilken inverkan stiften kunde ha på hållfastheten. Då provkropparna teoretiskt sett inte hade någon skjuvkapacitet diskuterades det om den teoretiska modellen var felaktig, om regelramen hade en egen hållfasthet, om spikförbanden hade en högre kapacitet än den beräknade eller om stiften mellan luckorna gav ett bidrag till hållfastheten. Inget skäl till att momentparsmodellen skulle vara felaktig kunde konstateras. Regelramens bidrag till skjuvhållfastheten kontrollerades genom att med handkraft rucka på ramen, detta bekräftade antagandet att ramen är ledad. Samtliga provkroppar av typ II var enkelspikade så om spikarna hade en högre hållfasthet än den beräknade skulle det inte ge ett bidrag i dessa provkroppar. Således återstod enbart alternativet att stiften mellan råspontbrädorna gav ett märkbart bidrag till skjuvkapaciteten. Det var efter denna provning som upplägget på den sista provkroppstypen beslutades.

Likt för provkropparna av typ I så mättes den horisontella deformationen för varje enskild bräda vilket redovisas i Figur 5.6. Även för provkropparna av typ II observeras en tendens att punkter samlas i grupper om sex respektive en grupp om två. Således verkar stiften ge ett liknande bidrag i detta fall och minska deformationen mellan brädor inom samma lucka.



**Figur 5.6:** Medelvärde på de enskilda brädornas horisontella rörelse längs med höjden på väggen för provkroppar av typ II. Den nedersta brädan är utgångspunkt för förflyttningen.

Fukthalten och ändavstånden kontrollerades även för provkropparna av typ II, dels för att kunna konstatera att samtliga provkroppar av samma typ har samma förutsättningar men även för att kunna jämföra provkroppar av olika typer på ett korrekt sätt. Fukthalten i reglar och råspont kontrollerades före och efter provning och resultatet presenteras i Tabell 5.6. Det konstateras att fukthalten i råsponten har i snitt minskat med 1,9 procentenheter medan fukthalten i reglarna var något högre från början och i snitt minskade med 2,7 procentenheter. Således torkade råsponten mindre mellan de olika provkropparna än vad reglarna gjorde men variationen mellan dem var liknande.

**Tabell 5.6:** Medelvärde av uppmätt fukthalt i råspont och reglar vid monterings- samt provningstillfälle för provkroppar av typ II.

Prov kropp	Fukthalt råspont [%]		Fukthalt reglar [%]	
	Vid montering	Vid provning	Vid montering	Vid provning
PK21	14,5	11,7	15,9	12,2
PK22	13,2	11,0	14,2	12,2
PK23	13,2	11,4	14,6	11,9
PK24	13,1	11,8	14,8	12,2
PK25	12,7	10,9	14,2	11,6
Medelvärde	13,3	11,4	14,7	12,0
St.av	0,7	0,4	0,7	0,3

Råsponten i provkropparna av typ II har således något högre fukthalt än provkropparna av typ I men skillnaden antas inte vara tillräckligt stor för att ge ett signifikant bidrag till resultatet. Då förbanden i typ II är enkelspikade finns inget centrumavstånd att kontrollera utan endast ändavstånd, vilket redovisas i Tabell 5.7 nedan.

**Tabell 5.7:** Medelvärde och standardavvikelse för uppmätt ändavstånd för provkroppar av typ II.

Provkropp	Ändavstånd [mm]	
	Medelvärde	St.av
PK21	-	-
PK22	17	3
PK23	17	3
PK24	17	3
PK25	15	3
Medelvärde	16	
St.av	1	

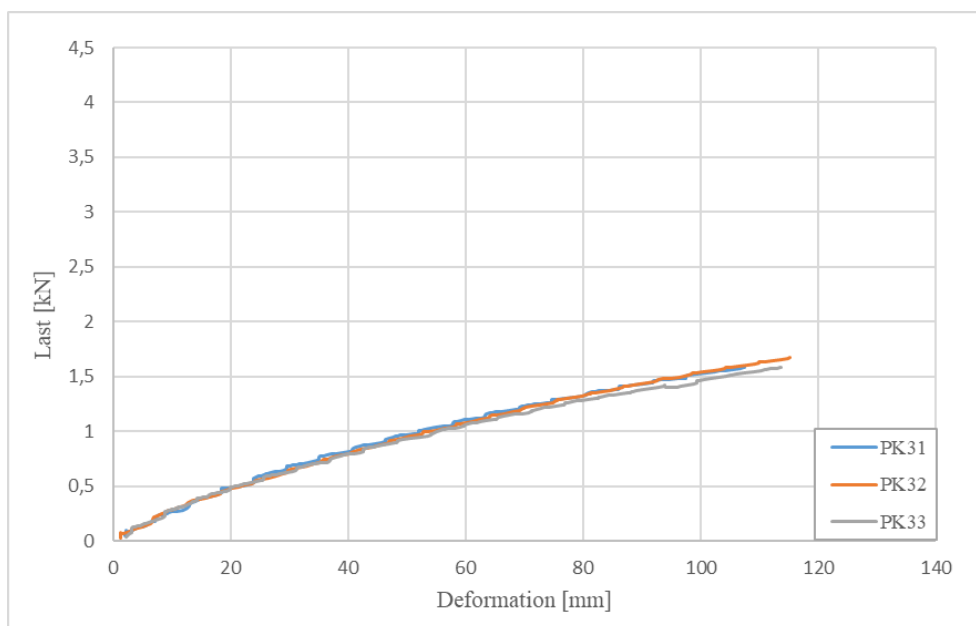
Ändavståndet i provkropparna av typ II är i snitt större än  $5d$  vilket är lågt men acceptabelt enligt Jorissen (1998). Efter att mätdata från provningarna hade samlats in så beräknades provkropparnas styvhet enligt Avsnitt 3.4, Ekvation 3.1. Ingående värden samt beräknad styvhet presenteras i Tabell 5.8 nedan. Det konstateras att styvheten för provkropparna av typ II är 76 procent av styvheten i typ I.

**Tabell 5.8:** Beräknad styvhet för provkroppar av typ II.

Provkropp	$0,2F_{max}$ [N]	$0,4F_{max}$ [N]	$v_2$ [mm]	$v_4$ [mm]	$R$ [N/mm]
PK21	414	851	6,1	15,8	45
PK22	499	940	5,2	13,8	51
PK23	448	999	4,4	13,2	63
PK24	454	900	4,4	11,7	61
PK25	452	953	3,7	13,1	53
				<b>Medelvärde</b>	55
				<b>St.av</b>	7

### 5.1.3 Typ III - Dubbelspikade brädor

Enligt de teoretiska beräkningarna skulle provkroppar av typ III gå till brott vid en last om cirka 1,6 kN. Enligt beräkningar av spikförbandens skjuvkapacitet, och därmed brottmod, skulle spiken bilda en flytled inne i reglarna, vilket är samma brottmod som för typ I. Före provningen antogs att ett liknande resultat som för typ I skulle erhållas då dessa typer har samma skjuvkapacitet enligt momentparsmodellen. I Figur 5.7 redovisas, likt tidigare, trendlinjer med glidande medelvärde för de olika provningarna.



**Figur 5.7:** Trendlinje för samband mellan last och deformation för provkroppar av typ III.

Uppmätt brottlast vid 100 mm deformation, medelvärde på brottlasten, standardavvikelse och beräknad karakteristisk brottlast redovisas i Tabell 5.9.

**Tabell 5.9:** Registrerad last, medelvärde, standardavvikelse och beräknad karakteristisk brottlast för provkroppar av typ III.

