

Sammansatta regelkonstruktioner av trä

Utvärdering av beräkningsmodeller genom laboratorieförsök

Mark Falklund

Luleå tekniska universitet

Civilingenjörsprogrammet
Väg- och vattenbyggnadsteknik
Institutionen för Samhällsbyggnad
Avdelningen för Byggkonstruktion

Sammansatta regelkonstruktioner av trä

*Utvärdering av beräkningsmodeller genom
laboratorieförsök*

Mark Falklund

Luleå tekniska universitet

Civilingenjörsprogrammet
Väg- och vattenbyggnadsteknik
Institutionen för Samhällsbyggnad
Avdelningen för Byggkonstruktion

I FÖRORD

Detta examensarbete har genomförts på uppdrag av företaget Villa Varm i Altersbruk och Luleå tekniska universitets avdelning för Träbyggnad inom Byggkonstruktion. Examensarbetet utgör den avslutande delen av civilingenjörsutbildningen inom Väg- och Vattenbyggnadsteknik med inriktning konstruktion vid Luleå tekniska universitet. Syftet med detta examensarbete är att undersöka sammansatta väggreglars, vilka tillverkas av företaget Villa Varm, beläget i Altersbruk utanför Piteå i Norrbotten, faktiska bärförmåga och att ge förslag på hur bärförmågan kan ökas för de sammansatta reglarna.

Här vill jag passa på att tacka till alla som på ett eller annat sätt har bidragit till genomförandet av detta examensarbete.

Det största tack riktar jag till min handledare och examinator Anders Björnfot för det positiva engagemang, vägledning och framförallt stöd och tillgänglighet för att besvara frågor. Utan hans råd, tips samt praktiska hjälp till rapportskrivning hade inte detta examensarbete blivit till.

Högt uppskattar jag den tid som Helena Johnsson på avdelningen för Träbyggnad vid LTU tog för att dela med sig av sin såväl teoretiska kunskapsbas som sina praktiskt värdefulla erfarenheter. Tack.

Ett speciellt tack riktar jag till LTU:s guru inom strukturmekniken Lars Bernspång för hans engagemang vid problemlösningar.

De experimentella försöken hade inte varit möjliga utan personalen på LTU:s Complab, framförallt Roger Lindfors, som hjälpte med det praktiska försöksutförandet. Jag uppskattar hans idéer att hitta lösningar på praktiska problem och särskilt förmågan att manuellt styra pålastningsförlopp med en konstant hastighet, vilket var en viktig del inom försöken. Jag tackar även Lars Åström och Thomas Forsberg för den hjälp jag har fått på labbet. Speciellt tack riktar jag till Thomas för försökets dokumentation i en film och hjälpen med det praktiska arbetet efter försöken.

Tack till Anders Gustafsson från SP Träteknik för snabbt svar på ställda frågor samt Claes Fahleson från LTU:s Complab för idéer och synpunkter han bidragit med.

Jag tackar Håkan Björkman från företaget Villa Varm för trevligt bemötande och snabba leveranser av provkroppar samt för tillverkning av provkropparna.

Ett stort tack riktar jag till avdelningen för Träbyggnad inom Byggkonstruktion vid LTU som finansierade laboratoriekostnader.

Sist men inte minst vill jag tacka min familj och vänner för tålamod och stöd under denna tid.

Luleå, juni 2009

Mark Falklund

II SAMMANFATTNING

I samband med att minska energiförbrukning inom byggsektorn har Boverket beslutat att byggnader ska energideklarerars. Beroende på nybyggnadskategori och klimatzon infördes referensvärden om 130 kWh/m²/år i norr respektive 110 kWh/m²/år i söder för enbostadshus, tvåbostadshus och flerbostadshus.

I trähus är det av betydelse att minska köldbryggor i väggarna som ger den största ytan mot omgivande klimat. Väggar i trähus är normalt uppbyggda av träreglar som står för väggens bärande kapacitet men samtidigt även fungerar som en köldbrygga. En av metoder att bryta köldbryggan är att utforma väggreglar som sammansatta strukturelement med ett mellanliggande lager av isoleringsmaterial. Detta medför inte bara bättre isoleringsförmåga utan även också en kostnadsreducering då andelen trä minskar.

I detta examensarbete undersöks en sammansatt väggregel som utformas av tre delar, en bärande träregel (tvärsnittsarea 34 x 95 mm²) med ett mellanliggande lager av cellplast och en utomliggande regel (tvärsnittsarea 34 x 45 mm²) för bärning av fasad. Sammanbindningen av regeln sker med spikplåtar på var sin sida som i fabrik pressas till regeln. Genom att utforma väggreglarna på detta vis minskar väggregelns värmeledningsförmåga avsevärt då cellplast har ett värmeledningstal på ca 0.036 W/m°C jämfört med värmeledningstal för trä 0.14 W/m°C. Själva väggen är också av lägre vikt och materialkostnaderna är lägre jämfört med vanliga träreglar. Dock verkar det inte idag som att det finns någon beräkningsmodell som direkt kan appliceras för att beräkna bärförmåga för de sammansatta reglar som beskrivs ovan.

Syftet med detta examensarbete är att undersöka ovannämnda sammansatta väggreglarnas faktiska bärförmåga och skaffa ett underlag för en modell som beskriver de sammansatta reglarnas verkningssätt med önskvärd noggrannhet.

Examensarbetet består av en litteraturstudie av eventuellt tillämpbara modeller för beskrivning av väggreglarnas bärförmåga (regel med massivt tvärsnitt, inre regeln med ett eller flera elastiska stöd från yttersta regeln, sammansatt regel med låd-tvärsnitt, sammansatt regel sammanfogad med laskar, s.k. Vierendeelpelare). Laboratorieförsök genomfördes sedan för att undersöka nuvarande sammansatta väggregel och två av dess modifikationer. Laboratorieförsöken utfördes i Complab byggkonstruktion i Luleå tekniska universitet. Försöken skedde i skala 1:1. Provkropparna belastades axiellt i tryck parallellt fibrerna med en lastcell på 100 kN. Laboratorieförsöken omfattade fyra försöksserier och sammanlagt undersöktes sexton stycken provkroppar.

Erhållna empiriska resultat visar på att konstruktionens karaktär mest liknar regler av typen Vierendeel. Trots få utförda försök, tyder försöksresultat på möjlighet att höja väggreglarnas bärförmåga genom att pressa samman reglarna med fyra spikplåtar på var sin sida istället för tre. Både teoretiska beräkningar och empiriskt erhållna resultat visar att bärförmågan höjs signifikant för en sådan regel jämfört med befintlig standardregel. Detta antyder på en viss samverkan mellan bärande och utomliggande regel. Det är dock, utifrån denna forskning, inte möjligt att säga precis hur stor denna samverkan är.

III ABSTRACT

The National Board of Housing, Building and Planning of Sweden – Boverket – has issued a regulation of mandatory energy certification for all types of dwelling, commercial and industrial buildings. Reference values for energy certification of one, two and multi story housing vary for different types of newly constructed buildings and different climates, i.e. locations. In the North of Sweden for instance the reference is 130 kWh/m² per year and in the South of Sweden 110 kWh/m² per year.

In any types of constructions it is essential to decrease cold bridges' effect walls, because walls have the largest areas of heat energy transmission from a building and the surfaces between indoor and outdoor environment are significantly large. One of the methods to prevent or reduce the formation of cold bridges in walls is to fill the space between heat transferring construction elements with a heat insulation material. Thereby, the walls better prevent heat transfer and decreasing of the amount of wood leads to cost reductions.

In current Master's Thesis a prefabricated wall elements composed of a composite column made up of three layers are examined: one indoor timber column (cross section 34 x 95 mm²) and one outdoor timber column (cross section 34 x 45 mm²) which bears facade covering, with a foam plastic insulation layer between. The composite column is industrially made – both timber columns are joined together by punched metal plates. At this moment, there exists no approved practical or theoretical method to verify the load carrying capacity of the composite columns described above. Consequently, the purpose of current research is to examine the actual load carrying capacity of the described composite timber columns and with preferable precision to develop a theoretical foundation for understanding the load-carrying capacity of composite columns.

Master's Thesis consists of a literature survey of appropriate theoretical models (column with rectangular cross-section, solid cross-section beam on elastic supports, composite column with box cross-section, spaced mechanically joined (with battens) column also known as a Vierendeel column) investigating the theoretical load-carrying capacity. The theoretical part of the research is followed by laboratory tests of designated objects, to investigate and describe the practical load-carrying capacity.

The tests were performed at Complab, Luleå University of Technology, Sweden. Axial load was applied to the indoor timber columns with the aim to determinate interactions between both columns (indoor and outdoor). For the verification of the applied theoretical models, two variations of existing composite wall columns were also tested (increased dimension of indoor column and increased number of punched metal plates from three to four). The axial compression tests parallel to grain were carried out on 16 specimens.

The results of the research show that the best way of the description of composite column is Vierendeel column theoretical model. However, more tests are required to verify and apply the model to the actual case. The results indicate that it is preferred to increase the load carrying capacity of the column by using four metal punched plates instead of increasing column dimensions. Test results also confirm that there is an interaction between the columns. However, from this research, it is difficult to verify the extent of this interaction.

IV INNEHÅLLSFÖRTECKNING

I	FÖRORD	I
II	SAMMANFATTNING	III
III	ABSTRACT.....	V
IV	INNEHÅLLSFÖRTECKNING	VII
V	BEGREPPS- OCH TECKENFÖRKLARING	IX
1	INLEDNING	1
1.1	BAKGRUND	1
1.2	PROBLEMFÖRMULERING OCH MÅLSÄTTNING.....	3
1.3	METOD	3
1.4	AVGRÄNSNINGAR	4
1.5	DISPOSITION.....	4
2	BESKRIVNING AV KONSTRUKTIONEN.....	5
2.1	EGENSKAPER OCH AVSEDD FUNKTION	5
2.2	AKTUELLA PÅVERKNINGAR.....	6
3	TEORETISKA MODELLER	9
3.1	FRITT UPPLAGD TVÄRBELASTAD PELARE	10
3.1.1	<i>Fritt upplagd bärande pelare</i>	<i>10</i>
3.1.2	<i>Fritt upplagd bärande pelare med elastiska stöd.....</i>	<i>13</i>
3.2	SAMMANSÄTTA TVÄRSNITT MED OFULLSTÄNDIG SAMVERKAN	16
3.2.1	<i>Låd-tvärsnitt.....</i>	<i>16</i>
3.2.2	<i>Ramverkssträva - tvärsnitt med ofullständig samverkan</i>	<i>17</i>
3.4	JUSTERING AV MODELLER FÖR NORMALKRAFT	22
3.5	VAL AV PROVNINGSOBJEKT	22
4	PROVNING	25
4.1	FÖRSÖKSPLANERING	25
4.1.1	<i>Provningsens syfte och mål.....</i>	<i>25</i>
4.1.2	<i>Provningsens omfattning och plats</i>	<i>25</i>
4.1.3	<i>Provningsobjekt och material</i>	<i>27</i>
4.1.4	<i>Urval, tillverkning och utformning av provkroppar, samt provningsanordning</i>	<i>27</i>
4.1.5	<i>Försöksuppställning.....</i>	<i>29</i>
4.2	FÖRSÖK OCH OBSERVATIONER	31
4.2.1	<i>Försöksserie 1</i>	<i>32</i>
4.2.2	<i>Försöksserie 2.....</i>	<i>33</i>
4.2.3	<i>Försöksserie 3.....</i>	<i>36</i>
4.2.4	<i>Försöksserie 4</i>	<i>39</i>
5	FÖRSÖKSRESULTAT	41
5.1	FÖRSÖKSSERIE 1	43
5.2	FÖRSÖKSSERIE 2	45
5.3	FÖRSÖKSSERIE 3	47
5.4	FÖRSÖKSSERIE 4	49
6	ANALYS.....	51
6.1	STATISTISK ANALYS AV FÖRSÖKSRESULTAT	51
6.1.1	<i>Sannolikhetsteoretisk uppskattning av bärförmåga för standardregel.....</i>	<i>51</i>
6.1.2	<i>Statistisk jämförelse mellan standardregel och reglarna från övriga försöksserier.....</i>	<i>52</i>
6.1.3	<i>Explorativ dataanalys</i>	<i>53</i>
6.2	UTVÄRDERING AV TEORETISKA MODELLER	55
7	DISKUSSION OCH SLUTSATSER	57
7.1	FÖRSÖK OCH TEORETISK MODELLERING	57
7.1.1	<i>Bärförmåga hos standardregel.....</i>	<i>57</i>

7.1.2	Ökning av bärförmåga.....	57
7.1.3	Beräkningsmodell.....	58
7.2	SLUTSATSER	59
7.3	FÖRSLAG TILL FORTSATTA UNDERSÖKNINGAR.....	59
8	REFERENSER	61
8.1	LITTERATUR.....	61
8.2	STANDARDER	62
8.3	ELEKTRONISKA KÄLLOR.....	63
8.4	MUNTLIGA REFERENSER.....	64
BILAGOR.....	65
BILAGA 1 - SAMMANFATTNING AV FIGURER.....	66
BILAGA 2 - SAMMANFATTNING AV TABELLER	68
BILAGA 3 - BERÄKNING AV FAKTOR β FÖR PELARE MED ETT ELASTISKT STÖD.....	69
BILAGA 4 - BERÄKNING AV α, k, β FÖR PELARE MED TVÅ ELASTISKA STÖD.....	71
BILAGA 5 - DENSITET OCH FUKTKVOT PER PROVKROPP	74
BILAGA 6 - SANNOLIKHETSTEORETISK JÄMFÖRELSE MELLAN FÖRSÖKSSERIER.....	79

V BEGREPPS- OCH TECKENFÖRKLARING

Sammansatta pelare – pelare/reglar som har byggts upp av flera delar och fogats ihop med hjälp av lim, spik, skruv eller dess kombination. Samverkansgrad kan variera.

Sammansatta pelare med full samverkan - sammansatta pelare/reglar som är hoplimmade så att fullständig samverkan mellan delarna erhålls, d.v.s. överföring av skjuvkrafter mellan delarna kan ske utan förskjutningar i fogar eller de är försumbara.

Sammansatta pelare med ofullständig samverkan - sammansatta pelare/reglar som är hopfogade med spik eller bultförband, d.v.s. överföring av skjuvkrafter mellan delarna ger upphov till förskjutningar i fogar som inte är försumbara.

Massiva tvärsnitt – tvärsnitt där skillnad mellan bredd och höjd är relativt liten.

TECKEN

A	Tvärsnittsarea
E	Elasticitetsmodul
F	Kraft, punktlast
I	Tröghetsmoment
K	Förskjutningsmodul
L	Längd
M	Böjande moment
N	Normalkraft
V	Volym
Q	Utbredd last
W	Böjmotstånd
a	Avstånd
b	Tvärsnittsbredd
e	Excentricitet
f	Hållfasthet
h	Tvärsnittshöjd
i	Tröghetsradie
k	Koefficient
l	Längd
m	Massa
n	Antal
s	Avstånd
t	Tjocklek
w	Fuktkvot

x, y	Koordinater
u, v	Förskjutningar

α	Vinkel, fjäderkonstant
β	Vinkel, koefficient
γ	Samverkansgrad
η	Faktor som beaktar inverkan av förbandets styvhet
κ	Omräkningsfaktor med hänsyn till risk för knäckning
λ	Slankhetstal
σ	Normalspänning, böjspänning

Som index används följande beteckningar:

c	Tryck
cr	Kritiskt
d	Dimensioneringsvärde
ef	Effektiv
i	Ordningsnummer
k	Karakteristisk värde
$mitt$	Mitten
t	Dragning
y	Sträckgräns

Som enheter används följande beteckningar:

m, mm	Längd
kg	Massa
N, kN	Kraft
kp	Kraft (kilopond), 1kp = 9,8067 N
kN/mm	Förskjutningsmodul, last per längdenhet
MPa, kN/mm ²	E-modul, hållfasthet, påkänning
kN/m ³	Tyngd
kg/m ³	Densitet

1 INLEDNING

1.1 BAKGRUND

I samband med de klimatförändringar som sker idag så lyfts miljöfrågorna upp till ytan och i de flesta länder utarbetas nya lagar för att motverka växthuseffekten. Byggindustrin är inget undantag då byggsektorn utnyttjar en stor del av världens resurser i form av energi och naturresurser. I Europaparlamentets direktiv (2002/91/EG) står det att *"Bostads- och tjänstesektorn, som till största delen utgörs av byggnader, står för mer än 40 % av den slutliga energianvändningen i gemenskapen ..."*. Därför är det inom byggsektorn viktigt att minska på energiförbrukning både under tillverkningsprocessen och under brukandet.

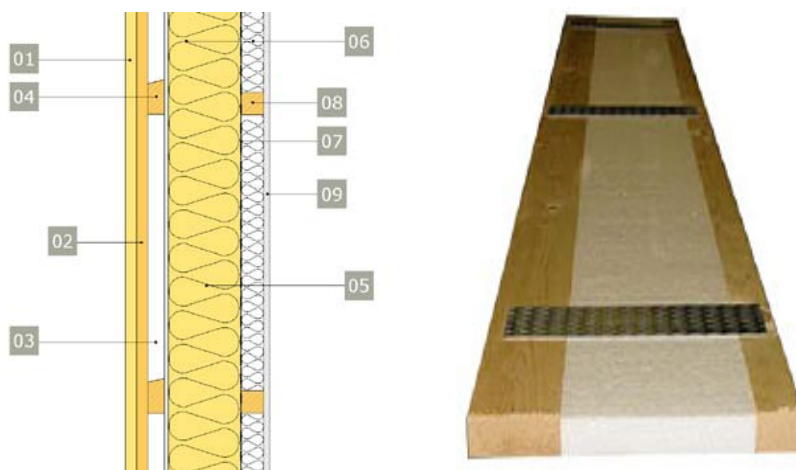
I Sverige trädde en ny lag om energicertifikat för byggnader i kraft i januari 2008 som grundar sig i ovan nämnda EG-direktiv. I den Svenska lagen påpekas det bland annat att *"... krävs att byggnadsverket och dess installationer för uppvärmning, kylning och ventilation skall vara projekterade och utförda på ett sådant sätt att den mängd energi som behövs är liten med hänsyn till klimatförhållandena på platsen och värmekomforten för brukarna"*. För att minska energiåtgången för byggnader beslutade Boverket redan den 16 februari 2007 om att byggnader ska energideklarerars (Databas SFST 2007). Beroende på nybyggnadskategori och klimatzon (Norr och Söder) infördes referensvärden om 130 respektive 110 kWh/m² och år för enbostadshus, tvåbostadshus och flerbostadshus, enligt Boverkets föreskrifter och allmänna råd till lagen om energideklaration för byggnader (Databas SFST 2009).

I brukarskedet kan energiförbrukningen reduceras genom att minska på värmeförlusterna genom den s.k. klimatskärmen (grunden, väggar och tak) (Fastighetstidningen, 2009). Detta innebär att energiförluster minskas genom att köldbryggor reduceras eller helt elimineras, t.ex. genom helt lufttäta och välisolerade väggar, dörrar och fönster samt genom effektiv värmeåtervinning och mekanisk ventilation. Sådana energieffektiva hus brukar numera kallas för passivhus (Energieffektivbyggnader 2009). Passivhus är en teknik där välisolerade byggnader och varmvatten, där det är möjligt, uppvärms av solinstrålningen, hushållsapparater, människor och värmeväxlad ventilation (Passivhuscentrum 2009).