Provkropp	Last vid 100 mm deformation [kN]
PK31	1,6
PK32	1,6
PK33	1,5
Medelvärde	1,6
St.av (Sy)	0,1
Karakteristiskt värde	1,3

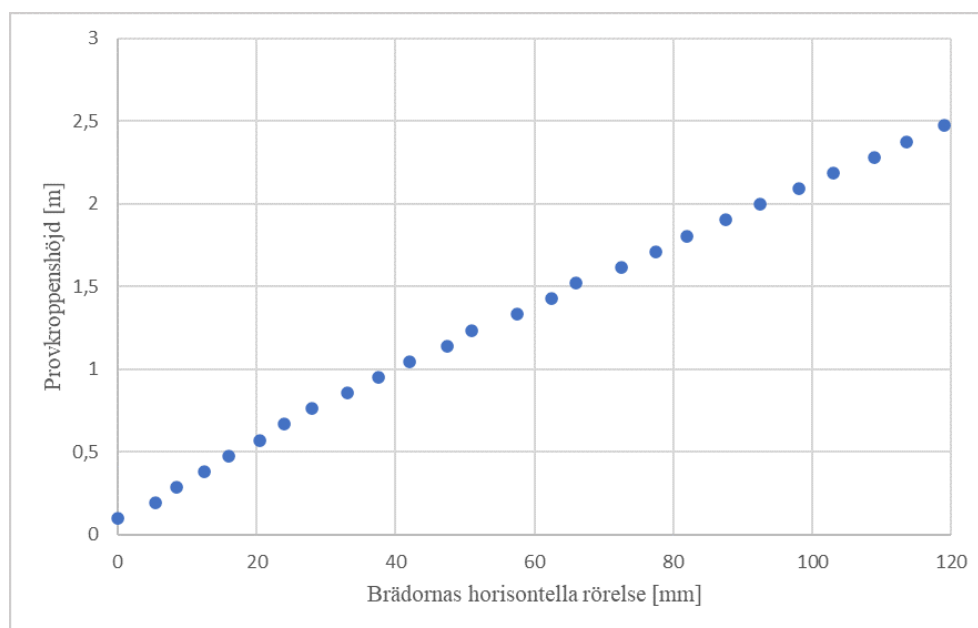
Det observeras att den karakteristiska brottlasten för provkropparna av typ III var ungefär 20 procent mindre än den teoretiskt beräknade. Det observeras även att styvheten är lägre än vad den är för provkroppar av både typ I och II samt att brottlasten är den lägsta av samtliga typer.

Till skillnad från de tidigare laborationerna kan ingen tendens anas att kurvan skulle ha en tydlig vändpunkt och bestå av två delar med olika lutningar utan de har en relativt konstant styvhet. Likt provkropparna av typ I och II så uppnådde samtliga provkroppar en deformation om 100 mm. Det observeras att samtliga provkroppar av typ III erhöll liknande deformation vid samma last och variationen mellan de tre olika provkropparna förefaller mindre gentemot den inbördes variationen i de tidigare provkropparna. I Figur 5.8 visas hur brädorna deformeras i förhållande till varandra och den bakomliggande regeln under provningstillfället. Det observeras även att stiften är demonterade och att det finns ett avstånd mellan varje bräda.



**Figur 5.8:** Skjuvdeformation mellan brädor i en provkropp av typ III.

Den horisontella rörelsen hos de enskilda brädorna illustreras i Figur 5.9. I figuren kan inga grupper av punkter observeras utan den horisontella rörelsen förefaller jämnt fördelad över höjden. Detta antas sannolikt bero på avsaknaden av stift mellan brädorna i luckorna.



**Figur 5.9:** Medelvärdet på de enskilda brädornas horisontella rörelse längs med höjden på väggen för provkroppar av typ III. Den nedersta brädan är utgångspunkt för förflyttningen.

Fukthalt, ändavstånd och centrumavstånd uppmättes och redovisas i Tabell 5.10 respektive 5.11.

**Tabell 5.10:** Medelvärde av uppmätt fukthalt i råspont och reglar vid monterings- samt provningstillfälle för provkroppar av typ III.

Provkropp	Fukthalt råspont [%]		Fukthalt reglar [%]	
	Vid montering	Vid provning	Vid montering	Vid provning
PK31	13,0	10,9	16,6	13,2
PK32	13,9	12,2	16,3	12,7
PK33	12,5	11,5	15,5	11,8
Medelvärde	13,1	11,5	16,1	12,5
St.av	0,7	0,7	0,6	0,7

Det konstateras att fukthalten i råsponten har minskat med 1,6 procentenheter medan fukthalten i reglarna var något högre från början och minskade med 3,6 procentenheter. Således torkade råsponten mindre men hade en något större variation mellan de olika provkropparna än vad reglarna hade. Ur tabellen avläses även att fukthalten i provkropparna av typ III är i snitt lik fukthalten i typ II och därmed något högre än i typ I.

Ur Tabell 5.11 avläses att ändavståndet i provkropparna av typ III var i snitt ungefär 6d vilket är lägre än kraven i standarden men acceptabelt enligt Jorissen (1998).



**Tabell 5.11:** Medelvärde och standardavvikelse för uppmätt änd- samt S-avstånd för spikförband vid provningstillfälle för provkroppar av typ III.

Provkropp	Ändavstånd [mm]		S-avstånd [mm]	
	Medelvärde	St.av	Medelvärde	St.av
PK31	20	5	51	5
PK32	20	7	56	4
PK33	18	4	56	4
Medelvärde	19		54	
St.av	1		3	

Styvheten för provkropparna beräknas enligt Avsnitt 3.4, Ekvation 3.1, där ingående värde samt beräknad styvhet presenteras i Tabell 5.12. Det konstateras att styvheten är betydligt lägre än för både typ I och typ II. Provkropparna av typ III har 34 procent av styvheten för typ II och 26 procent av styvheten för typ I.

**Tabell 5.12:** Beräknad styvhet för provkroppar av typ III.

Provkropp	$0,2F_{max}$ [N]	$0,4F_{max}$ [N]	$v_2$ [mm]	$v_4$ [mm]	$R$ [N/mm]
PK31	317	640	9,9	26,2	20
PK32	325	627	8,3	25,1	18
PK33	301	605	9,3	25,0	19
				<b>Medelvärde</b>	19
				<b>St.av</b>	1

## 5.2 Analys av en typisk villa

Villan i beräkningsexemplet antogs vara belägen i ett område med både stora snölaster och vindlaster, till snölasten antogs det näst högsta grundvärdet och för vindlasten antogs det högsta. Gällande de yttre lasterna fick ett flertal antaganden göras, bland annat gällande egentvängder för material och terrängtyp för vindlasten. Antagandena gjordes huvudsakligen konservativt för att undersöka vilka marginaler beräkningsmodellen har. Antaganden gjordes även gällande vilka ingående material som var lämpliga, exempelvis val av spik och hållfasthetsklass på konstruktionsvirket, de antagandena gjordes baserat på information från branschaktörer. Även gällande hur de yttre lasterna fördelar sig mellan de bärande elementen gjordes konservativa bedömningar. Exempelvis antogs all den yttre vindlasten mot den övre våningen bäras av taket medan ett vanlig antagande är att även bjälklaget kan bära en del last via skivverkan. Taket antogs fungera som två skjuvväggar som lutats mot varandra så att varje del kan analyseras för sig. Taket på villan antogs vara konstruerat med råspont som spikats dubbelt på varje takstol. Då råsponten spikats på takstolarna skulle den fungera horisontalstabiliserande, dels genom att föra de horisontella lasterna vidare till ytterväggarna utan att taket gick till brott samt förhindra takstolarna från att knäcka då de belastades av vertikala laster. Att båda takhalvorna antogs verka likt skjuvväggar lutade mot varandra gör att de kunde antas fungera likt provkropparna i laborationerna så till vida att de motstod laster i sitt eget plan genom momentparen i spikförbanden. Kapaciteten för vardera takhalva i beräkningsexemplet beräknades genom att multiplicera momentkapaciteten för ett spikpar med antalet spikpar per takhalva vilket blev 35,8 kNm. Det totala dimensionerande stjälpande momentet som verkade på vardera takhalva beräknades till 30,0 kNm. Detta moment erhöles då vindlasten var huvudlast. I samtliga lastkombinationer blev det stjälpande momentet från vindlasten större än det stjälpande momentet från stagningslasten.

I beräkningsexemplet konstaterades det således att råsponten i en typisk 1,5-plans villa har en momentkapacitet om cirka 36 kNm per takhalva och att en sådan villa kan klara av både stora snö- och vindlaster utan att konstruktionen, teoretiskt, går till brott. Utnyttjandegraden i exemplet var 84 procent för den dimensionerande lastkombinationen. Då momentparsmodellen användes i beräkningsexemplet för att bestämma råspontkonstruktionens brotthållfasthet beaktades ej deformation. Vidare beaktades enbart spikparens inverkan på hållfastheten och stiftningens eventuella tillägg tillgodosågnades ej. I beräkningsexemplet dimensionerades inte infästningarna mellan takstolarna och skjuvväggar, det var enbart råspontens motstånd mot yttre laster som undersöktes.