I samband med att miljö- och energifrågorna är heta så visar det sig att det byggs fler och fler bostadshus av trä i Sverige (Miljörapporten 2007). Trähus har inte bara visat sig vara ekonomiskt tilltalande utan också positiva i den mån att *"nettoutsläppen av koldioxid vid tillverkningen av trähus är i storleksordningen en tiondel av vad det skulle kunna vara för ett motsvarande betonghus"*, enligt professor Lars Stehn vid Luleå Tekniska Universitet (Vetenskapsradion 2009). Även på lång sikt är det mycket fördelaktigt bygga i trä; Mats Olsson, professor vid Sveriges Lantbruksuniversitet anser att *"ett trähus fungerar som en temporär kolsänka"* (SLU 2009).

I trähus är det således av betydelse att minska köldbryggor i klimatskärmen. I klimatskärmen så är det väggarna som ger den största ytan mot omgivande klimat. Väggar i trähus är normalt uppbyggda av träreglar (står för den väggens bärande kapacitet) i ett eller två lager som omges av isolering och ytskikt (Figur 1.1, vänster). I en vanlig vägg fungerar träregeln som en köldbrygga i och med att träets värmeledningsförmåga är c.a. fyra gånger så stor som isoleringens (ca 0.14 mot 0.036 W/m°C). Fram tills idag så har dock inte mycket utveckling skett mot att reducera den köldbrygga som ändå träet ger

upphov till. Idag utarbetas dock flertalet olika metoder för att reducera träets värmeledningsförmåga. En av dessa är att bryta köldbryggan genom att utforma väggreglar som sammansatta strukturelement med ett mellanliggande lager av isoleringsmaterial. Detta medför inte bara bättre isoleringsförmåga utan även också en kostnadsreducering då andelen trä minskar.



Figur 1.1 *Vänster: Illustration av en typisk uppbyggnad av en träregelvägg (Träguiden 2009). Höger: Villa Varms träregelvägg med bruten köldbrygga (Villa Varm 2009).*

Beteckningar till ytterväggen med stående panel (Figur 1.1 till vänster)

1. Lockbräda/lockläkt.
2. Bottenbräda av skivmaterial.
3. Luftspalt/kapillärbrytande spalt.
4. Spikläkt av konstruktionsvirke med lutande översida.
5. Vertikal väggregel av konstruktionsvirke.
6. Värmeisolering bestående av mineralullskivor.
7. Ångspärr bestående av åldringsbeständig plastfolie.
8. Horisontell väggregel av konstruktionsvirke.
9. Invändig beklädnad av beklädnadsskivor eller träpanel.

Ett företag av fler som idag utnyttjar sammansatta väggreglar är Villa Varm, beläget i Altersbruk utanför Piteå i Norrbotten. Villa Varm bygger välisolerade hus med en väggjocklek på hela 40 cm varav 34 cm är ren isolering (Villa Varm 2009). Väggregeln utformas som tre delar - en bärande träregel och en utomliggande regel för bäring av fasad. Mellan de ligger ett lager av cellplast. Sammanbindningen av regeln sker med spikplåtar på var sin sida som i fabrik pressas till regeln (Figur 1.1, höger). Genom att utforma väggreglarna på detta vis minskar träregelns värmeledningsförmåga avsevärt då cellplast har ett värmeledningstal på ca 0.036 W/m°C (Paroc 2009). Själva väggen är också av lägre vikt och materialkostnaderna är lägre jämfört med vanliga träreglar.

I Figur 1.1 visas Villa Varms väggregel jämförelse med en vanlig väggregel i trä. Bärande innerväggar utförs normalt med reglar av 45x95 mm² (Träguiden 2009), ibland också med reglar av 45x120 och 45x145 mm², medan i Villa Varms reglar är andelen trä 34x95 mm².

Som värmeisolering används skivor av mineralull. Mot yttervägg fylls bjälklaget fullt till en bredd av 600 mm (Träguiden 2009). Samma värmeisolering används också i Villa Varms väggar.

1.2 PROBLEMFÖRMULERING OCH MÅLSÄTTNING

Villa Varm önskar i framtiden ha möjlighet att bygga större och högre hus med de ovannämnda reglarna. Dock är företaget osäkert på bärförmågan hos deras regler då det idag inte verkar finnas någon beräkningsmodell som direkt kan appliceras för att beräkna bärförmågan för de sammansatta regler som beskrivs ovan. Det övergripande målet med examensarbetet är således att undersöka ovannämnda väggreglarnas faktiska bärförmåga. Specifika mål med detta examensarbete är:

1. Bärförmåga.
Utvärdering av bärförmågan hos Villa Varms väggreglar.
2. Ökning av bärförmåga.
Utredning på hur bärförmågan kan ökas för de sammansatta reglarna.
3. Beräkningsmodell.
Eventuellt skapande av en praktiskt användbar modell för reglarnas bärförmågeberäkningar som skulle användas som riktlinje för projektering av husen med olika mått, samt vore ekonomiskt tilltalande.

1.3 METOD

1. Litteraturstudie.
Arbetet inleds med en litteraturstudie inom två områden: sammansatta tvärsnitt med ofullständig samverkan för att avgöra vilken konstruktionstyp kan beskriva Villa Varms väggregel och dimensionering genom provning för att utvärdera bärförmåga hos väggreglarna samt verifiera en beräkningsmetod.
2. Förberedelse av försök.
Förberedning av praktiska laborieförsök som grundar sig i resultaten från de teoretiska beräkningarna.
3. Laborieförsöksutförande.
Laborieförsökets utformning och utförande enligt kraven som beskrivs i Statens planverks Reglerna för dimensionering genom provning (1975c).
4. Utvärdering av försöksresultat.
Utvärderingen och jämförelse av försöksresultaten för att undersöka om det finns indikation på tvärsnittets samverkan.
5. Beräkningsmodell.
Framtagande av den lämpligaste teoretiska modellen för framtida beräkningar utifrån de erhållna resultaten om indikation på tvärsnittets samverkan har verifierats.

1.4 AVGRÄNSNINGAR

Pelarna antas vara fritt upplagda och ha längden 2,45 m (normallängd på Villa Varms väggregel). Linjärt elastiska förhållanden förutsätts, d.v.s. regelns utböjningskurva antas vara sinusformad. Axiallasten förutsätts angripa bärande träregels tyngdpunkt. Ytterväggs påverkan bortses. Förbandens bärförmåga undersöks ej.

1.5 DISPOSITION

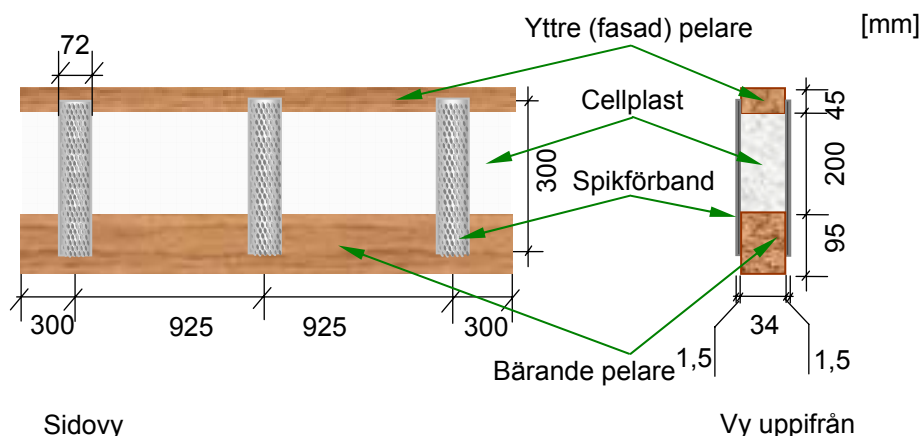
- Kapitel 1, "Inledning" behandlar examensarbetets bakgrund, syfte, mål och avgränsningar.
- Kapitel 2, "Beskrivning av konstruktion" beskriver konstruktionens egenskaper, avsedd funktion och specifikation av laster.
- Kapitel 3, "Teoretiska modeller" behandlar olika teoretiska beräkningsmodeller.
- Kapitel 4, "Provning" behandlar försöksupställning, försöken, observationer och resultat.
- Kapitel 5, "Resultatbearbetning" utvärderar och sammanfattar försöksresultat.
- Kapitel 6, "Analys" analyserar skillnader mellan försöksserier, jämför försöksresultaten med teoretiska beräkningar.
- Kapitel 7, "Diskussion" sammanfattar de resultat som har framtagits i examensarbetet och ger förslag på fortsatta undersökningar.

2 BESKRIVNING AV KONSTRUKTIONEN

Villa Varms väggkonstruktioner består av sammansatta väggreglar med mellanliggande värmeisolering. Enligt Villa Varm sker hela produktionen av väggblock och huskomponenter inomhus i deras husfabrik. Väggar levereras färdigt isolerade med invändig skiva monterad och utvändig panel påspikad samt fönster och dörrar inmonterade. Största delen el-rör och dosor är redan monterade i ytterväggar. Montörer stomreser sedan huset på plats (Villa Varm 2009).

2.1 EGENSKAPER OCH AVSEDD FUNKTION

Den nuvarande sammansatta standardregeln utformas som i Figur 2.1. Regeln består av en inre bärande träregel och en yttre träregel av trä. Mellan dessa ligger cellplastisolering. Träpelarna binds samman med spikförband på båda sidorna.



Figur 2.1 Illustration av Villa Varms standardregel med aktuella mått.

Pelarna är gjorda av virke K24 med inbördes avstånd 200 mm. Tvärsnittsarea för den yttre träregeln är $34 \times 45 \text{ mm}^2$ och $34 \times 95 \text{ mm}^2$ för den inre d.v.s. bärande träregeln. Pelarna binds samman på var sida med 3 stycken spikförband med inbördes avstånd 925 mm.

Förbanden i form av spikplåtar har f_{yk} på 350 kPa. De är tillverkade av varmförzinkad och korrosionsskyddad stålplåt med tjocklek på 1,5 mm och har mått $308 \times 72 \text{ mm}^2$. Förbanden är typgodkända Z275 (275 g/m² zink) enligt SS-EN 10326:2004 (MiTek 2009).

Cellplastisoleringen har värmeledningstal $0.036 \text{ W/m}^\circ\text{C}$, bredden 200 mm och tjockleken 34 mm. Cellplastisoleringen sträcker sig i hela regelns längd.

2.2 AKTUELLA PÅVERKNINGAR

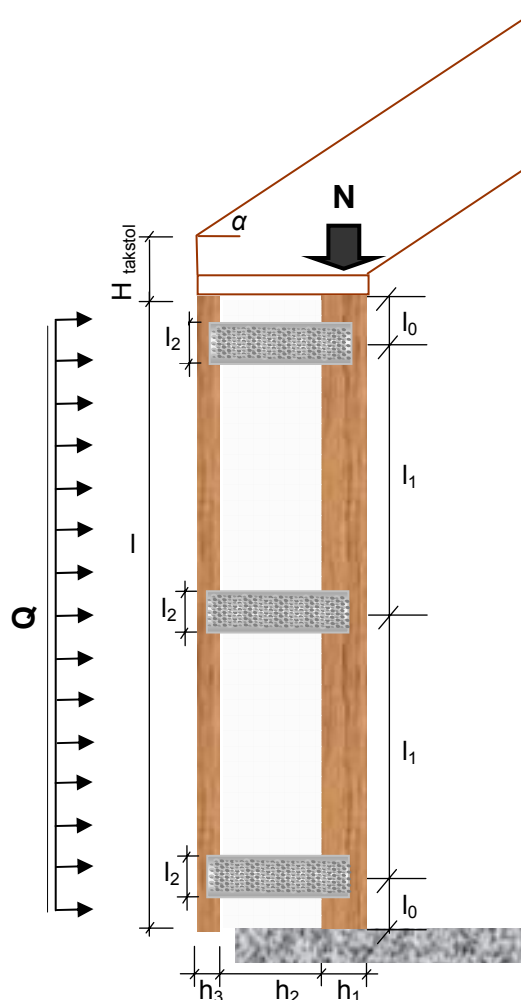
Väggreglarnas funktion är att bära husets tak samtidigt som att bära fasaden. Väggar påverkas av aktuella snö- och vind laster enligt BKR 94. Vindlasten Q påverkar regeln som en utbredd last medan snölasten tillsammans med regelns tyngd och takets tyngd påverkar regeln som axiellast N (Figur 2.2).

Standardreglarnas invändiga höjd l är 2.45 meter. Avstånd mellan väggar är 8 meter och centrumavstånd mellan regler är 0.6 meter. Inre, d.v.s. bärande regeln (tvärsnittshöjd h_1) är fritt upplagd på en betongplatta medan den yttre regeln (tvärsnittshöjd h_3) hänger fritt.

Konstruktionen påverkas dels av en centrisk normalkraft N , dels av en horisontell last av vind Q . Hur enskilda konstruktionsdelar samverkar för att bära dessa laster är oklart.

För att kunna bygga större och högre hus fokuseras intresset kring den maximalt tillåtna axiellasten som kan uppkomma vid större spannvidder eller vid eventuellt tillförande av nyttiga laster.

Med hänsyn till ovan undersöks den teoretiskt möjliga bärförmågan för en tvärbelastad regel, som påverkas både av en centrisk normalkraft och av en horisontell last. Hänsyn tas dels till utgångs excentricitet p.g.a. imperfektioner i form av kvistar, krokigheter och liknande, dels till excentriciteten orsakad av den horisontella vindlasten och den påförda axiellasten.



Figur 2.2 Villa Varms regel med aktuella belastningar och beteckningar.

2.3 TIDIGARE UTFÖRDA FÖRSÖK

Tidigare försök på Villa Varms regler har utförts 1982 av Träteknik vid Sveriges Tekniska Forskningsinstitut (sp.se). Försöken som har utförts omfattar dels provbelastning av hela väggregeln för undersökning av regelns bärförmåga och dels försök med olika förband för att avgöra deras bärförmåga.

I sex stycken försök har regel tvärbelastats, d.v.s. belastats samtidigt med både horisontell last på den yttre regeln och centrisk axiellast på den bärande regeln. Reglarna som har provats hade tvärsnittsmått som i Figur 2.1 (standardregel). Reglarna har varit utan skarvar samt skarvade med spikplåt $52 \times 82 \text{ mm}^2$. Skarvarna har placerats dels på yttre, dels bärande- och dels på både pelarna.

Totalt har det utförts sex stycken försök med förband, varav fyra av de med nuvarande standardförband och två försök med förband med måtten $102 \times 308 \text{ mm}^2$ och $124 \times 265 \text{ mm}^2$.

Enligt Statens Provningsanstalt får provresultaten ej offentliggöras och resultaten redovisas därför ej i detta arbete.

3 TEORETISKA MODELLER

I dagsläget verkar det saknas en teoretisk beräkningsmodell för sammansatta regler som beskrivits ovan. Därför studeras möjliga/troliga beräkningsmodeller, som kan tänkas förklara regelns beteende. Modellerna som studeras sträcker sig från de enklaste fall såsom en massiv pelare till mer komplicerade fall där renodlade beräkningsformler saknas.

I detta kapitel såsom vidare inom hela examensarbetet betecknas materialegenskaper för den bärande regeln med index 1 medan materialegenskaper för den yttre regeln betecknas med index 3, såsom i Figur 2.2. Index 2 angår förbanden och mittdelen där cellplasten finns.

Teoretiska modeller som studeras är:

1. Bärande regeln med massivt tvärsnitt.

Regelns bärande regeln studeras. Modellen grundar sig i en pelare med massivt rektangulärt tvärsnitt som tar upp pålastningar utan att samarbeta med den yttre regeln. Beräknade resultat skall visa regelns minsta möjliga bärförmåga, d.v.s. utan någon inverkan på bärförmågeökningen av den yttre regeln.

2. Bärande regeln med ett eller flera elastiska stöd från yttersta regeln.

Regelns bärande regeln och yttersta balk studeras. Modellen grundar sig i beräkningar för en pelare med massivt rektangulärt tvärsnitt som är fritt upplagd på flera stöd (förbanden) varav det mittersta tillsammans med yttersta regeln utgör elastiska stöd. Resultat beräknas som för pelare med massivt tvärsnitt med kortare knäckningslängd.

3. Pelare med låd-tvärsnitt.

Modellen grundar sig i teori för sammansatta tvärsnitt med ofullständig samverkan. Regeln uppfattas som en balk med låd-tvärsnitt, där både bärande och yttre träregel utgör balkens flänsar medan "livet formas" av förbanden. En viss samverkan mellan den yttre och bärande träregeln påvisas.

4. Ramverkssträva sammanfogad med laskar, s.k. Vierendeelpelare.

Modellen grundar sig i teori för sammansatta tvärsnitt med ofullständig samverkan. Regeln uppfattas som en ramverkssträva bestående av två strävor hopfogade med mekaniska förband. Samverkan mellan den yttre och bärande träregeln påvisas.

Innan laboratorieundersökningar utförs, beräknas preliminära resultat. Utifrån resultaten bestäms de laboratorieundersökningar som bedöms ge störst effekt på bärförmågan samt de parametrar som kan vara avgörande för att bestämma den lämpligaste beräkningsmodellen för standardregeln.

Vidare utförs praktiska laboratieförsök som grundar sig i resultaten från de teoretiska beräkningarna. Efter utvärderingen av provningsresultaten, jämförs de med de teoretiska modellerna.

3.1 FRITT UPPLAGD TVÄRBELASTAD PELARE

För en fritt upplagd pelare enligt EUROCODE 5 är brottkriteriet

$$\frac{|\sigma_{m,y} + \sigma_{m,z}|}{f_m} + \frac{|\sigma_c|}{f_c} \leq 1 \quad (3.1)$$

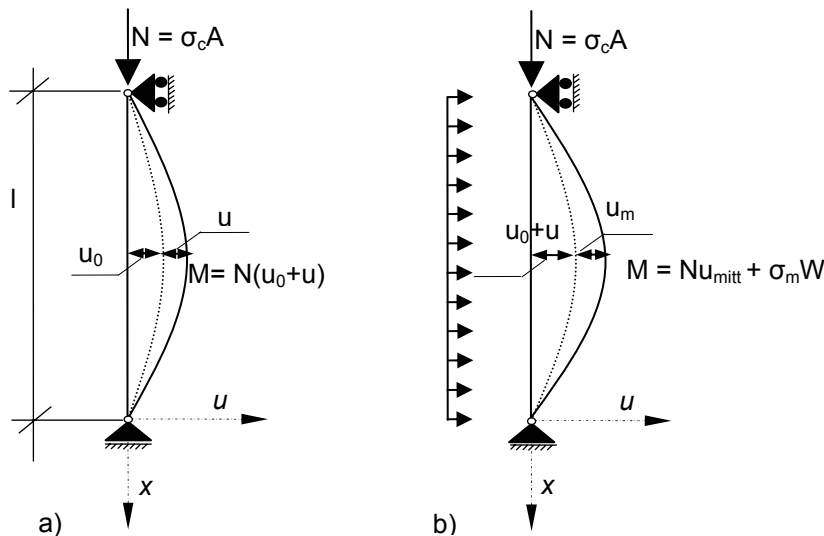
där spänningarna beräknas med hänsyn till tillskottsmomenten som uppträder i deformerat tillstånd.

3.1.1 Fritt upplagd bärande pelare

För en fritt upplagd och centriskt belastad pelare med massivt tvärsnitt, då linjärt elastiska förhållanden förutses, d.v.s. pelarens utböjningskurva antas vara sinusformad, kan elastiska linjens ekvation användas. Det antas att utgångsläget i obelastat tillstånd har en excentricitet e p.g.a. imperfektioner i form av kvistar, krokigheter och liknande. Det antas också att initialutböjningen och knäckutböjningen har samma form. Pelarens (Figur 3.1.a) totala utböjning blir då $u + u_0$, där initialutböjningen u_0 , orsakad av excentriciteten e , är

$$u_0 = e \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \quad (3.2)$$

medan momentet orsakad av tryckkraften N då blir $N(u + u_0)$.



Figur 3.1 a) fritt upplagd centriskt belastad pelare med initialkrokighet.
b) fritt upplagd pelare belastad med transversallast och tryckkraft.

Elastiska linjens ekvation är

$$EI \frac{d^2 u}{dx^2} = -M = -N \left(u + e \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \right) \quad (3.3)$$

Allmänna lösningen till elastiska linjens ekvation finns i de flesta teoriböcker som behandlar elastiskt stabilitet (t.ex. Höglund 2006) och detta är

$$u = A \sin kx + B \cos kx + \frac{N \cdot e}{EI} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \left(\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{N}{EI} \right) \quad (3.4)$$

där A och B är konstanter, medan $k^2 = N/EI$ (Popov 1998).

med randvillkor $u(0) = 0$; $u(l) = 0$ fås $A = 0$; $B = 0$ vilket ger

$$u = \frac{N \cdot e}{EI} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \left(\frac{\pi^2}{l^2} - \frac{N}{EI} \right) \quad (3.5)$$

Med uttrycket från den klassiska stabilitetsteorin

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2 \quad (3.6)$$

fås den totala utböjningen

$$\begin{aligned} u + u_0 &= e \sin \frac{\pi x}{l} + \frac{e}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} = \\ &= e \sin \frac{\pi x}{l} \cdot \left(1 + \frac{N}{N_{cr} - N} \right) = e \cdot \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \end{aligned} \quad (3.7)$$

Utböjningen i mittsnittet där $x = 0.5 \cdot l$ blir

$$u_{mitt} = e \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} \quad (3.8)$$

Här motsvaras tryckkraften N av tryckspänningen

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \quad (3.9)$$

och knäckningslasten N_{cr} som i ekvation (3.6) för motsvarande initialt raka pelare.

Vidare för beräkningar med träbalkar, enligt Carling ET AL (1992), införs koefficient k_E , som beror på knäckningslasten

$$k_E = \frac{N_{cr}/A}{f_c} = \frac{\pi^2 E}{f_c \lambda^2} \quad (3.10)$$

Med N från ekvation (3.9) och N_{cr} från ekvation (3.10) kan den totala beskrivas excentriciteten som

$$u_{mitt} = e \frac{k_E A f_c}{k_E A f_c - \sigma_c A} = e \frac{k_E}{k_E - \sigma_c / f_c} \quad (3.11)$$

Spänningar, orsakade av normalkraften och böjande moment (Figur 3.1.a), i mittsnittet är

$$\sigma_m = \frac{N \cdot u_{mitt}}{W} = \frac{\sigma_c A}{W} e \frac{k_E}{k_E - \sigma_c / f_c} \quad (3.1.12)$$

där σ_m avser mittböjspänningar i utböjt läge. Sätt detta in i brottkriteriet (3.1) fås

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_c A}{W f_m} e \frac{k_E}{k_E - \sigma_c / f_c} \leq 1 \quad (3.13)$$

Genom att sätta uttrycket (3.13) lika med 1 och

$$\sigma_c / f_c = \kappa_{cr} \quad (3.14)$$

kan κ_{cr} lösas ut

$$\kappa_{cr} = \frac{1}{2} \left(1 + \left(1 + \frac{eA}{W} \frac{f_c}{f_m} \right) k_E - \sqrt{\left(1 + \left(1 + \frac{eA}{W} \frac{f_c}{f_m} \right) k_E \right)^2 - 4k_E} \right) \quad (3.15)$$

κ_{cr} kallas för omräkningsfaktor och beror på pelares materialegenskaper och geometriska måtten. För skandinaviskt gran- eller furuvirke gäller att $f_c/f_m \approx 0,95$ och $E/f_c \approx 300$ och med $e = 0,003 \cdot l \Rightarrow EA/W = 0,005\lambda$ för rektangulära tvärsnitt med slankhetstalet

$$\lambda = \frac{l}{i} \quad (3.16)$$

där l är pelares fria längd och i tröghetsradie. Omräkningsfaktorn kan överskrivas som

$$\kappa_{cr} = \frac{1}{2} \left(1 + \left(1 + \frac{1}{200} \lambda \right) k_E - \sqrt{\left(1 + \left(1 + \frac{1}{200} \lambda \right) k_E \right)^2 - 4k_E} \right) \quad (3.17)$$

där

$$\begin{cases} k_E = 3000 / \lambda^2 \\ k = 0,5 + (0,5 + 0,0025 \cdot \lambda) k_E \end{cases} \quad (3.18)$$

och omräkningsfaktor blir

$$\kappa_{cr} = k - \sqrt{k^2 - k_E} \quad (3.19)$$

Utom en centrisk normalkraft påverkas en väggpelare även av en horisontell vindlast. Horisontella lasten orsakar ytterligare ett moment M_0 (Figur 3.1.b), som är maximalt i mittsnittet. Motsvarande böjspänning betecknas med σ_m . Initialmomentet hos centriskt belastade pelaren var $N(u + u_0) = N \cdot u_{mitt}$ men för den tvärbelastade $N \cdot u_{mitt} + M_0$.

Insatt i ekv. (3.13) fås brottkriteriet för en tvärbelastad pelare med initiala imperfektioner

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_c A}{W f_m} \left(e + \frac{\sigma_m W}{\sigma_c A} \right) \frac{k_E}{k_E - \sigma_c / f_c} \leq 1 \quad (3.20)$$

Genom att omformera (3.20) med $\sigma_c / f_c = \kappa_{cr}$ blir bärförmåga för en tvärbelastad pelare

$$\frac{\sigma_c}{\kappa_{cr} f_c} + \frac{\sigma_m}{f_m} \frac{1}{1 - \frac{\kappa_{cr} \sigma_c}{k_E f_c}} \leq 1 \quad (3.21)$$

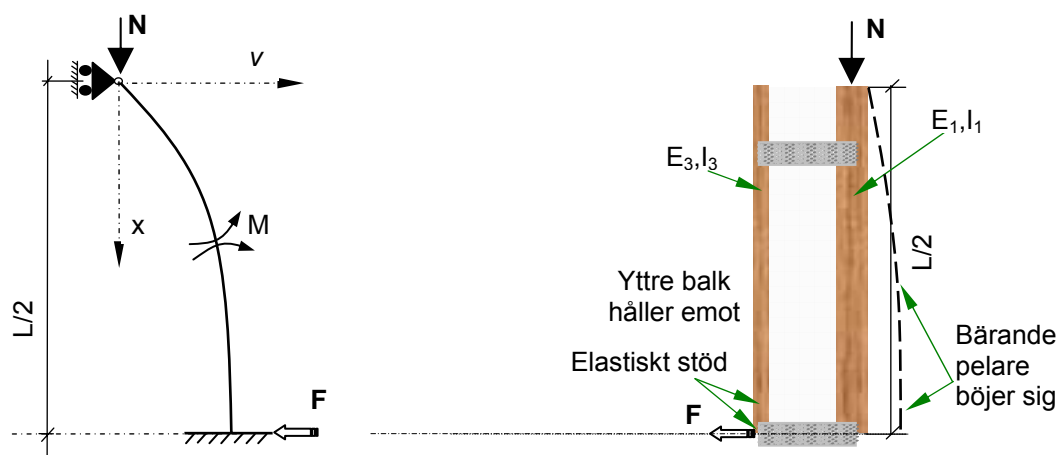
Ekvation (3.21) från icke linjära eller så kallade andra ordningens elasticitetsteori är brottkriteriet vid bärförmågeberäkningar.

3.1.2 Fritt upplagd bärande pelare med elastiska stöd

Väggregeln kan uppfattas som en fritt upplagd bärande pelare med ett eller flera elastiska stöd från yttersta balken, beroende på antal förband (Fahleson 2009). Då förkortas bärande regelns knäckningslängd. På grund av att förbanden vid regeländarna ligger nära upplagsstöden, är dess inverkan som elastiska stöd mycket liten. I detta avsnitt betraktas standardregeln som en fritt upplagd pelare med ett elastiskt stöd i mitten.

Pelare med ett elastiskt stöd.

Pelare med ett elastiskt stöd i mitten visas i Figur 3.2. Med N betecknas den axiella trycklasten, medan F står för kraften i stödet, alltså den kraft som kommer från yttre regeln.



Figur 3.2 *Vänster: Halva den bärande regeln axiellt belastad med kraften N . Kraften F i regelns mitt kommer från det elastiska stödet d.v.s. yttre regeln. Höger: Tolkning av standardregel som pelare med ett elastiskt stöd i mitten.*

Differentialekvation för elastisk stabilitet (Bernspång 2009) är

$$EI_1 v'' = \frac{\alpha v \left(\frac{L}{2} \right)}{2} x - Nv \quad \text{eller} \quad v'' + k^2 v = \frac{\alpha x v \left(\frac{L}{2} \right)}{2EI_1} \quad (3.22)$$

där v står för den fritt upplagda regelns nedböjning, α för elastiska stödets fjäderkonstant, L för regelns längd och $k^2 = N/E_1 I_1$ (Popov 1998).

Kraften i stödet är

$$F = \alpha v \quad (3.23)$$

och regelns nedböjning i mitten

$$v = \frac{FL^3}{48E_3 I_3} \quad (3.24)$$

Från ekv. (3.23) och (3.24) fås fjäderkonstanten

$$\alpha = \frac{48E_3 I_3}{L^3} \quad (3.25)$$

Allmänna lösningen till ekvation (3.22) är

$$v = A \sin kx + B \cos kx + Cx \quad (3.26)$$

Randvillkor $v(0) = 0$; $v'(0) = 0$; $v(L/2) = 2F / \alpha$ ger värden på konstanterna A, B, C

$$A = -\frac{\alpha}{2k \cdot \cos \frac{kL}{2}} v\left(\frac{L}{2}\right);$$

$$B = 0;$$

$$C = \frac{\alpha}{2} v\left(\frac{L}{2}\right);$$

insatt A, B, C i ekvation 3.26 fås ekvation för k

$$k\left(\frac{L}{2} - \frac{2}{\alpha}\right) = \tan \frac{kL}{2} \quad (3.27)$$

Enligt Timoshenko och Gere (1936) gäller sambandet

$$kL = \frac{\pi}{\beta} (2n-1) \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (3.28)$$

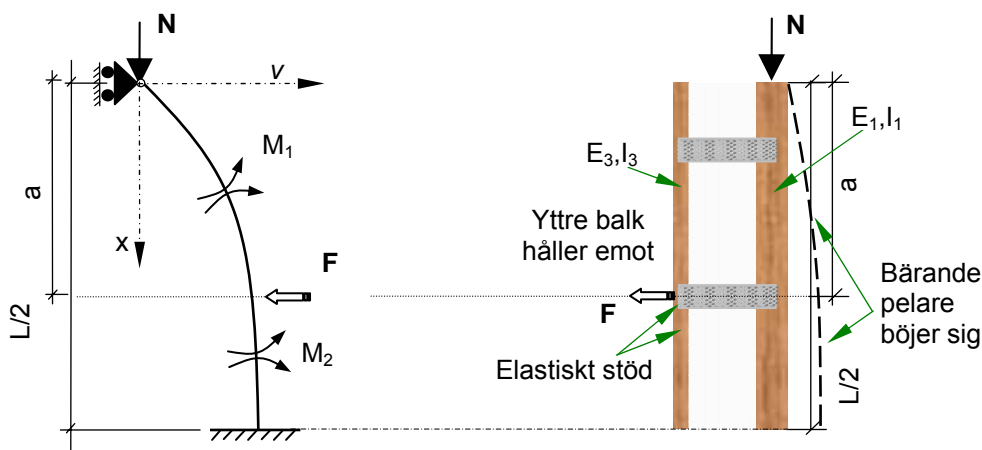
där den största utböjningen ges av det minsta n , d.v.s. $n = 1$ och faktor β som bestämmer regelns knäckningslängd bestäms med

$$\beta = \frac{\pi}{kL} \quad (3.29)$$

Uträkningen av faktor β redovisas i BILAGA 3.

Pelare med två stycken elastiska stöd.

Pelare med två stycken elastiska stöd (Figur 3.3) gäller för en modifierad standardregel som har fyra stycken förband. Förbanden vid regeländarna ligger nära upplagsstöden och har mycket liten inverkan. Två mittersta förband utgör elastiska stöd.



Figur 3.3 *Vänster: Halva den bärande regeln axiellt belastad med kraften N . Kraften F i regelns mitt kommer från det elastiska stödet d.v.s. yttre regeln. Höger: Tolkning av standardregel som pelare med två elastiska stöden.*

Differentialekvationer för elastisk stabilitet (Bernspång 2009)

$$\begin{cases} EI_1 v'' = Fx - Nv & \text{då } 0 \leq x \leq a \\ EI_1 v'' = Fa - Nv & \text{då } a \leq x \leq L/2 \end{cases} \quad \text{eller} \quad \begin{cases} v'' + k^2 v = \frac{Fx}{EI_1}, & \text{då } 0 \leq x \leq a \\ v'' + k^2 v = \frac{Fa}{EI_1}, & \text{då } a \leq x \leq L/2 \end{cases} \quad (3.30)$$

v står för den fritt upplagda regelns nedböjning, α för elastiska stödets fjäderkonstant, L för regelns längd och $k^2 = N/E_1 I_1$ (Popov 1998).

Allmänna lösningen till ekv. (3.30)

$$\begin{cases} v_1 = A_1 \cos kx + B_1 \sin kx + \frac{Fx}{N} & \text{då } 0 \leq x \leq a \\ v_2 = A_2 \cos kx + B_2 \sin kx + \frac{Fa}{N} & \text{då } a \leq x \leq L/2 \end{cases} \quad (3.31)$$

och randvillkoren $v_1(0) = 0$; $v_1(a) = v_2(a)$; $v_1'(a) = v_2'(a)$; $v_2'(L/2) = 0$; ger

$$\begin{aligned} A_1 &= 0; & B_1 &= \frac{-F}{Nk} \cdot \left(\sin ak \cdot \tan \frac{L}{2} k + \cos ak \right) \\ A_2 &= \frac{-F}{Nk} \cdot \sin ak; & B_2 &= \frac{-F}{Nk} \cdot \sin ak \cdot \tan \frac{L}{2} k \end{aligned}$$

Konstanterna A_1, B_1, A_2, B_2 insatt i ekv. (3.31) ger pelarens utböjning

$$\begin{cases} v(x) = \frac{-F}{Nk} \cdot \left(\sin ak \cdot \tan \frac{L}{2} k + \cos ak \right) \cdot \sin kx + \frac{F}{N} x & \text{då } 0 \leq x \leq a \\ v(x) = \frac{-F}{Nk} \cdot \left(\cos kx + \tan \frac{L}{2} k \cdot \sin kx \right) \cdot \sin ak + \frac{F}{N} a & \text{då } a \leq x \leq L/2 \end{cases} \quad (3.32)$$

Från kraften i elastiska stödet $F = \alpha \cdot v(x)$ och regelns utböjning vid $x = a$ fås elastiska stödets fjäderkonstant

$$\alpha = \frac{6E_3 I_3}{a^2 (3L - 4a)} \quad (3.33)$$

$F = \alpha \cdot v(x)$ och $N = k^2 E_1 I_1$ insatt i ekvation (3.32) ger sambandet för k

$$\left(k \frac{h_1}{h_3} \right)^3 \cdot \frac{a^2 (3L - 4a)}{6} - ka + \sin^2 ka \cdot \tan k \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \sin 2ka = 0 \quad (3.34)$$

Vidare som i fallet med ett elastiskt stöd gäller ekvationerna (3.28) och (3.29). Mer detaljerad beräkning av framtagande av α, k, β i BILAGA 4.

3.2 SAMMANSATTA TVÄRSNITT MED OFULLSTÄNDIG SAMVERKAN

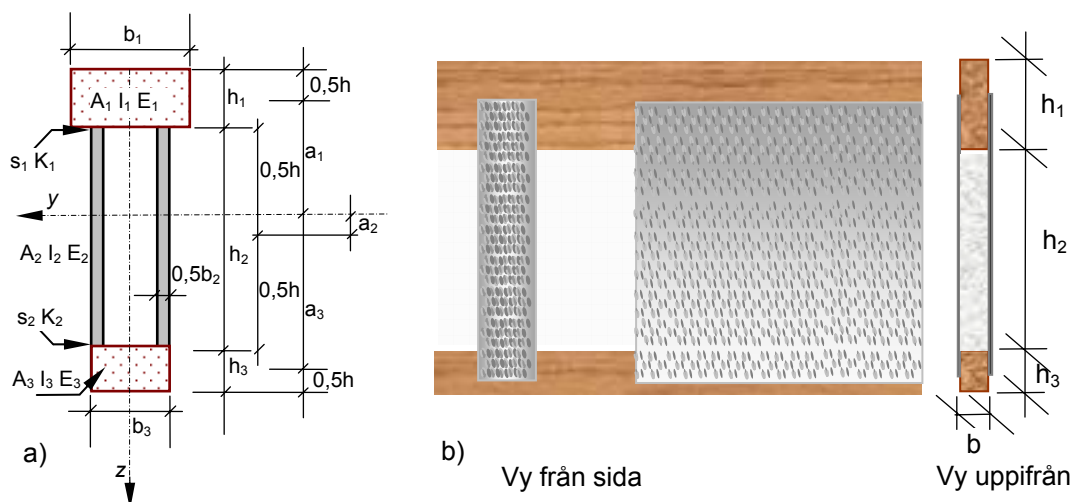
Med sammansatta tvärsnitt menas balkar/pelare/reglar som har byggts upp av flera delar och fogats ihop med hjälp av lim, spik, skruv eller dess kombination (Carling 2001). Tvärsnitten av trä som är hopfogade med mekaniska förband erhåller ej full samverkan mellan delarna, det vill säga att delarna förskjuts inbördes när balken/pelaren/regeln belastas. Tvärsnittets samverkansgrad kan variera.

I övrigt för bärförståberäkningar för sammansatta pelare med ofullständig samverkan används samma brottkriterie som för massiva pelare (ekvation (3.21)). Men på grund av att sammansatta tvärsnittets geometri inte är rektangulärt, skiljer sig även omräkningsfaktorn κ_{cr} . Omräkningsfaktorn i sin tur beror på det aktuella slankhetstalet λ , därför införs ett effektivt slankhetstal λ_{ef} för sammansatta tvärsnitt.

3.2.1 Låd-tvärsnitt

Med vissa korrigeringar kan regeln uppfattas som en pelare med låd-tvärsnitt, d.v.s. regeln uppfattas som en pelare med låd-tvärsnitt, där regelns båda trädelar utgör pelarens flansar medan pelarens liv formas av förbanden. Det finns en skillnad mellan standardregel och pelare med låd-tvärsnitt p.g.a. att ett vanligt låd-tvärsnitts liv stäcker sig i hela pelarens längd medan standardregeln har ett begränsat antal förband. Trots att livets bidrag till pelares bärförstå är litet, medför skillnaden vissa approximationer inom beräkningar.

I EUROCODE 5 (1998) finns det färdiga beräkningsekvationer för T-, I- och låd-tvärsnitten. Enligt Carling ET AL (1992) är ekvationerna närformler som är baserade på differentialekvationens lösning där momentkurvan är approximativt sinusformad. I Figur nedan visas låd-tvärsnittet med ingående parametrar, enligt EUROCODE 5.



Figur 3.4 a) Låd-tvärsnitt (Danska Statens Byggeforskningsinstitutet).
b) Tolkning av standardregel som pelare med låd-tvärsnitt.