## 6 Diskussion

Provkropparna av typ I syftade till att efterlikna en vanlig takkonstruktion i så stor utsträckning som möjligt. I dessa provkroppar var samtliga förband dubbelspikade och råspontluckorna var noggrant sammanfogade. På förhand antogs det att resultatet från provkropparna av typ I skulle stämma överens med de teoretiska beräkningarna, eller möjligen ha en högre hållfasthet på grund av eventuellt bidrag från stift och samverkan mellan not och spont. Provkropparna av typ II hade enbart enkelspikade förband men konstruerades i övrigt likt typ I. På förhand antogs dessa kroppar ha en mycket låg hållfasthet då de enligt momentparsmodellen inte har några momentpar och därmed ingen bärförmåga. Upplägget på provkropparna av typ III bestämdes efter att de första två typerna hade prövats. Provkropparna byggdes upp av enskilda brädor från vilka sponten samt stiften demonterats. De syftade till att pröva momentparsmodellen så rent som möjligt genom att isolera kapaciteten till att enbart bero av bidraget från momentpar. Sammanfattningsvis erhöles resultat från laborationer och analytiska beräkningar enligt Tabell 6.1.

**Tabell 6.1:** Beräknad karakteristisk brottlast då provkroppar av typ I, II och III deformerats 100 mm, teoretisk brottlast samt uppmätt styvhet.

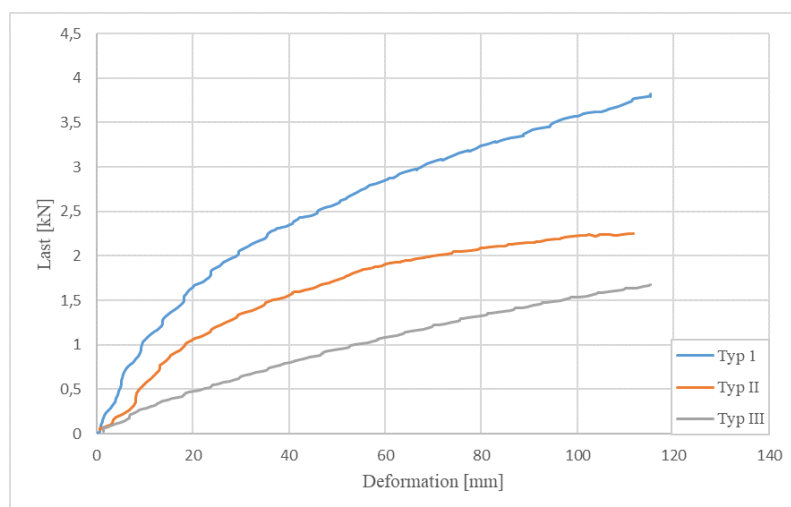
Provkropp	Karakteristisk brottlast [kN]	Teoretisk brottlast [kN]	Styvhet [N/mm]	
			Medelvärde	St.av
Typ I Dubbelspikade luckor	2,9	1,6	74	5
Typ II Enkelspikade luckor	2,1	0	55	7
Typ III Dubbelspikade brädor	1,3	1,6	19	1

Enligt Tabell 6.1 blev den karakteristiska brottlasten för provkropparna av typ I 180 procent av den last som bestämts i de teoretiska beräkningarna innan de nådde brottdeformationen. Provkropparna av typ II har enligt momentparsmodellen ingen bärförmåga men hade en karakteristisk brottlast om 2,1 kN vid provningen. Provkropparna av typ III hade en bärförmåga som var cirka 20 procent mindre än vad de teoretiska beräkningarna angav. Som det tidigare observerats så var deformationen avgörande i samtliga provkroppar då alla nådde brottdeformationen utan att provkropparna förlorade bärförmågan, vilket brukar vara definitionen av brott. Däremot så antas det fortfarande att flytleder bildades i flera av spikarna. Då uppkomsten av flytleder är ett duktilt brott så är det svårt att konstatera exakt i vilken utsträckning provkroppen har gått till brott. Särskilt då brottet sker inuti regeln och det därmed

är svårt att observera brottet. Efter några provningar sågades en del av regeln av och råsponten demonterades i hopp om att kunna observera vilket brott som skett i spikarna. Det gick dock ej att avgöra med säkerhet då vissa spikar skjutits in snett. Då provkropparna fortsatte ta last efter brottdeformationen uppnåts så antas det däremot att inte samtliga spikar gått till brott och det således är styvheten som är avgörande för provkropparnas bärförmåga.

Styvheterna som redovisas i Tabell 6.1 har beräknats efter försöken och värdena kan jämföras med styvheter från liknande försök som utförts av Ni och Karacabeyli (2007) och Zhiyong m. fl. (2016). I de studierna testades skjuvväggar med horisontella 19x140 mm brädor respektive skjuvväggar med gipsskivor och OSB. I de båda studierna var provuppställningen lik den som använts i denna studie, den största skillnaden var att de använde centrumavstånd 600 mm för reglarna i provkropparna. Ni och Karacabeyli (2007) uppmätte styvheten för provkroppen med horisontella, dubbelspikade, 19x140 mm brädor till 72 N/mm. Spikarna som användes i den studien hade en diameter om 3,33 mm och en längd om 64 mm vilket kan jämföras med de spik som har använts i denna studie som hade en diameter om 2,9 mm och en längd om 75 mm. Hade den spiken använts i denna studie hade hållfastheten i förbandet blivit något högre men det relativa ändavståndet hade samtidigt blivit mindre. Zhiyong m. fl. (2016) prövade två skjuvväggar, en beklädd med gips och en med OSB. De hade en styvhet om 2260 N/mm respektive 1190 N/mm. Således kan det konstateras att den styvhet som bestämdes i denna studie för dubbelspikade råspontluckor stämde överens med resultaten från Ni och Karacabeyli (2007) medan de dubbelspikade enskilda brädorna hade en betydligt lägre styvhet än den som presenterats av Ni och Karacabeyli (2007). Zhiyong m. fl. (2016) visade att skivmaterial som OSB och gips har en betydligt större styvhet.

I Figur 6.1 redovisas medelvärdet för sambandet mellan last och deformation för de tre olika typerna av provkroppar. En tydlig tendens som observeras i Figur 6.1 är att trendlinjerna för typ I och II initialt visar ett styvare beteende, brant kurva, i provkropparna som sedan övergår till ett mindre styvt beteende med en flackare kurva. För provkropparna av typ I sker förändringen kring 1,5 till 2,0 kN och för provkropparna av typ II är förändringen mer subtil men kan uppskattas till att ske kring 1,0 kN.



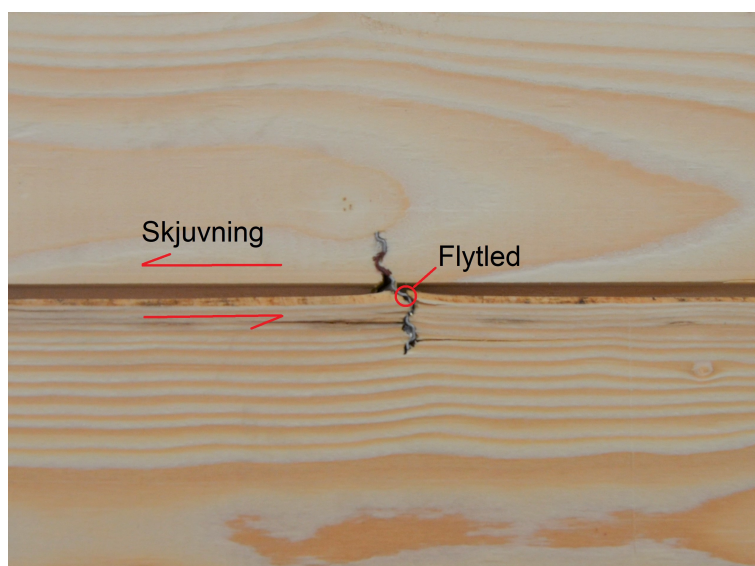
**Figur 6.1:** Medellast och deformation för de tre olika provkroppstyperna.

Först så misstänktes det att utseendet härörde från att provkropparnas styvhet minskade då flytleder bildas i spikarna och att den senare delen av kurvan visar provkropparnas beteende då förbanden har gått till brott. Däremot så kunde samma tendens inte observeras i provkropparna av typ III vilket tyder på att den första teorin var felaktig. Därmed antas förändringen snarare bero på att stiften har bildat flytleder och att det är stiften som ger det stora bidraget till styvheten då tendensen är likadan för typ I och II som båda har stift men inte i typ III där stiften har demonterats.

Olika anledningar till skillnaden i resultat mellan den teoretiska momentparsmodellen och de praktiska försöken har diskuterats. Provkropparna av typ III var utformade så att, teoretiskt sätt, momentparen var de enda som bar last. Den teoretiskt bestämda kapaciteten var cirka 20 procent högre än den praktiska karakteristiska kapaciteten vilket talar för att momentparsmodellen skulle kunna uppskatta hållfastheten i en dubbelspikad råspontkonstruktion med enskilda brädor. Här ska det observeras att även om medelvärdena på brottlasten stämmer nästan exakt överens med den teoretiska brottlasten så är det den karakteristiska lasten som skiljer cirka 20 procent mot den teoretiska. Anledningen är att enligt Ekvation 3.2 från SS-EN 14358 (SIS, 2016) så ska det karakteristiska värdet reduceras olika mycket gentemot medelvärdet beroende på antal provkroppar och standardavvikelsens storlek. I fallet med provkropparna av typ III var standardavvikelsen liten, 0,1 kN, men antalet provkroppar var lågt, 3 st, vilket gav värdet 3,15 på faktorn  $k_s(n)$  vilket kan jämföras med faktorn 2,46 för typ I och II. Hade antalet provkroppar varit större men standardavvikelsen lika stor hade således det karakteristiska värdet hamnat närmre det teoretiska värdet. Det är dock omöjligt att säga om standardavvikelsen hade ändrats utan att pröva det. Den uppmätta karakteristiska hållfastheten för typ I avvek däremot från den uppskattade och blev 180 procent större än den teoretiska. Detta ledde till ett antagande att stiften mellan brädorna sannolikt har ett stort bidrag till hållfastheten. Friktionen mellan not och spont verkade vara låg då den provades handgripligen före montering. Därtill minskade fukthalten någon procentenhet mellan montage och provning och det kunde noteras att noten och sponten mellan flera brädor hade ett glapp sinsemellan. Vidare kontrollerades även den vertikala deformationen mellan brädorna med en tumstock vid en av provningarna och den var mycket liten, det innebär att inga stora normalkrafter kan uppkomma mellan brädorna. Friktion används sällan i konstruktionsberäkningar då den är svår att bestämma, eftersom den varierar kraftigt med olika faktorer, utan används istället som en tillgodomarginal. Därmed bestämdes att inte utreda friktionen vidare då den ändå inte med säkerhet kan läggas till hållfasthetsberäkningarna. Däremot ska det nämnas att trots att not och spont inte verkar ge ett ytterligare bidrag till skjuvhållfastheten kan det vara meningsfullt av andra anledningar, exempelvis för den vertikala lastspridningen.

Vidare noterades det att om medelvärdena på hållfastheten från typ II och III adderas så motsvarar det ungefär medelvärdet på hållfastheten för typ I. Detta kan antas styrka teorin om att hållfastheten som uppvisades i provkropparna av typ II huvudsakligen motsvarar bidraget från stiftning och hållfastheten i typ III enbart motsvarar den rena momentverkan i spikparen. Inverkan från stiftningen har även observerats i Figurerna 5.3, 5.6 och 5.9. Varje brädas horisontella rörelse i förhållande till varandra uppmättes och verkade vara större mellan luckorna än inom luckorna. Följaktligen konstateras det att stiften mellan brädorna har en stor inverkan på hållfastheten och styvheten.

Det ytterligare bidraget till bärförmågan från stiftningen mellan brädorna i luckorna är fördelaktigt vid konstruktionsberäkningar då momentparsmodellen förefaller ge en konservativ uppskattning av råsponsens hållfasthet om konstruktionen utförs med råsponsluckor med liknande stiftning. Då bidraget från stiftning förefaller vara signifikant ges ett förslag till en möjlig förbättring av råsponsens kapacitet som skulle kunna vara att utreda stiftens kapacitet och använda fler stift i respektive lucka. Ett annat möjligt förbättringsförslag som diskuterades var att om stiften monteras i en vinkel mot brädan kommer de sannolikt att kunna bära mer last då stiften i så fall kommer att belastas mer i drag och mindre i ren skjuvning. I Figur 6.2 visas en bild från en laboration där den antagna brottmoden i stiftet illustreras.



**Figur 6.2:** Närbild på hur stiften antas ha gått till brott.

Dock diskuterades att om fler stift används kan råsponsluckans beteende komma att mer och mer likna beteendet hos en skiva. Om så är fallet kan det bli aktuellt att utreda om luckorna fortfarande bär last genom momentpar och stiftning eller med skivverkan. Bidraget från stiftningen bör därför undersökas i fortsatta studier för att utreda om det kan kombineras med momentparsmodellen för att mer noggrant kunna bestämma hållfastheten i råsponskonstruktioner. I dagsläget kan dock stiftningen enbart ses som en tillgodomarginal men med vidare studier kan med enkelhet stiftens bidrag till styvheten tas med i hållfasthetsberäkningarna. Därmed kan de teoretiska beräkningarna ge resultat som mer liknar den praktiska hållfastheten.

En nackdel med momentparsmodellen i nuläget är att den ej beaktar deformationen i konstruktionen. Som det kan avläsas ur resultaten från laborationerna har konstruktionen en låg styvhet och uppvisar stora deformationer innan den går till brott, särskilt i de provkroppar som saknade stift. Troligtvis kommer därmed deformationen av konstruktionen vara avgörande vid dimensioneringsberäkningar. Momentparsmodellen hade därför behövt kompletteras med ett empiriskt samband för beteendet mellan last och deformation, det vill säga styvheten. I resultatet presenterades ett empiriskt samband för styvheten enligt provningsstandard (SIS, 2011) men det bör observeras att det sambandet ej beaktar att styvheten i konstruktionen förefaller minska med ökad last. Den beräknade styvheten gäller även för en provkropp med två fack och huruvi-

da den är beroende av höjden på provkroppen och antalet fack är okänt. I slutet av diskussionen presenteras ett resonemang gällande deformationen i beräkningsexemplet baserat på resultatet från försöken.

I och med den låga styvheten i råsponen noteras det även att råsponsens interaktion med eventuella andra byggnadsmaterial på takstolarna i huset är viktig att undersöka. I det utförda beräkningsexemplet är takstolarna av modellen ramverkstakstolar vilket innebär att det finns en inredd ovanvåning som med största sannolikhet är beklädd med gipsskivor, vilka är monterade på delar av överramarnas insida. Då dessa skivor kan antas vara styvare än råsponen finns det en risk att de bär en stor del av de horisontella lasterna. Ett förslag till vidare undersökning hade varit att genomföra provningar på råspons i kombination med gipsskivor och undersöka hur lastfördelningen mellan råspons och gips ser ut då de är monterade på samma stomme. Det hade även varit intressant att undersöka om det går att minska antalet fästdon i gipsen så att dess styvhet minskar så att enbart råsponen bidrar till horisontalstabiliseringen.