Bärförmåga för en pelare med låd-tvårsnitt beräknas som för massiva pelare där omräkningsfaktor κ_{cr} med hänsyn till knäckning bestäms med det effektiva slankhetstalet

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad (3.35)$$

där den totala arean

$$A_{tot} = A_1 + A_3 \quad (3.36)$$

och effektiva tröghetsmomentet

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E} \quad (3.37)$$

I ovanstående ekvation (3.37) bestäms den effektiva böjstyvheten som

$$(EI)_{ef} = \sum_1^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (3.38)$$

där I_i betecknar tröghetsmomentet för en enskild pelare

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (3.39)$$

och A_i betecknar arean för enskild pelare

$$A_i = b_i h_i \quad (3.40)$$

för $i = 1$ och 3 , d.v.s. för den bärande och för den yttre regeln.

Samverkansgrad mellan enskilda delar av tvärsnittet uttrycks som

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1} \text{ för } i = 1 \text{ och } 3 \text{ medan } \gamma_2 = 1 \quad (3.41)$$

där K_i är förskjutningsmodul för spik och s_i är centrumavstånd mellan spikgrupper.

Med a_i i ekvation (3.38) betecknas avståndet mellan tyngdpunkten hos lamell i och neutrallagret i det sammansatta tvärsnittet, definierat av

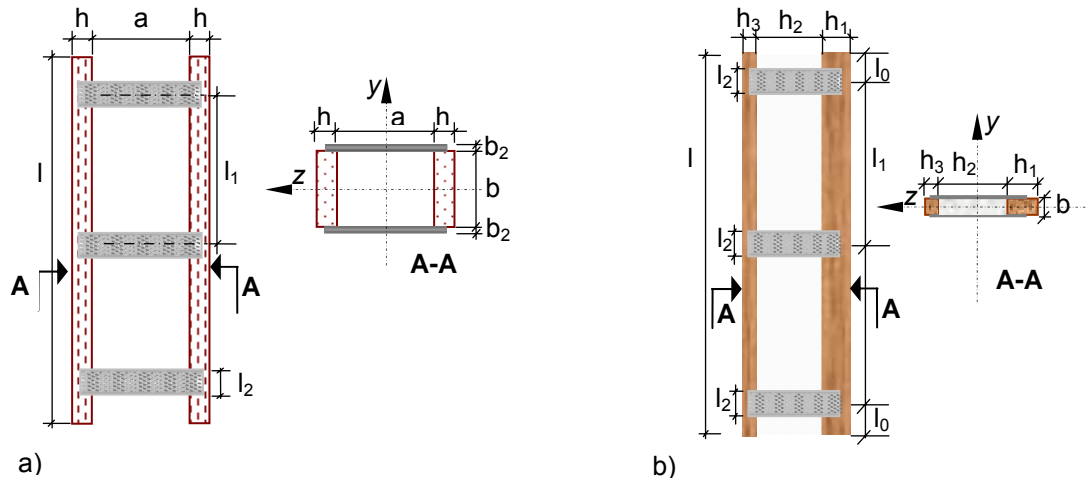
$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (3.42)$$

För teoretiska beräkningar uppmäts s -avståndet medan förskjutningsmodul tas från tidigare utförda försök (se vidare avsnitt 2.3). Tidigare försök på Villa Varms regler har utförts av Träteknik från Sveriges Tekniska Forskningsinstitut (sp.se). Resultaten är sekretessbelagda och redovisas därför ej i detta arbete.

3.2.2 Ramverkssträva - tvärsnitt med ofullständig samverkan

Pelare/reglar som sammanfogas med mellanläggsklotsar eller laskar kallas för ramverkssträvor (Carling ET AL (1992)). Förbanden kan vara antingen spikade, skruvade eller limmade i kombination med mellanläggsbrickor. Ramverkssträvor som är sammanfogade med laskar brukar kallas för pelare av Vierendeeltyp (eng. spaced columns with nailed battens).

I Figur 3.5.a visas Vierendeelpelare, bestående av två strävor, med dess ingående parametrar, som enligt Thelandersson, Larsen (2003) är utarbetat i Danska Statens Byggeforskningsinstitutet och inkluderat EUROCODE 5. Motsvarande tolkning av standardregel som Vierendeelpelare illustreras i Figur 3.5.b. De avvikelser som förekommer inom i EUROCODE 5 ställda krav för Vierendeelpelarnas geometriska egenskaper behandlas i slutet av detta avsnitt.



Figur 3.5 a) Vierendeelpelare (Danska Statens Byggeforskningsinstitutet).
b) Tolkning av standardregel som Vierendeelpelare.

Även för regler av typen Vierendeel beräknas bärförmåga vid axiell belastning som för massiva pelare enligt ekvation 3.21, där omräkningsfaktor κ_{cr} med hänsyn till knäckning bestäms med effektiva slankhetstalet λ_{ef} . I övrigt bestäms effektiva slankhetstalet för ett dubbelsymmetriskt tvärsnitt (Höglund (1994)) som

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \quad (3.43)$$

I ovanstående ekvation är λ_1 slankhetstalet för en enskild pelare, d.v.s. en del av regel vilket för en pelare med rektangulärt tvärsnitt uttrycks som

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{h} \sqrt{12} \quad (3.44)$$

där l_1 är avstånd mellan förbandens mittpunkter och h den enskilda pelarens tvärsnittshöjd (se Figur 3.5.a), medan slankhetstalet λ för den sammansatta pelaren under förutsättning av full samverkan uttrycks som

$$\lambda = l \sqrt{A_{tot} / I_{tot}} \quad (3.45)$$

där

$$A_{tot} = nA \quad (3.46)$$

med antal ingående pelare n .

Totala tröghetsmomentet I_{tot} för strävor med rektangulärt tvärsnitt beräknas med ekvation

$$I_{tot} = b \left((2h + a)^3 - a^3 \right) / 12 \quad (3.47)$$

I ekvationer 3.46 och 3.47 betecknas avstånd mellan pelarna med a och tvärsnittsarea hos en pelare med tvärsnittsbredd b betecknas med A .

Med hänsyn till träets egenskaper i EUROCODE 5 införs en osäkerhetsfaktor η som beaktar inverkan av förbandets styvhet. Då det effektiva slankhetstalet för ramverkssträvan av Vierendeeltypen uttrycks som

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.5\eta\eta\lambda_1^2} \quad (3.48)$$

Standardregelns utformning skiljer sig från tvärsnitten som behandlats i EUROCODE 5 enligt följande

1. Förbanden.

I EUROCODE 5 krävs att laskarnas längd uppfyller $l_2/a \geq 2$, vilket innebär att det minsta förbandets längd bör vara 400 mm när avståndet mellan reglarna är 200 mm. Samtidigt i EUROCODE 5 ska laskarna vara av trä. Eftersom standardregelns förband är spikplåt av stål, är deras bärförmåga mycket större jämfört med träförbandens. Vid antagande att laskarnas bärförmåga är tillräcklig, d.v.s. brott inträffar ej i förbanden, anses det vara acceptabelt att förbise ovannämnda krav.

2. Osäkerhetsfaktor som beaktar inverkan av förbandets styvhet.

Värdena på osäkerhetsfaktor η är tabellerade och anges enbart för spikade eller limmade förband. Värdena varierar något i olika litteratur. I Tabell 3.1 anges η värden enligt Carling ET AL (1992) och EUROCODE 5 (1998).

Tabell 3.1 Värdena på osäkerhetsfaktor enligt
Carling ET AL (1992) och EUROCODE 5 (1998).

	Enligt Carling ET AL		Enligt EUROCODE 5	
	Limmade förband	Spikade förband	Limmade förband	Spikade förband
Lasttyp B	2	5.25	2	6
Lasttyp C	2	4.5	2	4.5

När pelare som har tvärsnitt med ofullständig samverkan belastas, förskjuts dess delar inbördes. Styvare förband ger mindre förskjutningar. Inom mekaniska träförband är limförbanden som styvast. Tillverkningsmetoder medför att tvärkraftsbelastade spikplåtarnas verknings sätt liknar mest de limmade förbandens, d.v.s. förskjutningarna mellan spikplåtar och trä är mycket små (Carling ET AL (1992)). Därför anses osäkerhetsfaktorn η för standardregeln lika med 2.3 vara rimlig i detta examensarbete. I en regelände inpressade spikplåtar visas i Figur 3.6, de 1.5 mm långa ”spiktaggar” gör förbandet styvt.



Figur 3.6 Ett tvärsnitt där spikförband på båda reglssidorna och cellplast emellan syns.

3. Tvärsnitt.

I EUROCODE 5 förutsätts bland annat att tvärsnittet är sammansatt av 2, 3 eller 4 strävor och det fria avståndet mellan strävorna är högst $6h$, vilket innebär att minsta tvärsnittshöjd för en enskild regel ej får understiga 34 mm. Strävorna förutsätts vara identiska, d.v.s. tvärsnittet är dubbelsymmetriskt.

På grund av att standardregelns tvärsnitt är enkelsymmetriskt, d.v.s. $b_1 = b_3$ men $h_1 \neq h_3$ införs följande ändringar i ekvationer (3.44) och (3.47).

I ekvation 3.43, där tvärsnittets effektiva slankhetstal framtas, används slankhetstalet för en enskild pelare (ekvation 3.44), vilket för standardregel omskrivs till

$$\lambda_1^2 = \left(\frac{l_1}{h} \sqrt{12}\right)^2 = \left(\frac{l_1}{h} \sqrt{12}\right) \left(\frac{l_1}{h} \sqrt{12}\right) = \left(\frac{l_1}{h_1} \sqrt{12}\right) \left(\frac{l_1}{h_3} \sqrt{12}\right) = \lambda_1 \lambda_3 \quad (3.50)$$

Det totala tröghetsmomentet omskrivs till

$$I_{tot} = b \left((2h + a)^3 - a^3 \right) / 12 = b \left((h_1 + h_3 + a)^3 - a^3 \right) / 12 \quad (3.51)$$

I ovanstående två ekvationer står h_1 för den bärande regelns tvärsnittshöjd medan h_3 står för den yttre regelns tvärsnittshöjd. Sambanden (3.50) och (3.51) anses vara rimliga för att beskriva regel som är sammansatt med två strävor medan de ej gäller för större antal strävor.

3.3 SAMMANSTÄLLNING AV TEORETISKA MODELLER

En kort sammanställning av de teoretiska modeller som kan användas för att förklara beteendet hos standardregeln illustreras i Tabell 3.2.

Tabell 3.2 *Kort sammanställning av teoretiska beräkningsmodeller.*

Metod	Kort beskrivning	Knäck-längd	Slankhetstal
1. Fritt upplagd pelare med massivt tvärsnitt	$N_{cr} = f_{ck} A \kappa_{cr}$ $\kappa_{cr} \text{ beror på } \lambda$ <p>Räknas som en massiv pelare med rektangulärt tvärsnitt</p>	$l_c = l$	$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{I/A}}$
2. Regel med elastiska stöden	$N_{cr} = f_{ck} A \kappa_{cr}$ $\kappa_{cr} \text{ beror på } \lambda$ <p>Räknas som en massiv pelare med rektangulärt tvärsnitt</p>	$l_c = \beta l$	$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{I/A}}$
3. Regel med Låd-tvärsnitt	$N_{cr} = f_{ck} A \kappa_{cr}$ $\kappa_{cr} \text{ beror på } \lambda_{ef}$ <p>Räknas som pelare med Låd-tvärsnitt enl. EUROCODE 5</p>	$l_c = l$	$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}}$, där $A_{tot} = nA$ och $I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E}$ <p>Effektiv böjstyvhet</p> $(EI)_{eff} = \sum_1^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$ $\gamma_2 = 1; \gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1} \text{ för } i = 1, 3$ $I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \text{ och } A_i = b_i h_i$
4. Regel av Vierendeel typ	$N_{cr} = f_{ck} A \kappa_{cr}$ $\kappa_{cr} \text{ beror på } \lambda_{ef}$ <p>Räknas som Vierendeelpelare enl. EUROCODE 5</p>	$l_c = l$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.5n\eta\lambda_1^2}$, där $\lambda = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}} \text{ och } \lambda_1 = \frac{l_1}{h} \sqrt{12}$ $A_{tot} = nA$ $I_{tot} = b \left((2h+a)^3 - a^3 \right) / 12$

3.4 JUSTERING AV MODELLER FÖR NORMALKRAFT

Kriteriet för bärförmåga enligt andra ordningens teori enligt avsnitt 3.1.1 är

$$\frac{\sigma_c}{\kappa_{cr} f_c} + \frac{\sigma_m}{f_m} \frac{1}{1 - \frac{\kappa_{cr} \sigma_c}{k_E f_c}} \leq 1$$

Genom att omskriva ekvation 3.1.21 med $\sigma_c = N/A$ och $\sigma_m = M/W$ fås att

$$\frac{\sigma_c}{\kappa_{cr} f_c} = \frac{N_{cr}}{\kappa_{cr} b h_{ef} f_c} \quad (3.52)$$

som står för bärförmågan för en axialbelastad pelare med initiella imperfektioner. Och

$$\frac{\sigma_m}{f_m} \frac{1}{1 - \frac{\kappa_{cr} \sigma_c}{k_E f_c}} = \frac{M}{\frac{b (h_{ef} b_{öj})^2}{6} f_m} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\kappa_{cr} N_{cr}}{k_E b h_{ef} f_c}} \quad (3.53)$$

står för bärförmåga för en horisontellbelastad pelare tillsammans med momenttillskottet orsakat av den axiella belastningen.

Med hänsyn till väggregelns specifika upplägg (se Figur 2.2) är $h_{ef\ b_{öj}} > h_{ef}$ på grund av att vid horisontell belastning samarbetar yttre och inre regel i högre grad än vid axial belastning, då enbart den inre regeln bär den axiella lasten. Genom att ta hänsyn till de olika sammansatta tvärsnittens effektiva höjder kan en vis materialbesparing erhållas. Därför är det av största vikt att undersöka tvärbelastad regel, samtidigt är arbetet begränsat i tid och därför undersöks regelns bärförmåga vid enbart axiell belastning. Detta innebär en liten överdimensionering i framtiden, dock på säkra sidan.

Bärförmåga för en axialbelastad pelare med initiella imperfektioner blir således $\sigma_c \leq \kappa_{cr} f_c$ och regler ska undersökas vid axialbelastning parallellt fiberriktningen enligt

$$N_{cr} = \kappa_{cr} f_c A \quad (3.54)$$

3.5 VAL AV PROVNINGSOBJEKT

Beräkningar grundade på teoretiska modeller ger en maximal teoretisk brottlast N_{cr} . Olika värden på brottlasten mellan modellerna visar på reglarnas samverkansgrad, d.v.s. hur många procent från yttre regels tvärsnittsarea kan räknas med till bärförmågan jämfört med en pelare med massivt rektangulärt tvärsnitt. Efter försöken erhålles faktisk brottlast.

Genom teoretiska beräkningar bestäms de geometriska parameterändringar som är lämpligast att undersöka i praktiska försök. Sådana variationer kan vara tvärsnitts ändringar och ändring på antalet förband. Ändringar på förbandens geometriska parametrar undersöks ej p.g.a. att förbandens bärförmåga redan anses tillräcklig. Av samma skäl undersöks pålastning på den yttre regeln, till exempel i form av en yttervägg, inte heller.

Teoretiska beräkningar utförs inte bara för de tre modeller som förutser en vis samverkan mellan konstruktionsdelarna (Tabell 3.2) utan också på enbart den bärande regeln, d.v.s.

en pelare med rektangulärt tvärsnitt. Sistnämnda tas med i beräkningarna för att erhålla ett värde på brottlast som kan användas för att tolka konstruktionens samverkansgrad hos övriga utföranden, s.k. basförsök.

Standardregelns geometriska parameterändringar som undersöks redovisas i Tabell 3.3. Följande förkortningar används: regelns tvärsnittsbredd b , bärande regelns tvärsnittshöjd h_1 , yttre regelns tvärsnittshöjd h_3 och antalet förband på varje sida n .

Tabell 3.3 *I beräkningar ingående tvärsnittsmått.*

b [mm]	h_1 [mm]	h_3 [mm]	n [-]
34	varierar	45	3
varierar	95	45	3
34	95	45	varierar

Teoretiska beräkningarna utförs på befintlig regellängd 2.45 meter. I beräkningarna används virke K24 med elasticitetsmodul $E_{Rk} = 6900 \text{ MPa}$ och karakteristiskt hållfasthetsvärde vid tryck parallellt fibrerna $f_c = 23 \text{ MPa}$. Spikplåtens elasticitetsmodul $E_{Rk \text{ stål}} = 210 \text{ GPa}$.

Faktor β som påverkar regelns knäckningslängd sätts lika med 0.985 för regeln med tre förband på varje sida och lika med 0.951 för regeln med fyra förband på varje sida, då tvärsnittsbredden är 34 mm. För regeln med tvärsnittsbred 45 mm och tre förband på varje sida sätts faktor β lika med 0.981.

Säkerhetsfaktor η som beaktar inverkan av förbandets styvhet uppskattas till 2.3 p.g.a. att spikförbandens verknings sätt mest liknar de limmade förbandens (se Tabell 3.1).

För modeller som grundar sig i sammansatta tvärsnitt med ofullständig samverkan förutsätts att både inre och yttre pelare tar upp den centriska lasten. På grund av att enbart den inre regeln är upplagd på betongplattan medan den yttre hänger fritt som i Figur 2.2, tas lasten upp enbart av den inre pelaren. Därför sänks den beräknade totala bärförmåga med multiplikator

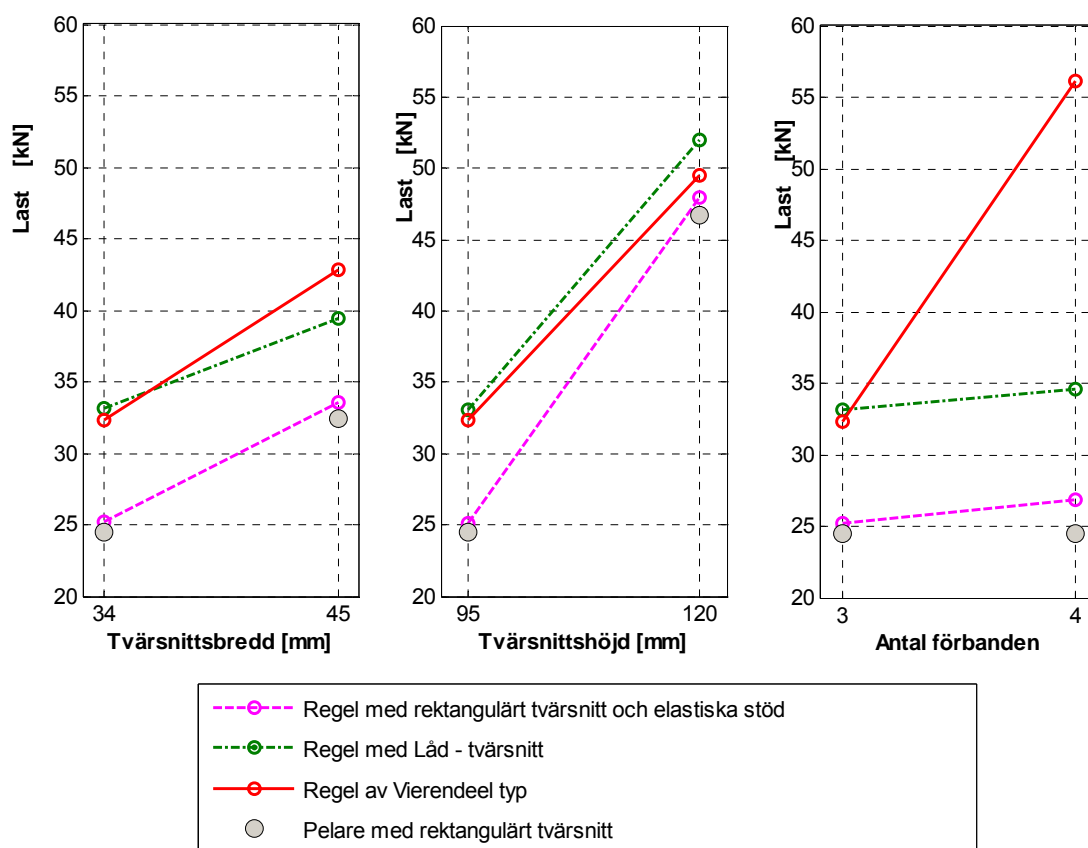
$$\frac{h_1}{h_1 + h_3} \quad (3.55)$$

d.v.s. andel av lasten som den bärande pelaren kan tänkas uppta.