I det utförda beräkningsexemplet hade råsponen en utnyttjandegrad på 84 procent. Det antogs verka både stora snö- och vindlaster, vilket innebär att om modellen tillämpas på hus med mindre laster, vilket är mer realistiskt i många delar av Sverige, så kan utnyttjandegraden vara betydligt lägre. Med lägre laster kan troligtvis även deformationen hamna inom tillåtna krav trots den låga styvheten. Det ska däremot observeras att innan ett empiriskt samband för last-deformation i råsponen undersökts utförligare så bör hållfasthetsberäkningarna tillämpas med försiktighet. Det blir därmed upp till konstruktören att göra en ingenjörsmässig bedömning, där denna beräkningsmodell kan vara ett tillämpligt verktyg för att göra bedömningen. Då resultatet från exemplet var att den låga hållfastheten i råsponen verkar tillräcklig för småhus, i kombination med att momentparsmodellen förefaller vara konservativ om stiftade råsponsluckor används, så verkar användandet av råspons i småhus vara befogat. Det verkar som att de branschmässiga erfarenheterna, att råsponen är tillräcklig i småhus, stämmer. Däremot har det under diskussioner med erfarna personer inom småhusbranschen kommit fram att det är vanligt att det enbart dubbelspikas vid skarvar och enkelspikas i övrigt. I vissa fall, då smalare råspons används, enkelspikas råsponen på samtliga takstolar. Hur dessa konstruktioner tar last förblir obesvarat men sannolikt kan det fungera då småhus ofta belastas av små laster tillsammans med att enkelspikade provkroppar bevisligen tar en viss last. I många 1-plans hus blir sannolikt även vindlasten på taket betydligt mindre än i det utförda exemplet då andra takstolsvarianter med en mindre anbläst area används, exempelvis i takstolar med kallvindar.

En eventuell felkälla som diskuterats är fukttinnehållet i de olika provkropparna. Som beskrivits tidigare så uppmättes den vid tillverkning av provkropparna och vid provning. Råsponen till samtliga provkroppar hade en fukthalt om cirka 13 procent ( $\pm 0,5$  procent) vid montering och torkade till cirka 11 procent ( $\pm 0,5$  procent) vid provning. Även om skillnaden mellan provkropparna var låg så fanns det en skillnad, däremot så observerades ingen variation i den uppmätta hållfastheten som kunde antas bero på fukttinnehållet, exempelvis så torkade PK13 mest av provkropparna av typ I men hade högst hållfasthet. Således antas fukten ej påverka hållfastheten inom de uppmätta intervallen och eventuellt bidrag från friktion till styvhet och hållfasthet till följd av fuktvariationer förefaller lågt.

En annan möjlig felkälla var centrumavståndet mellan spikarna. Då spikarna sköts med spikpistol så finns det en mänsklig faktor i utförandet som medför att varje spikpar och varje provkropp ej är identiska när det gäller centrumavståndet mellan spikarna. Vid försöken uppmättes ett snitt på 55 mm för provkropparna av typ I och 54 mm för provkropparna av typ III. Enligt Eurokod 5 ska spikarna ha ett minsta centrumavstånd om 14,5 mm. Då brädorna har en täckande brädd på 90 mm uppfylls även kravet på kantavstånd. Det maximalt möjliga centrumavståndet, för att fortfarande kunna uppfylla kantavståndet, är 61 mm. Det faktiska centrumavståndet i provkropparna av typ I och III är således något mindre än det optimala. Däremot skiljer endast centrumavstånden med 1 mm och antas ej ha påverkat resultaten. Även ändavstånden krävs i Eurokod 5 och kontrollerades vid provning. De uppmättes till, i snitt, 18 mm för typ I, 16 mm för typ II och 19 mm för typ III. Kravet på ändavstånd i Eurokod 5 är 43 mm vilket således inte uppfylls vid försöken. Med grund i Johansen (1949) och Jorissen (1998) så antas däremot de uppmätta ändavstånden vara tillräckliga. Vidare antas det att ändavståndet huvudsakligen är avgörande om brottmoden skulle vara hålkantbrott. Då brottmoden i förbanden är att det bildas en flytled i regeln och då inget hålkantbrott observerades vid laboration antas den antagna brottmoden fortfarande gälla. Dessutom är skillnaden mellan ändavstånden för de olika provkropparna förhållandevis liten i jämförelse med kraven som ställs i Eurokod 5, vilket innebär att om det lägre ändavståndet skulle påverka resultaten så påverkas samtliga provkroppar i samma utsträckning. Ändavstånden kan ej uppfyllas vid skarvar för material på takstolar med en bredd på 45 mm då det finns för lite utrymme. Med det sagt är det viktigt att vara medveten om den aktuella brottmoden och att små ändavstånd eventuellt kan påverka detta. Vid en snabb kontroll konstaterades det att om kraven på ändavstånd enligt Eurokod 5 ska uppfyllas så får samtliga spikpar vid skarvarna bortses från och i det utförda beräkningsexemplet hade då antalet spikpar minskat från 960 till 390 vilket hade gett en momentkapacitet på 14,6 kNm. Således hade villan i beräkningsexemplet inte klarat av att stabilisera huset utan att gå till brott, däremot är lasterna i exemplet stora och med mindre laster är det sannolikt möjligt att kapaciteten kan bli tillräcklig utan att skarvarna tillgodoräknas.

I efterhand diskuterades det att det hade varit intressant att bestämma skjuvkapaciteten i förbanden praktiskt och jämföra de resultaten med de teoretiska för att kontrollera hur väl beräkningarna av själva förbandens kapacitet stämmer med verkligheten. Särskilt då det finns en mänsklig faktor i tillverkningen av provkropparna som gör att inte alla förband blir identiska, det observerades även då provkropparna byggdes att träet hade en tendens att spricka då spikarna sköts i. När detta upptäcktes så antecknades antalet sprickor per provkropp, det redovisas i Appendix C, men inget samband mellan ett högt antal sprickor och en lägre hållfasthet kunde observeras, därför beslutades det att samtliga förband i provkropparna kunde räknas med till kapaciteten oberoende av antalet spruckna förband. De parametrar som hade kunnat bestämmas praktiskt för att kontrollera riktigheten i teorin är exempelvis flytmomentet och draghållfastheten men då leverantören baserar sina värden på egna prover enligt standard så antas de vara pålitliga. Det hade även varit intressant att pröva hållfastheten i luckorna för att kontrollera att de uppfyller hållfasthetsklass C14.

En osäkerhet i resultaten som bör nämnas är det relativt begränsade antalet provkroppar. Då arbetet är begränsat till 20 veckor fick en avgränsning göras för att förhindra att det laborativa arbetet skulle ta för lång tid och göra analysen av resultatet och



den något tidskrävande beräkningen tidspressad. Att enbart tre provkroppar av typ III byggdes beror på en kombination av det tidskrävande arbetet att demontera spont och stift från varje enskild bräda samt virusmittan i samhället som gjorde att universitetet stängde sin verksamhet. Med det sagt stängdes inte V-husets labb men bedömningen gjordes att tre provkroppar kunde anses tillräckligt, särskilt då de tre provkropparna av typ III gav snarlika resultat. Det ska observeras att standardavvikelsen på brottlasterna är 0,3 för provkropparna av typ I och 0,1 för både provkropparna av typ II och III vilket innebär att resultaten inte förefaller ha särskilt stor inbördes variation. Självklart hade ett större antal provkroppar gett ett säkrare resultat men inom den givna tidsramen får resultaten ändå ses som intressanta och trovärdiga och bör inte avisas på grund av det begränsade antalet provkroppar.

Slutligen görs en analys av deformationen i beräkningsexemplet baserat på sambandet mellan last och deformation som bestämts för provkropparna av typ I. Denna analys är spekulativ och genomförs för att ytterligare uppskatta i vilken storleksordning deformationen i konstruktionen hamnar. För att få en mer riktig uppskattning hade de teoretiskt beräknade karakteristiska hållfastheterna däremot behövt beräknas om till medelvärden. Detta har dock inte genomförts i denna analys då det ansågs finnas många osäkerheter gällande medelvärden på materialparametrar. Exempelvis då de tidigare teoretiska beräkningarna har utgått ifrån tillverkarens produktblad, med karakteristiska värden, så ansågs det osäkert att övergå till empiriska beräkningar med medelvärden från tabell vilket gav väldigt skilda resultat gentemot tillverkarens värden. Därutöver var det vissa materialparametrar, exempelvis stålets draghållfasthet, som inte hittades. Med det sagt så hade provkropparna av typ I uppskattningsvis ett medelvärde på deformationen om ungefär 20 mm då de hade nått sin teoretiska brottlast om 1,6 kN i enlighet med Figur 6.1. För en provkropp med en höjd om 2,5 m innebär det en relativ deformation om  $L/125$ . Då deformationen i en byggnad kontrolleras används inte lastkombinationen för brottgränstillstånd, som har använts i beräkningsexemplet och antagits i de teoretiska beräkningarna, utan för bruksgränstillstånd. För den karakteristiska lasten, med den fördelning mellan egentygnd, snölast, vindlast och nyttiglast som råder i beräkningsexemplet, kan lasten uppskattas till 70 procent av brottlasten medan den frekventa lasten kan uppskattas till 50 procent då den dominerande vindlasten reduceras stort i frekvent lastkombination. Uppskattningen av förhållandet mellan de olika brott- och bruksgränslasterna grundar sig på förhållandet mellan storleken på de ingående lasterna samt storleken på deras  $\psi$ -faktorer. Den karakteristiska lasten blir i så fall  $0,70 \cdot 1,6 = 1,12$  kN och den frekventa blir  $0,50 \cdot 1,6 = 0,80$  kN vilket enligt Figur 6.1 hade motsvarat ett medelvärde på deformationen om 9 respektive 6 mm. Det motsvarar sedan en relativ deformation i provkroppen om  $L/278$  respektive  $L/417$  vilket hade varit acceptabla deformationer om provkropparna hade använts som väggar. Hur stor deformationen hade varit i takhalvan i beräkningsexemplet måste undersökas ytterligare med praktiska försök men indikationerna från ovan nämnda deformationer är att den eventuellt kan hamna inom acceptabla intervall.

## Förslag till vidare studier

Resultaten från arbetet är mycket intressanta och det var ett lärorikt arbete. Att försöka förklara varför något fungerar som har använts vedertaget under en lång tid var intressant och därför avslutas diskussionen med att presentera några förslag på fortsatta studier som kan vidareutveckla beräkningsmodellen för råspons och kanske även möjliggöra användandet av den i fler byggnader än småhus då träbyggandet ökar för kontorsbyggnader och flerfamiljshus.

- Undersök stiftens skjuvkapacitet. Undersök och bestäm vilket bidrag stiftet har till konstruktionens hållfasthet. Undersök vilken inverkan som vinkeln på stiftet och antalet stift har på hållfastheten.
- Bestäm sambandet mellan last och deformation och kontrollera mot det här bestämda, empiriska, sambandet.
- Bestäm skjuvkapaciteten av en enskild råsponslucka och undersök hur de jämför sig mot skivmaterial som plywood och OSB.
- Undersök samverkan mellan råspons och skivmaterial som gips i de fall båda används i takkonstruktioner.
- Pröva råsponskonstruktionen med cyklisk belastning vilket mer liknar fallet då den används för att stabilisera mot vindlast som varierar över tid.
- Testa en montering med enskilda råsponsbrädor, utan stiftning, men med not och spons där fukthalten kan varieras för att undersöka under vilka förutsättningar det kan finnas ett bidrag från friktion.

## 7 Slutsatser

Syftet med arbetet var att fastställa en beräkningsmodell för råsponts kapacitet att motstå last i sitt eget plan. Efter utfört arbete konstateras följande:

- Momentparsmodellen fungerar för att uppskatta brottlasten men beaktar ej den låga styvheten i konstruktioner med enbart momentpar.
- Stiftningen som används i råspontluckorna som testades ger ett stort bidrag till hållfastheten.
- Då momentparsmodellen används i ett beräkningsexempel för ett småhus ger den tillräckligt hög kapacitet för vindlast och snedställningslast utan att råsponten går till brott.
- Vidare studier erfordras för att kontrollera det empiriska sambandet för styvhet som redovisats här samt för att undersöka hur stiftens bidrag till hållfastheten kan implementeras i beräkningsmodeller för råspont.



# Litteratur

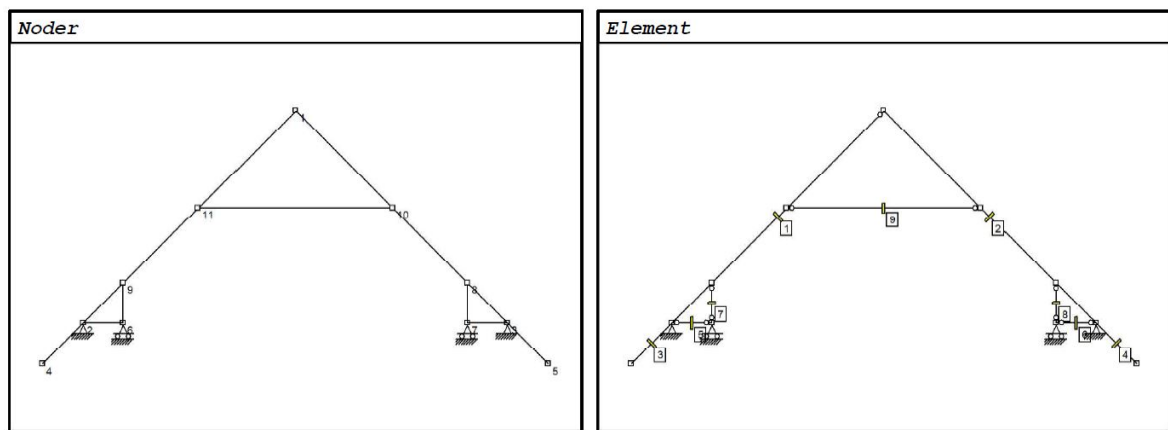
- Borgström, Eric (2016). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 2 - Regler och former enligt Eurokod 5*. Utg. av Eric Borgström och Rune Karlsson. Andra utgåvan. Stockholm: Svenskt Trä, Skogsindustrierna. ISBN: 978-91-981922-7-8.
- Boverket (2019a). *Bostadsbyggandet stabiliseras*. URL : <https://www.boverket.se/sv/samhallsplanering/bostadsmarknad/bostadsmarknaden/indikatorer/>. [Hämtad 2020-03-10]. Boverket.
- Boverket (2019b). *Boverkets konstruktionsregler, EKS 11 [pdf]. BFS 2011:10*. Karlskrona: Boverket.
- Carling, Olle (1992). *Dimensionering av träkonstruktioner*. Solna: AB Svensk Byggtjänst och Träteknik. ISBN: 91-7332-608-9.
- Crocetti, Roberto (2019). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1*. Utg. av Johan Fröbel. Tredje utgåvan. Svenskt Trä, Skogsindustrierna. Kap. 6, s. 160–182.
- Frühwald, Eva, Erik Serrano, Tomi Toratti, Arne Emilsson och Sven Thelandersson (2007). *Design of safe timber structures – How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber? TVBK-3053*. ISSN: 0349-4969. Lund: Division of Structural Engineering, Lund University.
- Hansson, Tore och Holger Gross (1991). *Träbyggnadshandbok 2 - Tak*. Träinformation och Träteknik. ISBN: 91-85576-18-2.
- Isaksson, Tord, Annika Mårtensson och Sven Thelandersson (2017). *Bygghandboken*. Tredje upplagan. Lund: Studentlitteratur AB.
- Johansen, K.W. (1949). *Theory of Timber Connections*. Zürich: International Association of Bridge and Structural Engineering.
- Jorissen, André (1998). *Double Shear Timber Connections With Dowel Type Fasteners*. ISBN: 90-407-1783-4. Delft: Delft University Press.
- Lidelöw, Helena (2019a). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1*. Utg. av Johan Fröbel. Tredje utgåvan. Svenskt Trä, Skogsindustrierna. Kap. 8, s. 203–227.
- (2019b). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1*. Utg. av Johan Fröbel. Tredje utgåvan. Svenskt Trä, Skogsindustrierna. Kap. 4, s. 87–114.
- Ni, Chun och Erol Karacabeyli (2007). “Performance of Shear Walls with Diagonal or Transverse Lumber Sheathing.” I: *Journal of Structural Engineering* 133.12, s. 1832–1842. ISSN: 07339445.
- Prion, Helmut G.L. och Frank Lam (2003). *Timber Engineering*. Utg. av Sven Thelandersson och Hans J. Larsen. John Wiley & Sons, Ltd. Kap. 20, s. 383–408. ISBN: 0-470-84469-8.
- SIS, Swedish Standards Institute (2003). *Trävaror – Fuktmätning – Del 2: Skattning av fuktkvoten hos ett stycke sågat virke (Resistansmetoden)*. Stockholm: Swedish Standards Institute.
- (2005). *Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster – Snölast*. Stockholm: Swedish Standards Institute.
- (2008). *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast*. Stockholm: Swedish Standards Institute.