Beräknad bärförmåga och dess ändring i procent jämfört med basmodellen för varje enskild modell redovisas i Tabell 3.4 och resultat illustreras i Figur 3.7.

Tabell 3.4 Beräknad bärförmåga.

Ingående geometriska parametrar			Motsvarande brottlast i kN och ökning av bärförmåga			
Tvärsnittsmått i mm		Antal förband	Basmodell (obs! inga förband)	Pelare med elastiska stöd	Pelare med låd-tvärsnitt	Vierendeelpelare
Bärande pelare	Yttre pelare					
34 x 95	34 x 45	3	24.47	25.16	33.12	32.37
45 x 95	45 x 45	3	32.39 + 32%	33.56 + 33%	39.43 + 19%	42.84 + 32%
34 x 120	34 x 45	3	46.77 + 91%	47.93 + 91%	51.97 + 56%	49.51 + 52%
34 x 95	34 x 45	4	24.47 + 0%	26.82 + 6%	34.57 + 4%	56.18 + 73%



Figur 3.7 Med teoretiska modeller beräknad brottlast, ingående parametrar från Tabell 3.4.

Från teoretiska beräkningar utgår att det verkar vara mer (sett till basmodellen) lönsamt att ändra bärande regelns tvärsnittshöjd än att välja en större tvärsnittsbredd för att höja regelns bärförmåga. Dock på grund av träets stora variation kan det vara problematiskt att avgöra vilken av beräkningsmodellerna beskriver reglarnas beteende bäst. Därför bör provas också reglarna med fyra stycken förband. Som utgår från beräknade brottlasten är det en påvisbar skillnad mellan beräkningsmodeller vid ökat antal förband.

4 PROVNING

Enligt Boverket (1994) är dimensionering genom provning en bestämning av karakteristisk bärförmåga och styvhet hos en konstruktionstyp genom provning av ett begränsat antal exemplar. Resultatet tillämpas på objekt som inte har provats. Enligt Boverkets byggavdelning (1994) är dimensionering genom provning normalt aktuell när det saknas en tillämplig beräkningsmetod eller när konstruktionens beteende inte kan beskrivas med önskvärd noggrannhet genom beräkningar.

Dimensionering genom provning är i första hand lämplig för industriellt serietillverkade produkter. Enligt Carling ET AL (1992) används en kombination av beräkning och provning med fördel i arbetet. Provningen används för att verifiera en beräkningsmetod.

4.1 FÖRSÖKSPLANERING

4.1.1 Provningens syfte och mål

Syftet med provningen är att skaffa ett underlag för en modell som med önskvärd noggrannhet beskriver ovannämnda väggreglars dimensionering i framtiden. Målet är att bestämma den sammansatta konstruktionens verkningssätt och faktiska bärförmåga i dess användningsområde.

4.1.2 Provningens omfattning och plats

Försökstester utförs i Complab, Luleå Tekniska Universitet. Provningen sker i skala 1:1 och omfattar dels undersökningen av hela väggregeln och dels enskilda delar av konstruktionen för bedömning av dess effekt för konstruktionens samverkan, samt modifikationer av standardregel. Provningen sker genom att belasta provkropparna axiellt i tryck parallellt fibrerna.

Provkropparna belastas och resultaten beräknas enligt Svenskt standard SS – EN 408. Enligt SS – EN 408 ska provet belastas med konstant hastighet så att kritiska lasten uppnås inom 300 ± 120 s och bärförmåga f_{co} i axiellt tryck beräknas med noggrannheten 1 % som

$$f_{co} = \frac{F_{\max}}{A} \quad (4.1)$$

Enligt SS-EN 408 konditioneras provkroppar i $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ i klimatklass 2 med RF på 80 %.

Virkets fuktkvot bestäms enligt ISO 3130 (1975) Wood -- Determination of moisture content for physical and mechanical tests och densitet enligt ISO 3131 (1975) Wood -- Determination of density for physical and mechanical tests.

Tre provkuber ur varje provkropp vägs, mäts och märks omedelbart efter tillsågning. Efteråt torkas de i temperatur $103^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. Efter torkningen mäts och vägs provkuberna ytterligare en gång. Träets fuktkvot enligt ISO 3129 – 1975 (E) beräknas som

$$w = \frac{m_w - m_{dry}}{m_{dry}} \cdot 100\% \quad (4.2)$$

Densitet

$$\rho_w = \frac{m_w}{V_w} \quad (4.3)$$

Torrdensitet

$$\rho_{dry} = \frac{m_{dry}}{V_{dry}} \quad (4.4)$$

I ekvationer (4.2 – 4.4) står m_w för provkubens massa innan torkning och m_{dry} för provkubens massa efter torkning, samt V_w och V_{dry} för provkubens volym innan och efter torkningen.

Densiteten ska justeras till 12 % fuktkvot med ekvation

$$\rho_{12} = \rho_w \cdot \left(1 - \frac{(1-K)(w-12)}{100} \right) \quad (4.5)$$

där konstanten K för fuktkvoter inom 7% och 17% beräknas som

$$K = 0.85 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_w \quad (4.6)$$

Enligt ISO 3129 – 1975 (E) beräknas medelvärden enligt ekvation

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (4.7)$$

Standardavvikelse

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (4.8)$$

Varians i procent

$$V = \frac{s}{x} \cdot 100\% \quad (4.9)$$

Felets medelvärde

$$s_r = \frac{s}{\sqrt{n}} \quad (4.10)$$

och testets precisions index med konfidensnivå 0.95

$$\rho = \frac{2s_r}{x} \cdot 100\% \quad (4.11)$$

I ovanstående ekvationer står x_i för ett enskilt mätvärde och n för antal mätvärden.

4.1.3 Provningsobjekt och material

Försöksobjekten är träreglar gjorda av virke K24. Reglarnas längd 2450 mm, tvärsnittsarea 34 x 45 mm² för den yttre och 34 x 95 mm² samt 34 x 120 mm² för de inre d.v.s. bärande regeln. Alla väggreglar är tillverkade i Villa Varms fabrik i Altersbruk (villavarm.se). Reglarna består av en inre bärande regel samt en yttre regel. Mellan de finns en kärna av cellplastisolering. Träbalkarna binds samman med tre eller fyra spikplåtar på vardera sidan.

Förbanden (spikplåtarna) är av stålqualität med $f_{yk} = 350$ kPa tillverkade av varmförzinkad och korrosionsskyddad stålplåt med tjocklek på 1.5 mm och mått 300 x 72 mm². Förbanden är typgodkända Z275 (275 g/m² zink) enligt SS-EN 10326:2004 vilket motsvarar korrosionsskyddets tjocklek på 20 µm (mitekab.se). Förbandets höjd 72 mm inkluderar 5 stycken ”taggar”. Antal rader med ”spiktaggar” är ca 3 för yttre regeln, 7 för bärande regeln med tvärsnittsarea 34 x 95 mm² och 9 för bärande regeln med tvärsnittsarea 34 x 120 mm². Mer detaljerad information om antalet ”spiktaggar” samt exakta avstånd mellan förbanden finns i avsnitt 4.2.

4.1.4 Urval, tillverkning och utformning av provkroppar, samt provningsanordning

Provningsen omfattar fyra försöksserier och sammanlagt ska det undersökas sexton stycken provkroppar. I tabell nedan ges en sammanfattning av provserierna med antalet ingående provkroppar och deras tvärsnittsmått. Alla ingående pelare är 2.45 meter långa.

Tabell 4.1 Sammanfattning av försöksserierna med mått och antal ingående provkroppar.

Försöksserie nr.	Tvärsnittsarea i mm		Antal förband	Antal provkroppar
	Bärande pelare	Yttre pelare		
SERIE 1	34 x 95	-	-	5
SERIE 2	34 x 95	34 x 45	3	5
SERIE 3	34 x 95	34 x 45	4	3
SERIE 4	34 x 120	34 x 45	3	3

De fyra försöksserier omfattar antingen fem eller tre stycken provkroppar. Med tanke på träets stora spridning kommer inte de proverna ge ett signifikant resultat, dock ger de en indikation på seriernas karaktär i jämförelse med varandra. I varje försöksserie märks provkropparna med nummer där första talet står för provserie och det andra för provkroppens nummer, till exempel 2.1 till 2.5 för försöksserie 2.

Försöksserie1 (basförsök).

Fem stycken pelare med tvärsnittsmått $34 \times 95 \text{ mm}^2$ provas (Se Figur 4.2). Försöksseriens provkroppar är slumpmässigt hämtade ur icke monterade standardreglar.



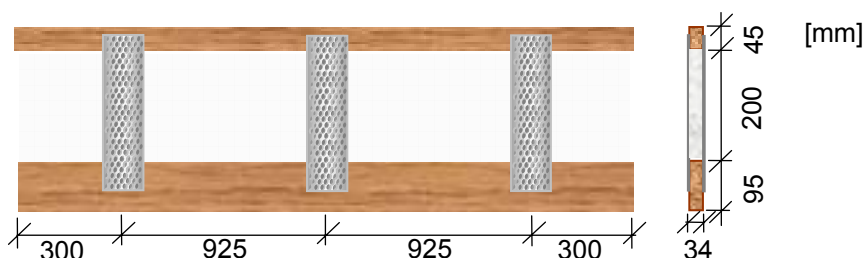
Figur 4.1 Mått för pelare ingående i försöksserie 1.

Motivering.

Ett statistiskt underlag för bärförmåga för den befintliga standardregelns bärande pelare erhålls.

Försöksserie 2.

Fem stycken befintliga standardreglar med tvärsnittsmått som i Figur nedan provas. De färdiga väggreglarna inklusive förbanden för försöksserie 2 är slumpmässigt tagna ur serieproduktion hos Villa Varm.



Figur 4.2 Tvärsnittsmått för reglar ingående i försöksserie 2.

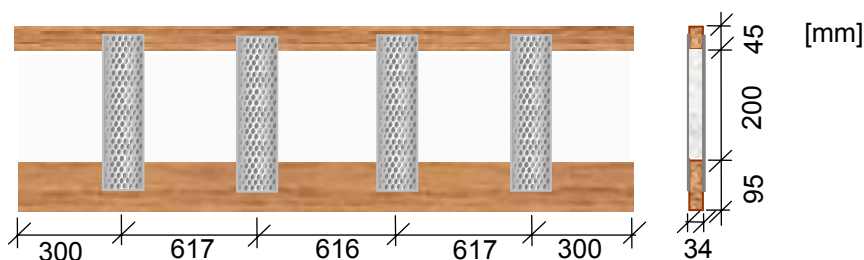
Motivering.

Ett statistiskt underlag för bärförmåga för den befintliga standardregeln erhålls.

Reglarnas indikation på samverkan vid axiell belastning undersöks för att åstadkomma ett effektivt tvärsnittsmått för den sammanlagda regeln jämfört med en enskild bärande regel.

Försöksserie 3.

Tre stycken modifierade provkroppar provas. Variationen är fyra stycken förband på varje sida på den nuvarande standardregeln. Reglarnas tvärsnittsmått som i Figur 4.4. Väggreglar med förbanden för försöksserie 3 är speciellt tillverkade från det material som används inom serieproduktion hos Villa Varm.



Figur 4.3 Tvärsnittsmått för reglar ingående i försöksserie 3.

Motivering.

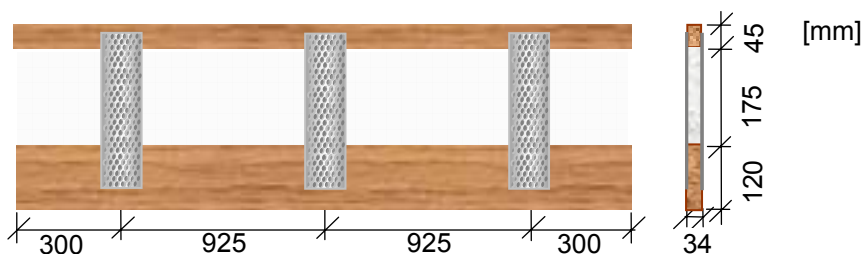
Bärförmåga för standardreglar med flera förband undersöks. Reglarnas indikation på samverkan beroende på antalet förband undersöks.

Enligt de teoretiska beräkningarna (se avsnitt 3.5) visar det sig att variationen - antalet förband - kan ha avgörande effekt för bestämning av den lämpligaste teoretiska beräkningsmodellen för väggreglar.

Fyra förband väljs p.g.a. då är F_{\max} variation mellan beräkningsmodeller indikeras som störst.

Försöksserie 4.

Tre stycken provkroppar med modifierad tvärsnittsarea för den bärande regeln (Figur 4.5) provas. Antal förband som i försöksserie 2, d.v.s. tre stycken på varje sida. Väggreglar med förbanden för försöksserie 4 är speciellt tillverkade från det material som används inom serieproduktion hos Villa Varm.



Figur 4.4 Tvärsnittsmått för regler ingående i försöksserie 4.

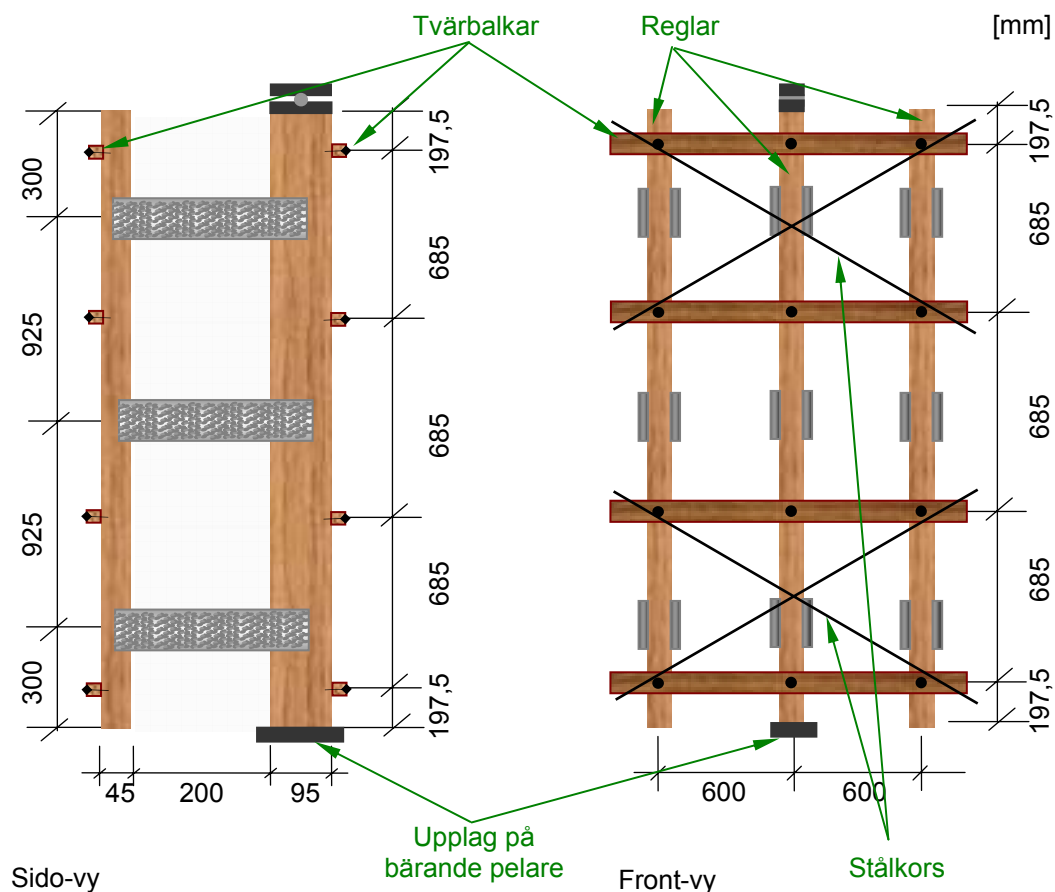
Motivering.

En maximal last för regel med tvärsnittsmått $34 \times 120 \text{ mm}^2$ erhålls (beställarens önskemål att erhålla kritisk last för bärande regel med tvärsnittshöjd upp till 120 mm).

Enligt de teoretiska beräkningarna (se avsnitt 3.5) verkar det vara lönsamt att ändra bärande regelns tvärsnittshöjd för att öka bärförmågan, sett till basmodellen (försöksserie 1). Provkropparnas mått $34 \times 120 \text{ mm}^2$ är valda på grund av att det är det största standardmåttet för virke K 24 med bredden 34 mm.

4.1.5 Försöksuppställning

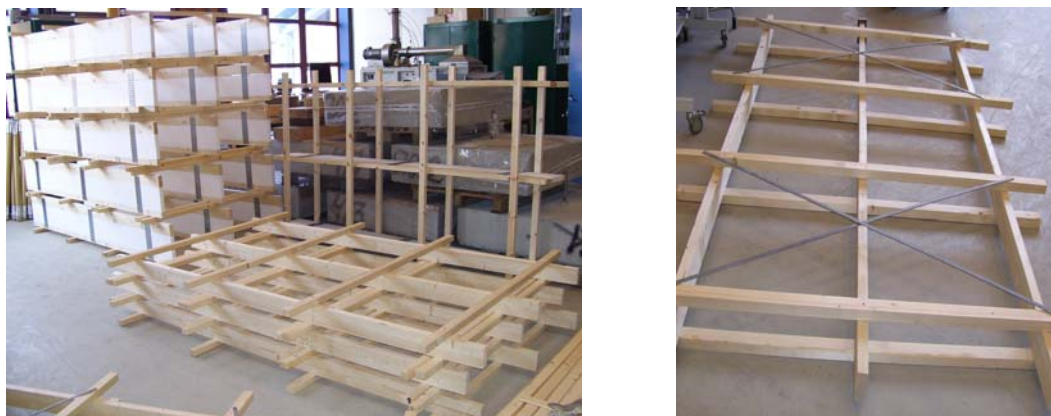
I Figur 4.6 som ett exempel visas försöksuppställningen för serie 2, övriga försöksserier genomförs på liknande vis. För att undvika utknäckning i vek led, utformas alla provkroppar i form av en minivägg som skall staga regler (Figur 4.5). Miniväggen består av provkroppen och likadana väggreglar på var sin sida. Alla tre väggreglar spikas samman på båda sidor med 4 stycken tvärgående träbalkar med centrumavstånd 685 mm. Tvärbalkarnas längd är 1600 mm och tvärsnittsarea $34 \times 45 \text{ mm}^2$. Spikarna som används är varmförzinkade träspikar $100 \text{ } \varnothing 3,4 \text{ mm}$ och spikas för hand. Slutligen, som avstyvning, skruvas det 2 stycken stålkors över det översta och understa facket (på en sida) med skruvar. Ensidig uppstyvning t.ex. beklädnad anses räcka enligt Carling ET AL (1992), för att styva upp en vägg.



Figur 4.5 Illustration av minivägg.

Provkroppar ska belastas enligt Svenskt standard SS – EN 408 för undersökning av bärförmåga för bärande pelare med axialtryck. Lasten ska påföras på bärande regel. Reglens bågge ändar kläms fast. För att övriga regler ingående i miniväggen inte ska medverka vid lastupptagning, har de varken övre eller undre upplag, d.v.s. de hänger fritt. Även yttre regel för provkroppar, ingående i försöksserie 2, 3 och 4 hänger fritt. Detta för att åstadkomma en uppställning så nära realiteten som möjligt (Se Figur 2.2). Upplaget illustreras i Figur 4.5.