- SIS, Swedish Standards Institute (2009). *SS-EN-1995-1-1:2004 Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader*. Stockholm: Swedish Standards Institute.
- (2011). *SS-EN 594:2011 Träkonstruktioner – Styrka och styvhet hos skiivbeklädda träregelement – Proving*. Stockholm: Swedish Standards Institute.
  - (2016). *Träkonstruktioner – Beräkning av karakteristiska 5-percentilvärden för acceptanskriterier för ett provuttag och tillverkningskontroll*. Stockholm: Swedish Standards Institute.
- Svenskt Trä (2019). *Småhus och flervåningshus*. URL:<https://www.svenskttra.se/bygg-med-tra/byggande/olika-trakonstruktioner/smahus-och-flervaningshus/>. [Hämtad 2020-03-10]. Svenskt Trä.
- Tillväxtverket (2019). *Tillväxtresan: Det svenska träbyggandets återuppståndelse*. URL:<https://tillvaxtverket.se/eu-program/inspiration-och-resultat/projektexempel---t-o-m-2-ar/2019-03-04-tillvaxtresan-det-svenska-trabyggandets-ateruppstandelse.html>. [Hämtad 2020-03-31]. Tillväxtverket.
- Zhiyong, Chen, Chui Ying-Hei, Ghasan Doudak och Alex Nott (2016). “Contribution of Type-X Gypsum Wall Board to the Racking Performance of Light-Frame Wood Shear Walls.” I: *Journal of Structural Engineering* 142.5, s. 1. ISSN: 07339445.

# Appendix A

## Takstolsberäkning i ramanalys

Snölast, takets och takstolens egentyngd och nyttiglast ger upphov till ett moment i takstolens överram. Detta moment ger sedan snedställningslasten,  $q_h$ , som råsponen ska kunna motverka. Detta moment beräknas med olika lastfall, med hjälp av Frame Analysis. I denna bilaga redovisas vilka ingångsvärden, mått, lastkombinationer med mer som används i programmet. Takstolens noder och element är placerade enligt Figur A.1.



Figur A.1: Tilldelning av noder och element

Nodernas och elementens koordinater visas i Tabell A.1

### Noder

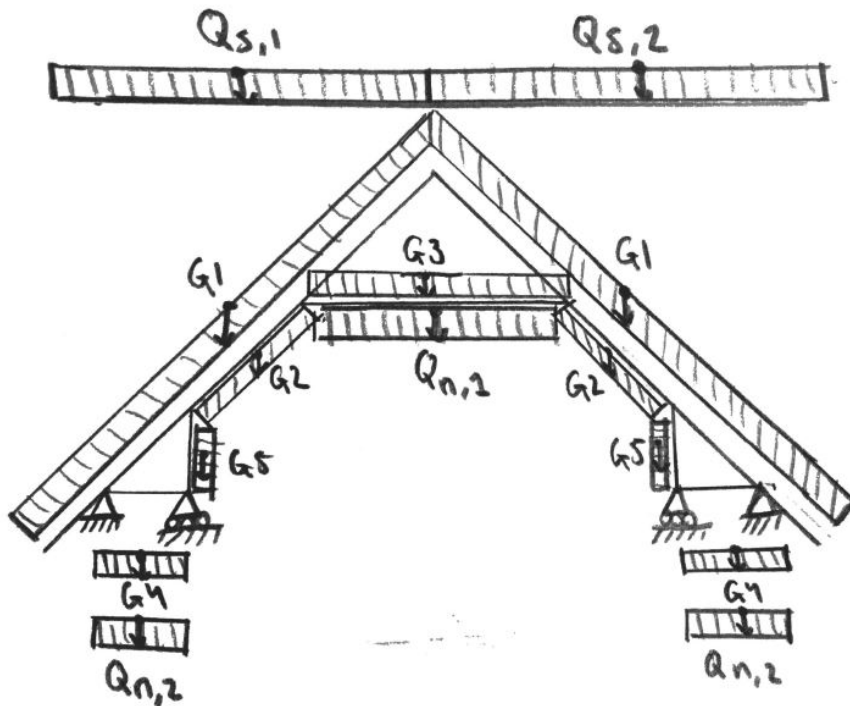
	X (m)	Y (m)	X	Y	M		X (m)	Y (m)	X	Y	M		X (m)	Y (m)	X	Y	M	
1	4.070	4.070					5	8.925	-0.785				9	0.770	0.770			
2	0	0	F	F			6	0.770	0	F			10	5.937	2.203			
3	8.140	0	F	F			7	7.370	0	F			11	2.203	2.203			
4	-0.785	-0.785					8	7.370	0.770									

### Element

Namn	Nod 1	Nod 2	Init-	Namn	Nod 1	Nod 2	Init-
	(L=Led)	(L=Led)	krok.		(L=Led)	(L=Led)	krok.
1	2	1L	Ja, e0 = 0.0025	6	7L	3L	Ja, e0 = 0.0025
2	1	3	Ja, e0 = 0.0025	7	6L	9L	Ja, e0 = 0.0025
3	4	2	Ja, e0 = 0.0025	8	7L	8L	Ja, e0 = 0.0025
4	3	5	Ja, e0 = 0.0025	9	11L	10L	Ja, e0 = 0.0025
5	2L	6L	Ja, e0 = 0.0025				

Tabell A.1: Koordinater för noder och element

De laster som antas verka på takstolen visas i Figur A.2. Grundvärden för lasterna visas i Tabell A.2.



Figur A.2: De laster som antas verka på takstolen.

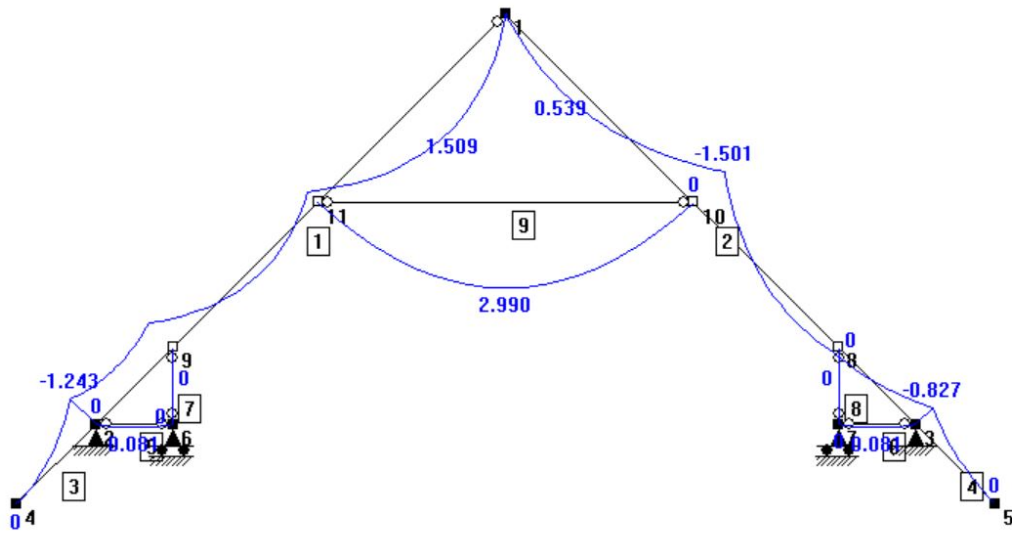
Tabell A.2: Grundvärden för antagna laster.

Last	[kN/m]	Last	[kN/m]
$G_1$	0,780	Lastfall 1	
$G_2$	0,300	$Q_{s,1}$	2,160
$G_3$	0,360	$Q_{s,2}$	2,160
$G_4$	0,360	Lastfall 2	
$G_5$	0,300	$Q_{s,1}$	1,080
$Q_{n,1}$	1,200	$Q_{s,2}$	2,160
$Q_{n,2}$	0,600	Lastfall 3	
		$Q_{s,1}$	2,160
		$Q_{s,2}$	1,080

De lastkombinationer som beräknas är de som tidigare nämnts i Avsnitt 4.2.4 där alla de olika lastfallen för snölast inkluderas. Det lastfallet som blir dimensionerande, enligt Avsnitt 4.3.3, är då vindlast är huvudlast bland de variabla lasterna. Det vill



säga att lastkombinationen i Frame Analysis, då både nyttiglasterna och snölasten inte är huvudlast, ger det dimensionerande fältmomentet för överramen, se Figur A.3.