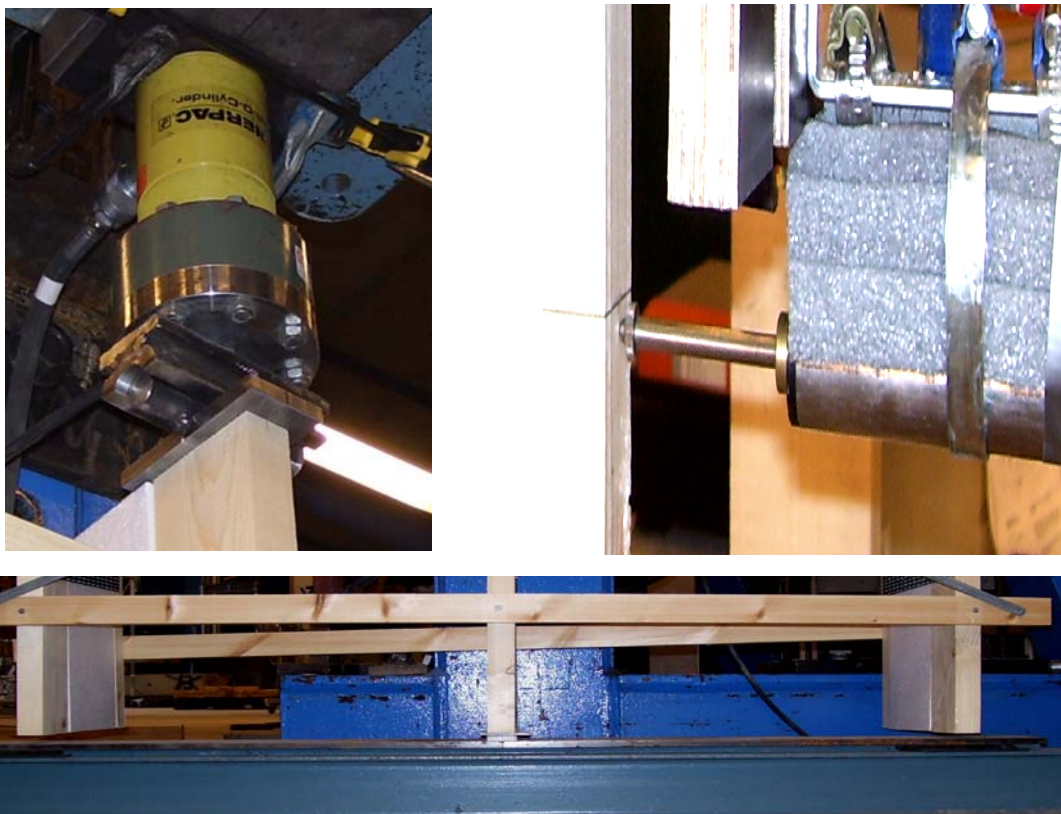
Bild nedan visar en del av färdigspikade miniväggar och en minivägg i väntan på försök.



Figur 4.6 Färdigspikade miniväggar till vänster, en minivägg från serie 1 i väntan på försök till höger.

4.2 FÖRSÖK OCH OBSERVATIONER

Varje provkropp placerades mellan två parallella ytor av stål. Understa änden placerades på en stålbricka medan den översta skruvades fast vid en i LTU Complab speciellt tillverkad stålbricka med en rulle i mitten. En stålbricka med urfräsning placerades på lastcellen. Rullen var tillverkad så att den centrerade sig i urfräsningen, vilket medförde att lasten försköt sig mot provkroppens tyngdpunkt under försökets gång. I Figur 4.7 visas det övre och undre upplaget. I figuren syns även att de övriga reglarna som ingår i miniväggen finns en bit över underlaget, alltså de hänger fritt.



Figur 4.7 *Provkropparnas övre upplag till vänster, förskjutningsmätare till höger och undre upplag i mitten.*

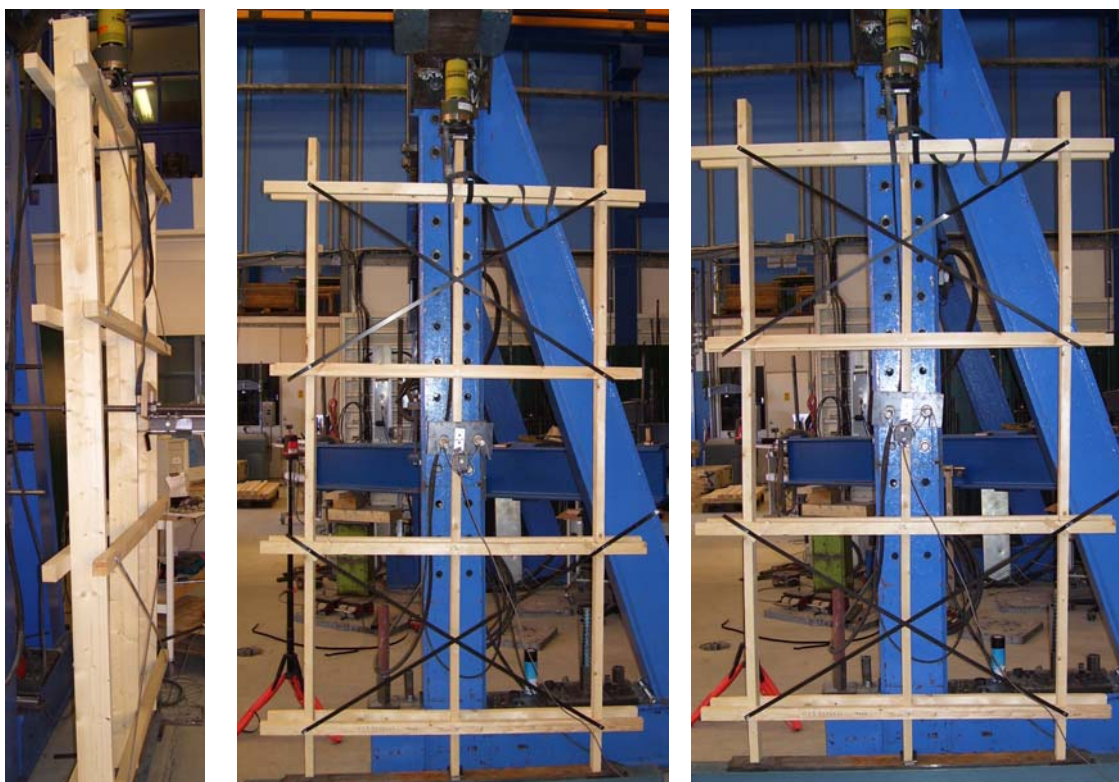
Försöken utfördes enligt SS – EN 408 (2003) med en försökstid på 300 ± 120 sekunder. Provkropparna trycktes antingen till brott eller till 15 mm utböjning med en lastcell på 100 kN och ett maximalt fel på 1 % över hela lastområdet. Lastcellen drivdes manuellt med hydraulisk oljepump och med konstant lasthastighet 0.15 kN per sekund och alla data sparades var 0.2 sekund. Utböjningen mättes med en förskjutningsgivare (Figur 4.7, bild till höger) som placerades där utböjningen förväntades vara som störst, d.v.s. i provkroppens mittpunkt.

Provkropparnas densitet bestämdes enligt ISO 3131 (1975) och fuktkvot enligt ISO 3130 (1975). Direkt efter provningen sågades totalt tre provkuber ut ur varje provkropp. De märktes, vägdes och dimensioner uppmättes. Provkubernas dimensioner var ca $30 \times 30 \times 30$ mm³. Efter 72 timmars torkning i temperaturen 103°C vägdes provkuberna och mättes igen. Vägningen skedde på en våg med noggrannheten 0.01 g och dimensioner uppmättes med noggrannhet 0.01 mm.

4.2.1 Försöksserie 1

I försöksserie 1, som utfördes för att skaffa ett statistiskt underlag för virkets bärförmåga, hade alla 5 provkroppar en riktigt bra virkeskvalité i jämförelse med de andra försöksserierna. Kvistar var få och jämt fördelade. Provkropparna belastades till brott utom provkropp 1.1 som belastades upp till 15 mm utböjning.

Alla provkroppar från serie 1 visade låg styvhet och stora utböjningar. Vägen till brott var långsammare i jämförelse med de andra provserierna. Pålastningen avslutades när provkropparna hade böjt ut sig till S-form i sidled eller när de snedställda fackverks strävorna (stålkors) hoppat av. En sådan S-formad provkropp efter brottet visas i figuren nedan.

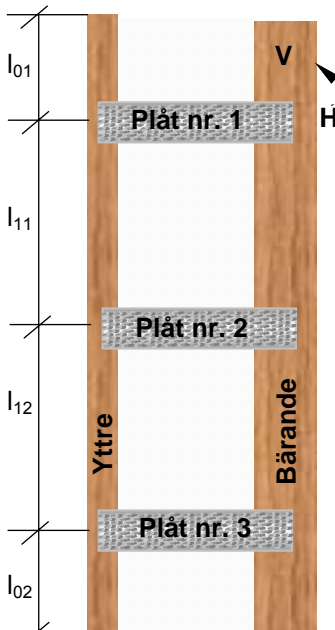


Figur 4.8 *Provkropp 1.1 inför försöket: från sidan till vänster, frontvy i mitten. Provkroppen efter brott till höger.*

4.2.2 Försöksserie 2

Försöksserie 2 utfördes för att skaffa ett statistiskt underlag för standardregeln. Detaljerade mått för alla provkroppar ingående i serie 2 visas i tabell 4.2. De teoretiska beräkningarna baseras på mått angivna i kapitel 3 (se även Figur 4.3), men i verkligheten har provkropparna olika avstånd mellan spikplåtarna. Hela försöksserien 2 visar att avstånd l_{12} är 10 - 30 mm större än l_{11} . Även antalet spiktaggar varierar något. Med V och H i tabell 4.2 betecknas reglarnas vänstra och högra sida.

Tabell 4.2 Mått för provkroppar ingående i försöksserie 2.



Nr	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	300
l_{11}	910	917
l_{12}	943	927
l_{02}	297	300

Plåt nr.	Antal spiktaggar			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	30	35	20	15
2	35	35	15	15
3	35	35	15	15
Σ	100	105	50	45

Nr	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	301
l_{11}	907	918
l_{12}	944	924
l_{02}	295	300

Plåt nr.	Antal spiktaggar			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	35	35	15	15
2	35	35	15	15
3	35	35	15	15
Σ	105	105	45	45

Nr	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	299
l_{11}	909	918
l_{12}	942	928
l_{02}	298	300

Plåt nr.	Antal spiktaggar			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	35	35	15	15
2	35	35	15	15
3	35	35	15	15
Σ	105	105	45	45

Nr	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	299
l_{11}	909	921
l_{12}	943	931
l_{02}	299	296

Plåt nr.	Antal spiktaggar			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	35	35	15	15
2	30	35	20	15
3	35	35	15	15
Σ	100	105	50	45

Nr	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	301
l_{11}	908	916
l_{12}	942	932
l_{02}	299	302

Plåt nr.	Antal spiktaggar			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	30	35	20	15
2	35	35	15	15
3	35	35	15	15
Σ	100	105	50	45

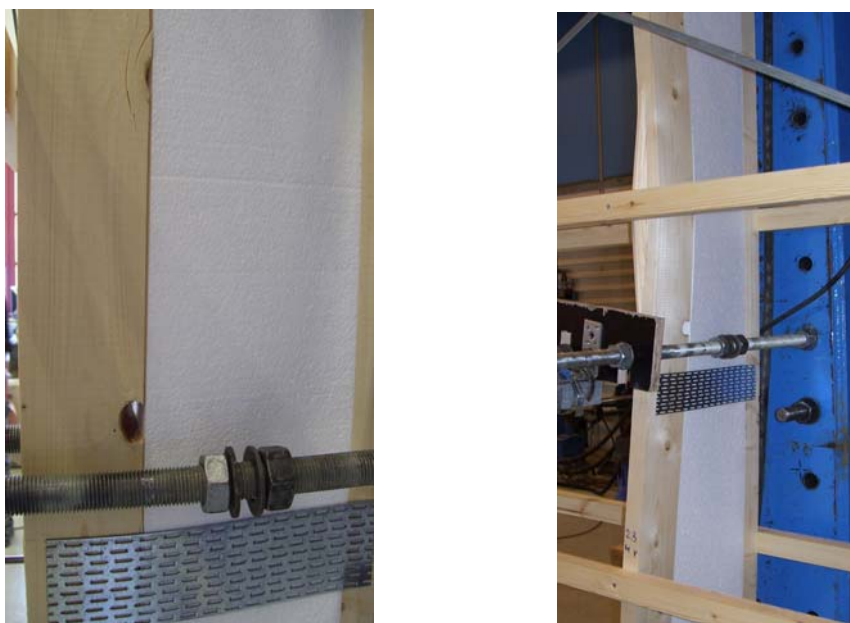
Virket för provkropparna 2.1, 2.2 och 2.4 bedömdes som bra och för provkropp 2.5 som utmärkt. Sämst virkeskvalité hade provkropp 2.3 med kvisthål och betydligt fler kvistar än övriga provkroppar. Provkropp 2.4 hade en lång spricka i fiberriktningen. Provkropparna från försöksserie 2 uppvisade också olika brottmönster.

Både provkropp 2.1 och provkropp 2.2 böjde ut sig till S form och spjälkades. I figur nedan visas provkropp 2.2 både före brott och efter brottet har inträffat.



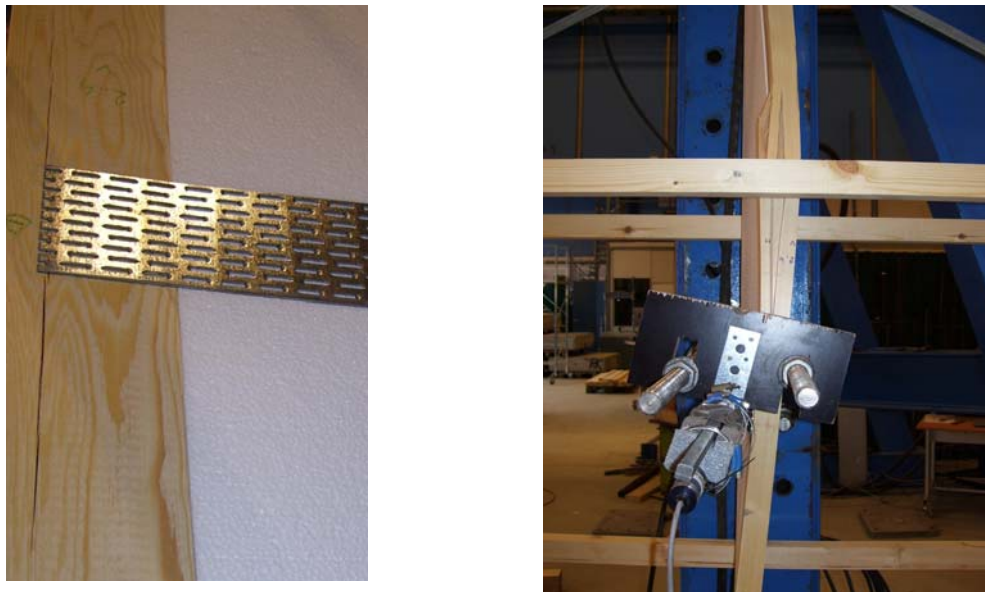
Figur 4.9 *Provkropp 2.2 innan försök (till vänster) och efter brott (i mitten). Till höger syns spjälkning mellan 1: och 2:a förband.*

Provkropp 2.3 som hade den sämsta virkeskvalitén inom serien gick i brott mellan första och andra spikplåt där virkesfelen i form av kvisthål fanns. I Figur 4.10 visas kvisthålet nära förbandet, samt sprickbildningen runt en kvist mellan förbanden 1 och 2 innan försöket och brottet som inträffade mellan kvisthålen.



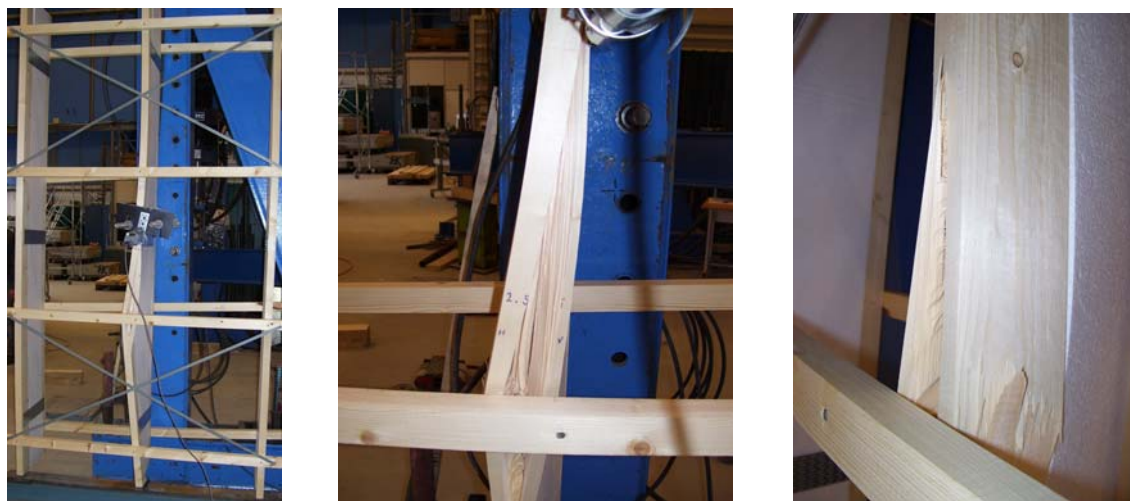
Figur 4.10 *Provkropp 2.3 med kvisthål och sprickor runt en kvist till vänster, brottet till höger.*

Provkroppen 2.4 som hade en initieell lång spricka i fiberriktningen tog upp störst last inom serie 2. Trots att brottet började i förband nr.1 där sprickan redan fanns vid 40 kN pålastning, uppkom det slutliga brottet som S-utböjning mellan förbanden 1 och 2 efter ytterligare 20 kN. Samtidigt spjälkades regeln. I Figur 4.11 visas både sprickan vid förbandet där brottet inleddes och slutligt brott. Försöket dokumenterades i en film.



Figur 4.11 *Provkropp 2.4 efter brott. Spricka vid förbandet där brottet inleddes (till vänster), slutligt brott (till höger).*

Provkropp 2.5 som var av den bästa kvalitet inom serie 2 uppvisade samma beteendemönster som proverna från serie 1. Provkroppen böjde ut sig segt upp till 70 kN pålastning och utböjningen var större än övriga provkroppar i serie 2 hade. Brottet som inträffade mellan andra och tredje spikplåt var plötsligt, sprött och kraftigt (Figur 4.12).

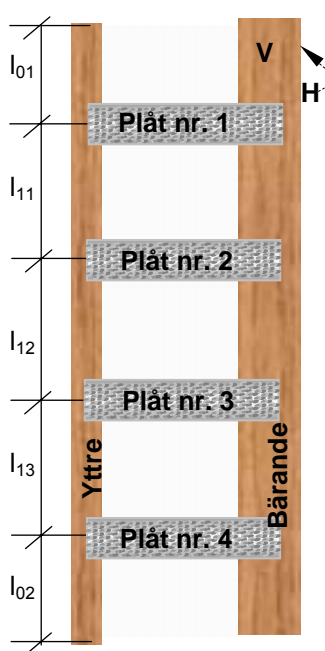


Figur 4.12 *Brott i provkropp 2.5. Regeln i hela sin längd (till vänster), kollaps mellan 2:a och 3:e förband framifrån sett (i mitten) och från sidan (till höger).*

4.2.3 Försöksserie 3

Försöksserie 3 utfördes för att observera reglarnas beteendemönster vid ökat antal förband. Detaljerade mått för alla provkroppar som ingick i serie 3 visas i tabell 4.3. Provkropparna har nästan samma avstånd mellan spikplåtarna (teoretiskt avstånd 616.7 mm).

Tabell 4.3 Mått för provkroppar ingående i försöksserie 3.



Nr 3.1	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	305
l_{11}	616	618
l_{12}	614	623
l_{13}	612	610
l_{02}	301	303

Plåt nr.	Antal spiktänder			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	35	35	15	15
2	35	35	15	15
3	35	35	15	15
4	35	35	15	15
Σ	140	140	60	60

Nr 3.2	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	303
l_{11}	604	610
l_{12}	622	622
l_{13}	620	617
l_{02}	299	298

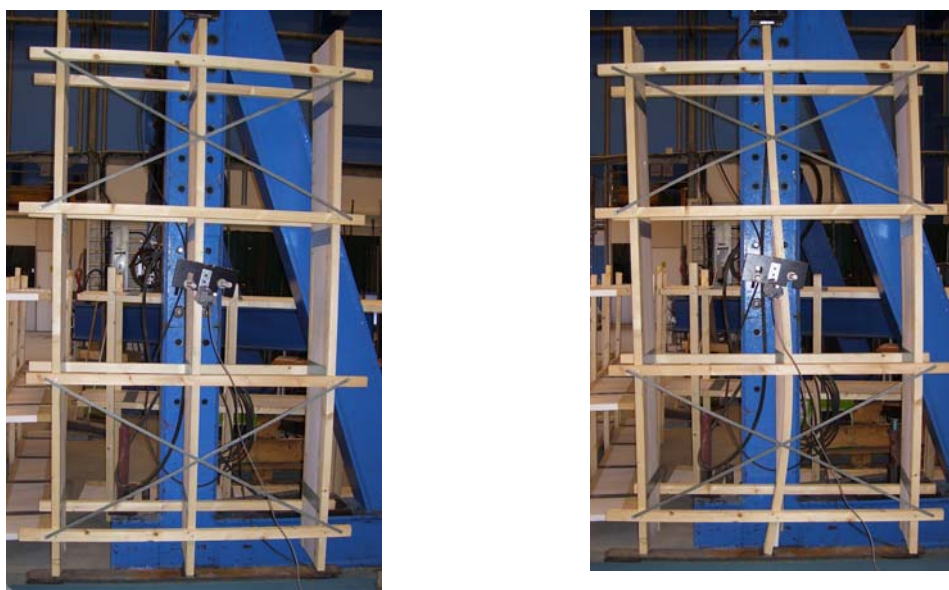
Plåt nr.	Antal spiktänder			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	35	35	15	20
2	35	35	15	20
3	35	35	15	15
4	35	35	15	20
Σ	140	140	60	75

Nr 3.3	Avstånd mellan förbanden	
	V [mm]	H [mm]
	l_{01}	302
l_{11}	609	606
l_{12}	624	622
l_{13}	618	611
l_{02}	297	307

Plåt nr.	Antal spiktänder			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	35	35	20	15
2	30	35	25	15
3	35	40	20	10
4	30	35	25	15
Σ	130	145	90	55

Provkropparna från serie 3 i övrigt hade sämre kvalitet jämfört med de från serie 2. Provkropparna hade mycket fler sprickor inom förbanden. Detta kan bero på att fyra spikplåtar i samma tvärsnittshöjd som serie 2 och serie 1 hade spjälkat virket. Kvistarnas mängd var ungefär detsamma som i föregående serier och därför bedöms virkeskvalité som lagom.

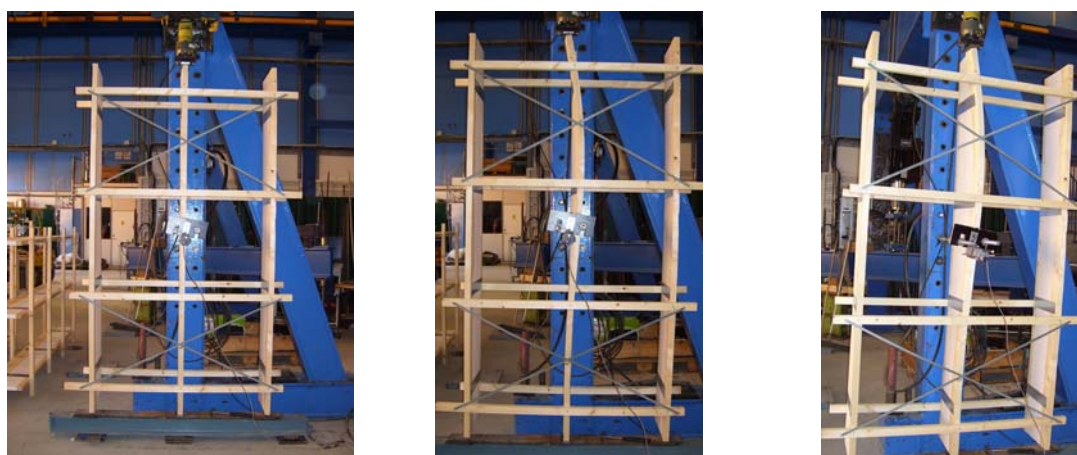
Provkropp 3.1 som hade synlig initiell krokighet (Figur 4.13) och provkropp 3.2 uppvisade samma brottmönster och nästan samma värden på brottlasten, trots att provkropp 3.2 hade sämsta virkeskvalité vid spikplåten inom serie 3. Båda provkropparna började knäcka segt vid 58 kN last och glida sakta i sidled. Vid 68 kN last för provkropp 3.1 och 65 kN last för provkropp 3.2 inträffade brottet då provkropparna hade vippats och utböjts till S-form. Beteendemönstret för provkropp 3.2 (Figur 4.14) var plötsligare och lite sprödare. Den sega början som inledde brottet för provkropp 3.1 hade bucklat näst understa spikplåten (Figur 4.14). Detta var den enda observation inom alla försök i alla försöksserier där spikplåten uppvisade någon synlig deformation.



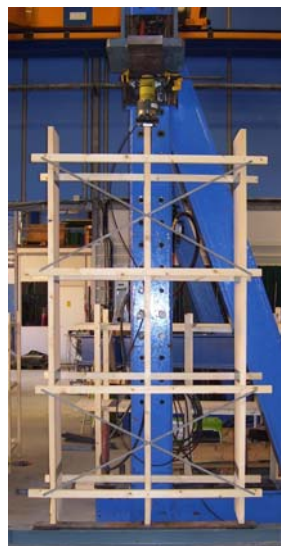
Figur 4.13 *Provkropp 3.1 före brott och efter brottet har inträffat.*



Figur 4.14 *Provkropp 3.2 övre förband (till vänster). Provkropp 3.1 efter brottet med böjd spikplåt nr.3 (till höger).*

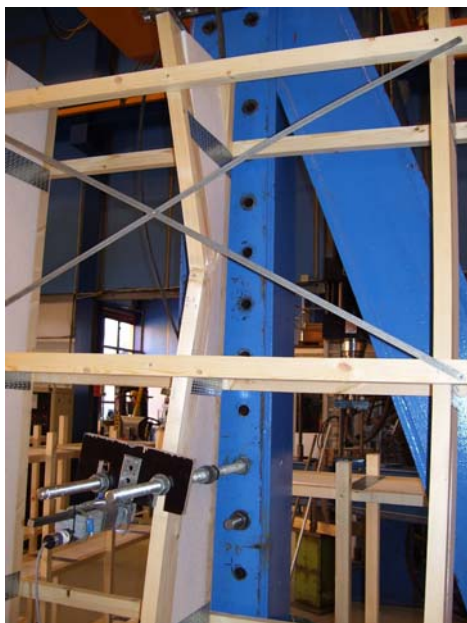


Figur 4.15 *Provkropp 3.2 innan försöket till vänster, efter brottet i mitten och till höger.*
Provkropp 3.3 hade förutom små initiella skador även ett ovanligare virkesfel, nämligen en kvist (Figur 4.16) på bärande regelns ytkant emellan den första och andra spikplåten. På grund av kvisten minskar tvärsnittets effektiva area.



Figur 4.16 *Provkropp 3.3 med en kvist på ytkant före försöket.*

Till skillnad från föregående försök, rörde provkropp 3.3 sig inte i sidled som inledande fas till brott. Vid 70 kN pålastning påbörjades brottet i ovannämnda kvist som ledde till att regeln knäcktes. Deta visas i figur nedan.

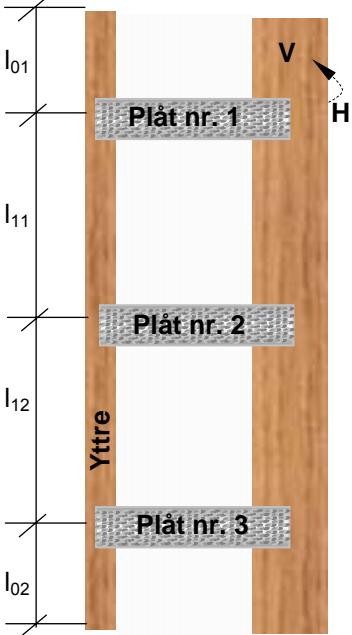


Figur 4.17 *Brottet i provkropp 3.3.*

4.2.4 Försöksserie 4

Försöksserie 4 utfördes för att undersöka bärförmågan för väggreglar med större tvärsnittshöjd. Detaljerade mått för alla provkroppar som ingick i serie 4 (Tabell 4.4) visar att provkropparna har varierande avstånd mellan spikplåten. Provserie 4 bestod av regler med tvärsnittshöjd 120 mm för den bärande regeln, därför är antalet spiktaggar större på den bärande regeln.

Tabell 4.4 Mått för provkroppar ingående i försöksserie 4.



Nr	Avstånd mellan förbanden	
	4.1	
	V [mm]	H [mm]
l ₀₁	300	316
l ₁₁	900	896
l ₁₂	935	936
l ₀₂	315	302

Plåt nr.	Antal spiktänder			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	45	45	20	15
2	45	50	20	15
3	45	45	15	15
Σ	135	140	55	45

Nr	Avstånd mellan förbanden	
	4.2	
	V [mm]	H [mm]
l ₀₁	301	297
l ₁₁	929	942
l ₁₂	743	910
l ₀₂	477	301

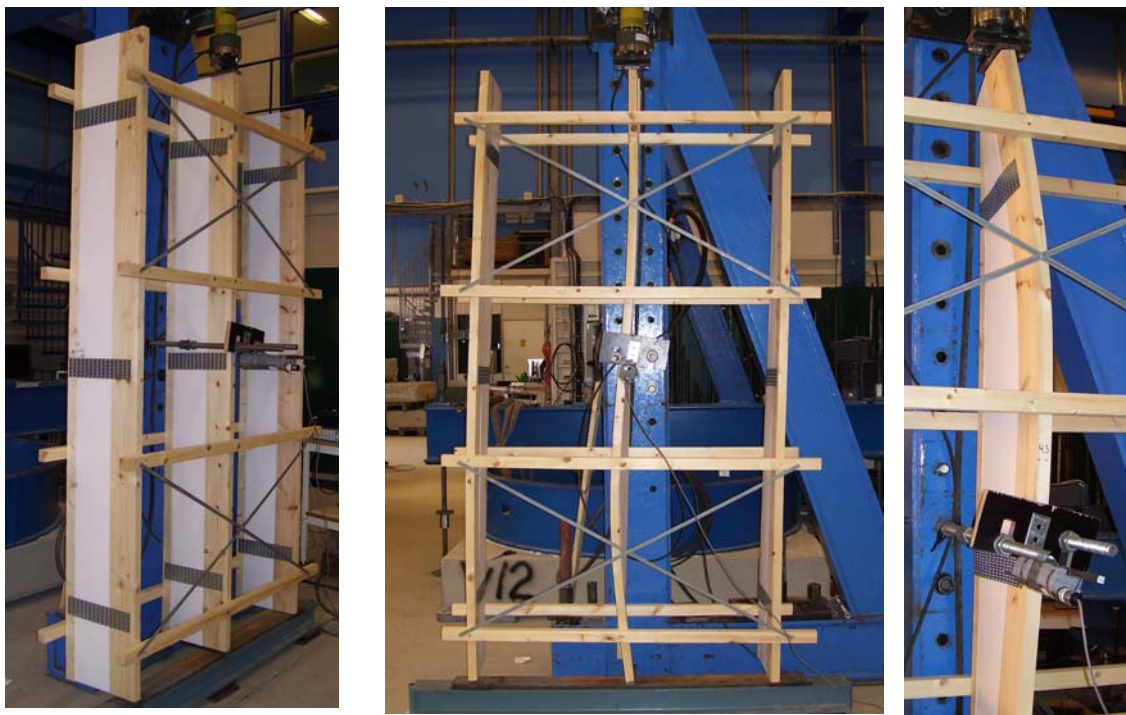
Plåt nr.	Antal spiktänder			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	50	45	15	20
2	45	45	20	20
3	45	45	15	20
Σ	140	135	50	60

Nr	Avstånd mellan förbanden	
	4.3	
	V [mm]	H [mm]
l ₀₁	301	300
l ₁₁	911	916
l ₁₂	936	934
l ₀₂	302	300

Plåt nr.	Antal spikspiktänder			
	Bärande		Yttre	
	V	H	V	H
1	45	45	20	15
2	45	45	20	15
3	45	45	20	15
Σ	135	135	60	45

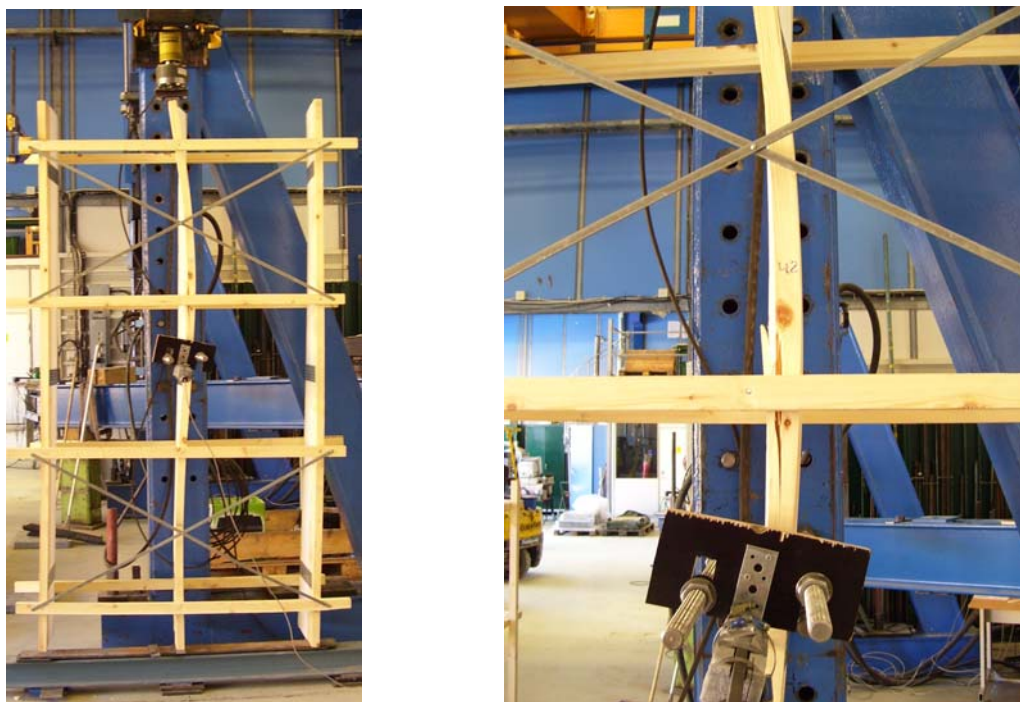
Provkropparna från serie 4 hade lagom bra virkeskvalité utom provkropp 4.2 som hade en större kvist under det mittersta förbandet. Provkropparna hade liksom de från andra serier en del sprickor inom förbanden, dock mindre och smalare än i försöksserie 3. Mest sprickor i förbanden hade provkropp 4.3.

Provkropparna från serie 4 uppvisade det styvaste beteendet. Provkropp 4.1 och 4.3 kollapsade plötsligt utan förvarning. Efter brottet hade såväl provkropp 4.1 som provkropp 4.3 utböjt sig till S-form, vilket tydligt syns i Figur 4.18. Trots att båda provkropparna hade mindre avstånd mellan förbanden nr.1 och nr.2, skedde vippningen mellan förband nr.2 och nr.3 för provkropp 4.1.



Figur 4.18 *Provkropp 4.1 före och efter brott (till vänster och mitten).
Provkropp 4.3 efter brott (till höger).*

Brottet i provkropp 4.2 skilde sig från brotten i provkropparna 4.1 och 4.3 med att provkroppen spjälkade vid kvisten ovanpå mittersta förbandet. Kvisten hade uppmärksamats redan innan försöket. I Figur 4.19 visas brottet där syns även vippning i provkroppens övre del. Försök 4.2 dokumenterades i en film.

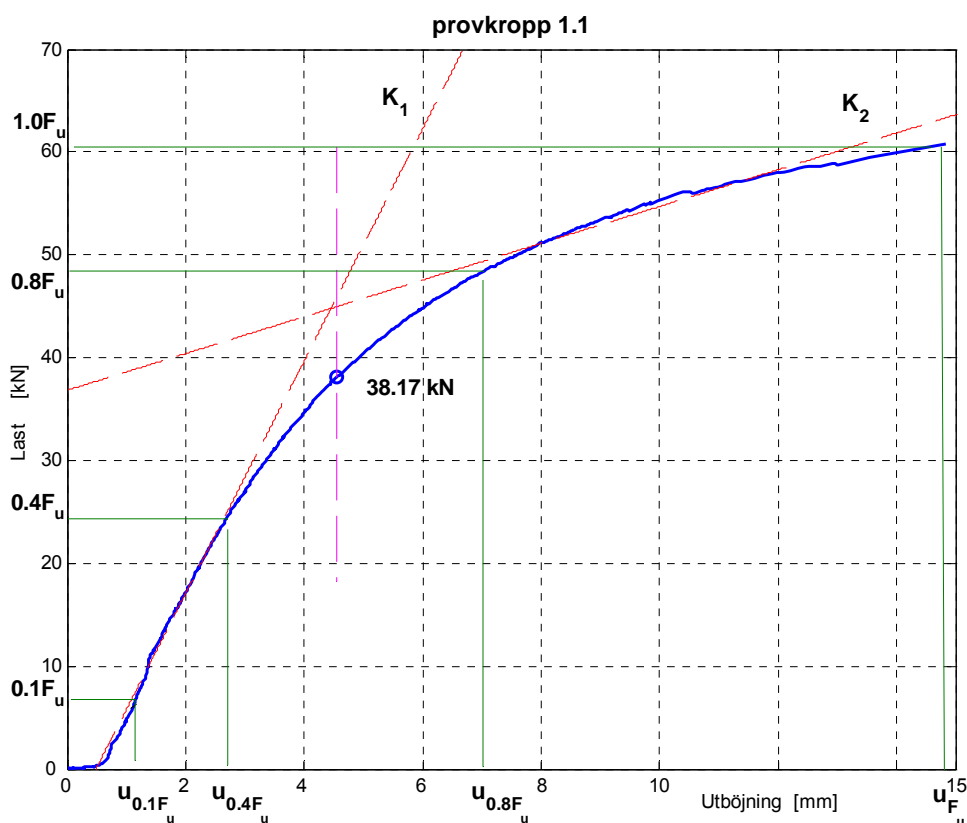


Figur 4.19 *Brottet i provkropp 4.2. Regeln i hela sitt längd (till vänster), spjälkning ovanpå förbandet (till höger).*

5 FÖRSÖKSRESULTAT

Provkropparnas densitet och fuktkvot utvärderas enligt kapitel 4.1.2 och redovisas i tabeller tillhörande varje provserie. Fuktkvoter ligger inom 7 % och 17 % intervall och densiteterna vid 12 % fuktkvot beräknas enligt ekvation 4.1.5. Statistisk redovisning för varje enskild provkropp finns i BILAGA 5.