**Figur A.3:** Moment som verkar över de olika elementen för lastkombination då vind är huvudlast bland de variabla lasterna.



# Appendix B

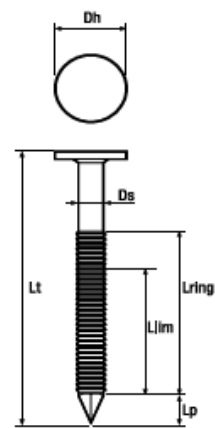
## Tekniskt datablad för spik



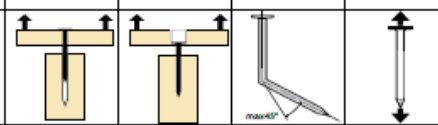
Tekniskt datablad  
RINGAD SPIK MED D-SKALLE

DIMENSIONER					
Diameter Ø ds [mm]	Total längd Lt [mm]	Huvud diameter dh [mm]	Längd spets mini Lp [mm]	Längd ring MAX Lring [mm]	Längd lm MAX Llim [mm]
2,8	50	7,00	3,00	25,00	45,00
2,8	60	7,00	3,00	25,00	55,00
2,8	65	7,00	3,00	30,00	60,00
2,8	75	7,00	3,00	35,00	70,00
3,1	90	7,00	3,00	40,00	85,00

MATERIAL KARAKTÄR					
Diameter Ø ds [mm]	Total längd Lt [mm]	Utdragslast f <sub>utdr,k</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Genomdrag f <sub>genad,k</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Böjnings gräns M <sub>y,k</sub> [Nmm]	Sträckgräns f <sub>trsk,k</sub> [kN]
2,8	50-75	7,10	12,79	2,53	NPD
3,1	90	6,33	16,13	3,05	NPD



De värden som deklarerats för utdragslast, genomdragslast, böjningsgräns och sträckgräns är baserade på en karakteristisk trä densitet av 350kg/m<sup>3</sup> (C24)



APPLIKATION			MATERIAL INFORMATION	
Applikation:			Dokument nr: AER - 130419SE (B)	
YTBEHANDLING	Miljö	Märkning	Dimensioner:	2,8-3,1
Rostfri	Utomhus	Grå	Material:	Stål
Varmförzinkad	Utomhus	Röd	Ytbehandling:	VFZ, EFZ min 12µ, BLANK
Elförzinkad	Inomhus/skyddad utomhus	Gul	Följer standard	EN 14592
Blank	Inomhus	Blå		

Aerfast, Van Aarden Group 2012

\*NPD: Non Performance Declared

Figur B.1: Tekniskt datablad för spiken från tillverkare Kyocera Senco Sweden AB.



# Appendix C

## Laborationsprotokoll

Provkropp	Fukthalt råspont [%]		Fukthalt regler [%]		Antal sprickor i förband [%]
	Vid montering	Vid provning	Vid montering	Vid provning	
<b>PK11</b>					
Medelvärde	12,1	10,9	14,4	10,1	41
St.av	0,4	0,4	0,6	0,4	
<b>PK12</b>					
Medelvärde	12,7	10,5	15,0	11,2	42
St.av	0,5	0,3	0,9	0,3	
<b>PK13</b>					
Medelvärde	13,2	10,9	15,2	10,5	72
St.av	0,6	0,5	0,7	0,5	
<b>PK14</b>					
Medelvärde	12,1	10,9	14,7	11,5	57
St.av	0,3	0,5	0,7	0,4	
<b>PK15</b>					
Medelvärde	12,3	10,9	14,9	12,5	61
St.av	0,5	0,5	0,7	1,1	
<b>TOTALT</b>					
Medelvärde	12,5	10,8	14,8	11,1	55
St.av	0,5	0,2	0,3	0,9	
Provkropp	S-avstånd [mm]	Ändavstånd [mm]	RF [%]	Temp [grader]	Antal spik som missat regeln
<b>PK11</b>					
Medelvärde	57	17	33,7	19,5	9
St.av	4	4			
<b>PK12</b>					
Medelvärde	57	17	34,7	19,7	8
St.av	3	3			
<b>PK13</b>					
Medelvärde	56	18	30,1	20,1	1
St.av	3	4			
<b>PK14</b>					
Medelvärde	55	19	33,2	20,0	0
St.av	4	5			
<b>PK15</b>					
Medelvärde	52	19	34,3	19,8	3
St.av	6	4			
<b>TOTALT</b>					
Medelvärde	55	18	33,2	19,8	4
St.av	2	1	1,8	0,2	4

Figur C.1: Sammanställning av laborationsprotokoll för provkroppar PK11-PK15. De spruckna förbanden anges i procent av det totala antalet förband före provning.

Prov kropp	Fukthalt råspont [%]		Fukthalt regler [%]		Antal sprickor i förband [%]
	Vid montering	Vid provning	Vid montering	Vid provning	
<b>PK21</b>					
Medelvärde	14,5	11,7	15,9	12,2	26
St.av	1,6	1,2	0,6	0,3	
<b>PK22</b>					
Medelvärde	13,2	11,0	14,2	12,2	38
St.av	1,9	1,0	0,5	1,0	
<b>PK23</b>					
Medelvärde	13,2	11,4	14,6	11,9	30
St.av	1,7	0,9	1,4	1,3	
<b>PK24</b>					
Medelvärde	13,1	11,8	14,8	12,2	30
St.av	2,1	1,1	1,2	0,2	
<b>PK25</b>					
Medelvärde	12,7	10,9	14,2	11,6	32
St.av	2,0	0,8	1,8	1,8	
<b>TOTALT</b>					
Medelvärde	13,3	11,4	14,7	12,0	31
St.av	0,7	0,4	0,7	0,3	
Prov kropp	S-avstånd [mm]	Ändavstånd [mm]	RF [%]	Temp [grader]	Antal spik som missat regeln
<b>PK21</b>					
Medelvärde	-	-	26,1	21,2	3
St.av	-	-			
<b>PK22</b>					
Medelvärde	-	17	32,7	20,7	1
St.av	-	3			
<b>PK23</b>					
Medelvärde	-	17	36,7	20,8	1
St.av	-	3			
<b>PK24</b>					
Medelvärde	-	17	35,0	20,8	0
St.av	-	3			
<b>PK25</b>					
Medelvärde	-	15	35,0	20,8	1
St.av	-	3			
<b>TOTALT</b>					
Medelvärde	-	16	33,1	20,9	1
St.av	-	1	4,2	0,2	1

Figur C.2: Sammanställning av laborationsprotokoll för provkroppar PK21-PK25. De spruckna förbanden anges i procent av det totala antalet förband före provning. Ändavståndet för PK21 uppmättes inte.

Provkropp	Fukthalt råspont [%]		Fukthalt regler [%]		Antal sprickor i förband [%]
	Vid montering	Vid provning	Vid montering	Vid provning	
<b>PK31</b>					
Medelvärde	13,0	10,9	16,6	13,2	45
St.av	2,1	1,1	0,3	0,6	
<b>PK32</b>					
Medelvärde	13,9	12,2	16,3	12,7	56
St.av	1,7	0,8	0,6	0,9	
<b>PK33</b>					
Medelvärde	12,5	11,5	15,5	11,8	52
St.av	1,3	0,8	0,6	0,3	
<b>TOTALT</b>					
Medelvärde	13,1	11,5	16,1	12,5	51
St.av	0,7	0,7	0,6	0,7	
Provkropp	S-avstånd [mm]	Ändavstånd [mm]	RF [%]	Temp [grader]	Antal spik som missat regeln
<b>PK31</b>					
Medelvärde	51	20	34,5	20,4	0
St.av	5	5			
<b>PK32</b>					
Medelvärde	56	20	34,3	21,1	0
St.av	4	7			
<b>PK33</b>					
Medelvärde	56	18	34,3	21,1	0
St.av	4	4			
<b>TOTALT</b>					
Medelvärde	54	19	34,4	20,9	0
St.av	3	1	0,1	0,4	0

Figur C.3: Sammanställning av laborationsprotokoll för provkroppar PK31-PK33. De spruckna förbanden anges i procent av det totala antalet förband före provning.