Brottlaster och tillhörande deformationer är utvärderade enligt ISO 6891 -1983 samt ISO 3129 - 1975. Som exempel visas i Figur nedan utvärderingsmodell för provkropp 1.1. Enligt ISO 6891 bestäms provkroppens styvhet mellan $0.1 F_u$ och $0.4 F_u$ (betecknad med linje K_1) och lutningen K_2 uppskattas mellan $0.8 F_u$ och $1.0 F_u$. Med F_u avses den maximalt uppnådda lasten. Utböjning vid brott avläses från lastutböjningsdiagram i skärningspunkten mellan K_1 och K_2 . Som brottlaster definieras motsvarande lastens värde till avlästa utböjningen. För att anpassa K_1 och K_2 till lastutböjningskurvan används regressionsanalys.



Figur 5.1 Utvärderingsmodell för provkropp 1.1 med lång och otydlig lutande del.

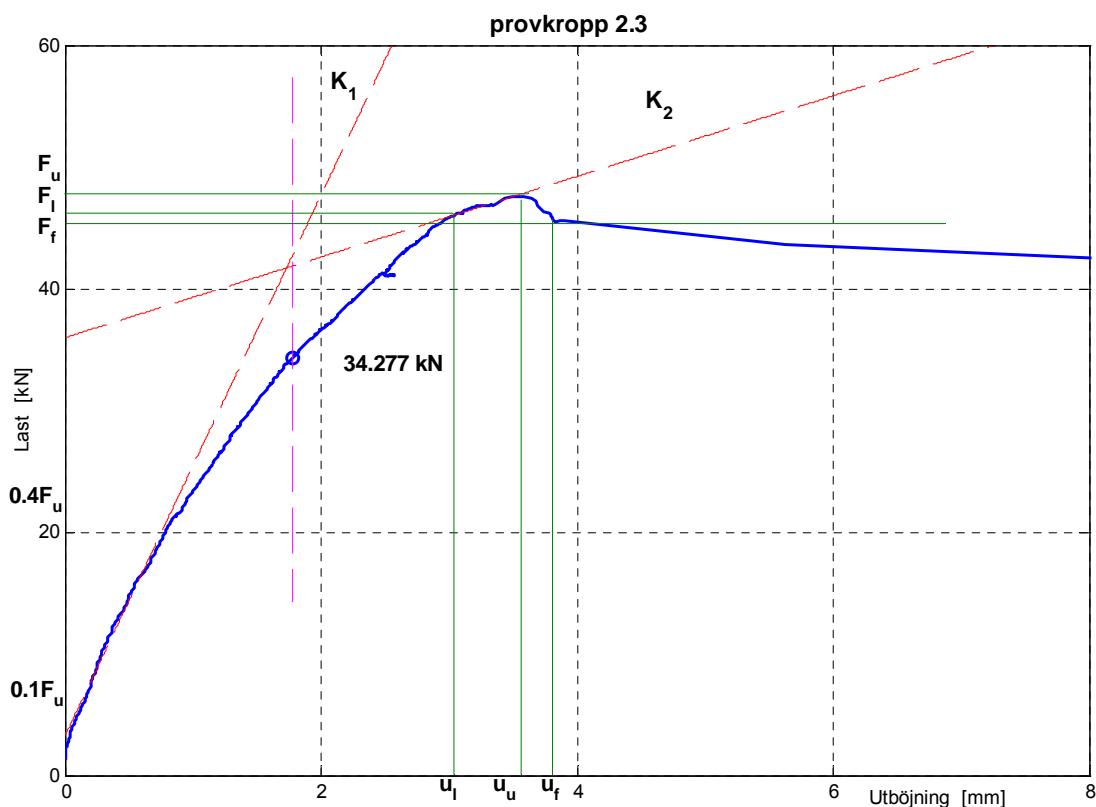
Lutningslinjer K_1 och K_2 eller så kallade linjära regressionslinjer enligt Adams (2003) fås genom att använda minsta kvadratmetoden och uttrycks som

$$K = kx + m \quad (5.1)$$

där konstanterna k respektive m beräknas som

$$k = \frac{n \left(\sum_{i=1}^n x_i y_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{n \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad \text{och} \quad m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n x_i y_i \right)}{n \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad (5.2)$$

Provkropparna som uppvisar högre styvhet, så kallade "dvärgvariant" med kort lutande del, utvärderas med en metod som används av Björnfot (2001). Som exempel visas utvärdering för provkropp 2.3 i Figur 5.2. Lutningen K_2 bestäms för området $u > u_l$ och anpassas till last-utböjnings kurvan med regressionsanalys.



Figur 5.2 Utvärderingsmodell för provkropp 2.3 med kort lutande del.

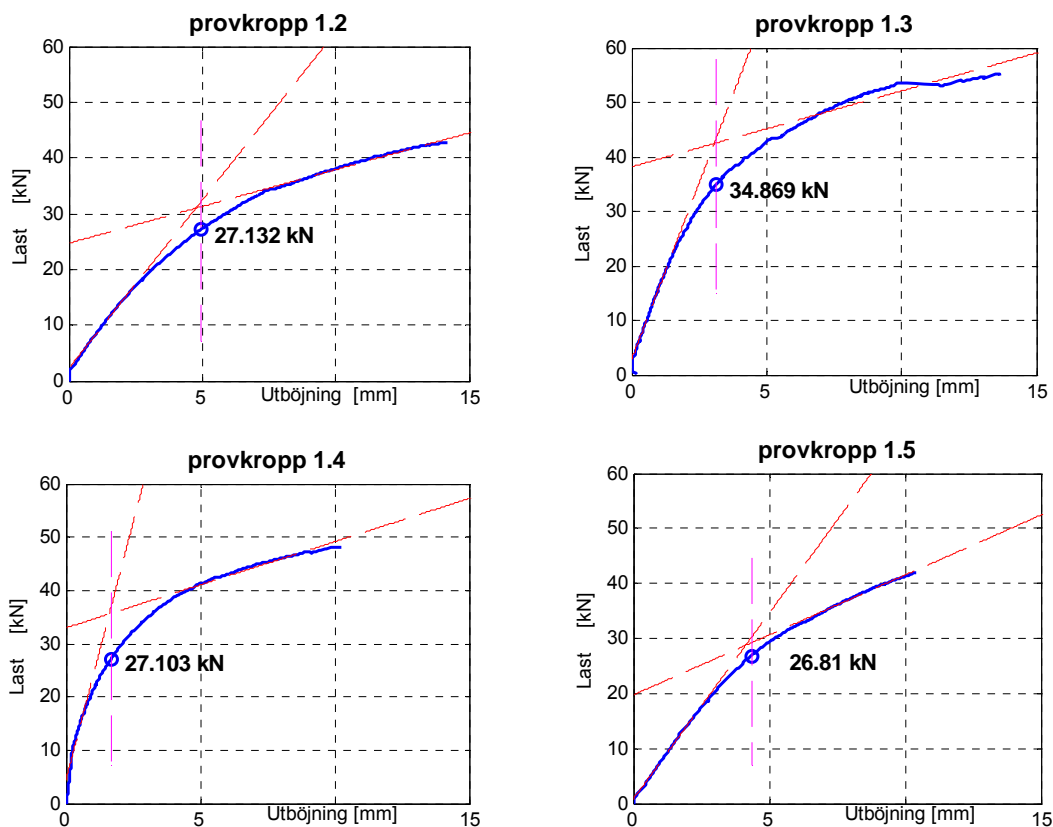
Vissa matematiska justeringar behövdes för last-utböjnings kurvorna där utböjningen ändrar riktning och därmed lutningen för K_2 visar sig vara negativ (eller minska) på grund av sprickbildning i fiberriktningen eller spjälkning. Detta innebär att lastens värde stämmer överens med mätningar medan utböjningsmätaren visar utböjningen för den avspjälkade delen. Sådana är provkroppar 2.1 och 2.4. Brottlasten för provkropp 2.4 inträffar i området där utböjningsmätaren visar utböjningen för den avspjälkade men inte för bärande delen, därför utesluts ovannämnda provkroppens utböjningsvärde i statistiska beräkningar.

5.1 FÖRSÖKSSERIE 1

I nedanstående tabell visas resultat för varje provkropp i försöksserie 1 utvärderade enligt beskrivning ovan. I Figur 5.3 visas utvärderingen av last-utböjnings kurvor för proverna.

Tabell 5.1 *Försöksserie 1 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).*

Prov Nr.	Brottlast [kN]	Utböjning [mm]	Tid [sek]	Densitet _{verklig} [kg/m ³]	Densitet _{torr} [kg/m ³]	Vattenkvot [%]	Densitet _{12%} [kg/m ³]
1.1	38.170	4.562	264.4	538.64	566.49	11.44	568.12
1.2	27.132	4.963	194.2	448.95	476.83	09.76	483.17
1.3	34.869	3.141	245.4	486.37	509.78	10.83	513.15
1.4	27.103	1.675	191.8	464.40	495.95	10.74	499.56
1.5	26.810	4.344	191.0	416.67	437.64	10.27	442.39

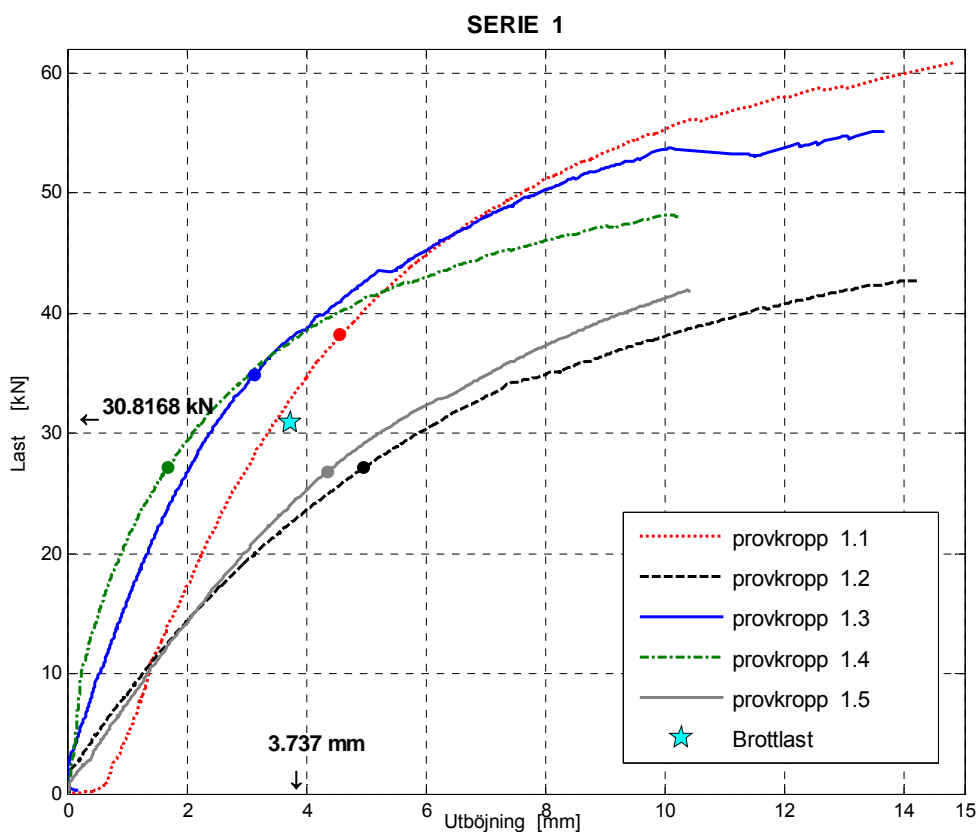


Figur 5.3 *Utvärdering av brottlast för övriga provkroppar i provserie 1.*

Enligt ovanstående utvärdering samt ISO 3130, ISO 3131 och ISO 3129 för försöksserie 1 beräknas och visas resultat i Tabell 5.2. En grafisk illustration på medelbrottlasten för hela serie 1 illustreras i Figur 5.4, där brottlasten för varje enskild provkropp har markerats med en punkt medan medelbrottlast och medelutböjning för serien 1 markeras med en stjärna.

Tabell 5.2 Statistisk utvärdering av försöksserie 1.

SERIE 1		Medelvärde	Standardavvikelse	Varians [%]	Felets medelvärde	Resultat
Brottlast	kN	30.8168	5.3365kN	17.317	2.3866	30.8
Utböjning	mm	3.737	1.3378	35.7997	0.5983	3.7
Tid	sek	217.36	34.9412	16.0753	15.6262	217.0
Densitet	kg/m ³	497.3366	47.2314	9.4969	21.1225	500.0
Torrdensitet	kg/m ³	471.0062	45.5307	9.6667	20.3619	470.0
Fuktkvot	%	10.6080	0.6309	5.9477	0.2822	10.6
Densitet_{12%}	kg/m ³	501.2771	45.8464	9.1459	20.5031	500.0



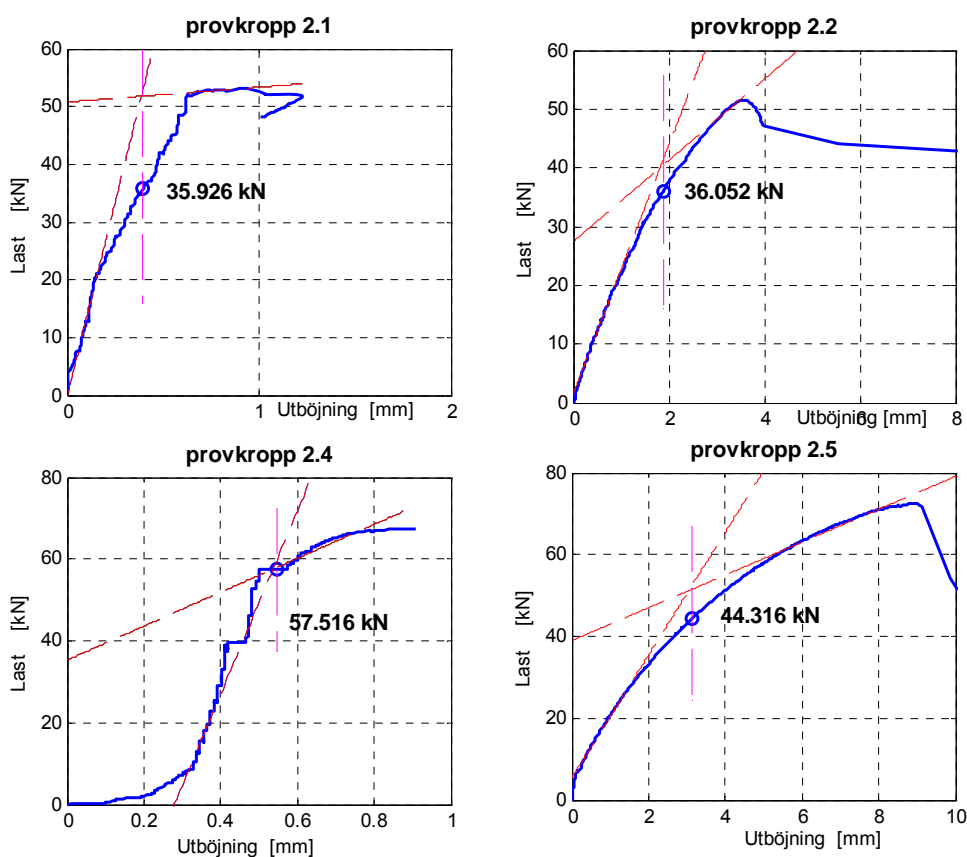
Figur 5.4 Utvärdering av brottlast för provserie 1, pilar markerar läget för medelbrottlast och medelutböjning.

5.2 FÖRSÖKSSERIE 2

I tabell 5.3 visas utvärderade resultat för varje provkropp ingående i försöksserie 2. Figur 5.5 illustrerar utvärderingen av last-utböjnings kurvor för proverna.

Tabell 5.3 *Försöksserie 2 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).*

Prov Nr.	Brottlast [kN]	Utböjning [mm]	Tid [sek]	Densitet _{verklig} [kg/m ³]	Densitet _{torr} [kg/m ³]	Vattenkvot [%]	Densitet _{12%} [kg/m ³]
2.1	35.926	0.391	251.4	396.72	421.49	10.94	424.35
2.2	36.052	1.876	252.4	355.69	376.82	10.31	381.15
2.3	34.277	1.776	242.8	390.39	411.78	10.38	416.12
2.4	57.516	0.546	397.0	440.52	461.47	10.95	464.41
2.5	44.316	3.133	307.0	408.26	424.57	11.03	427.20

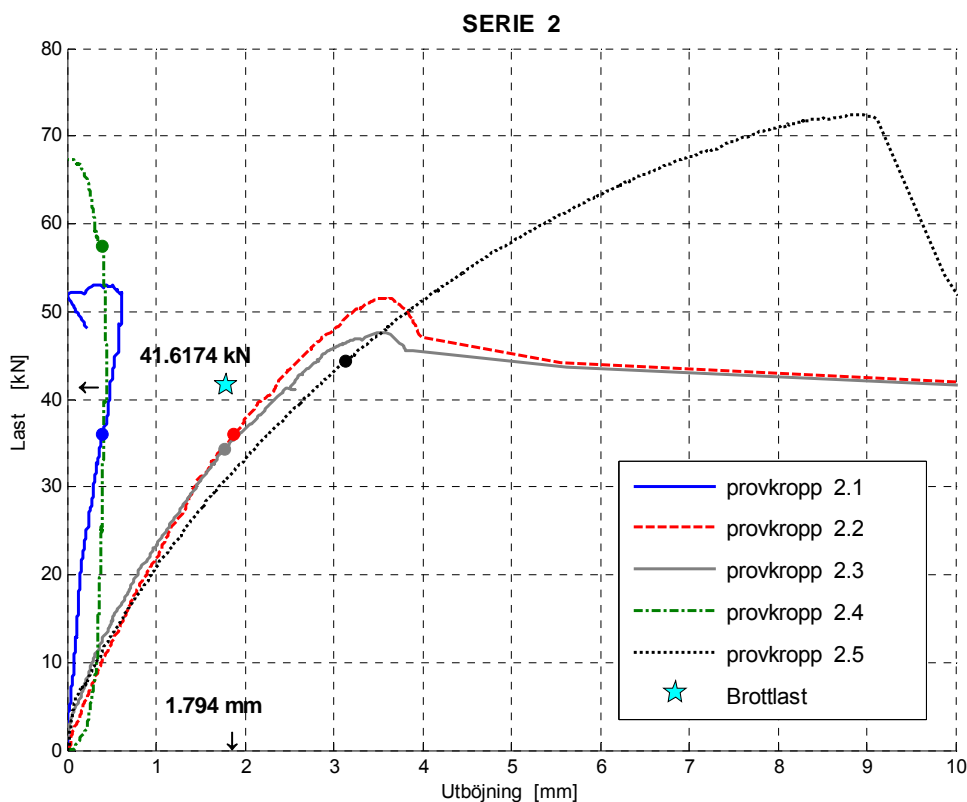


Figur 5.5 *Utvärdering av brottlast för övriga provkroppar från provserie 2.*

Enligt ovanstående utvärdering för enskilda provkroppar samt ISO 3130, ISO 3131 och ISO 3129 för försöksserie 2 beräknas och visas resultatet i Tabell 5.4. Lösningen på medelbrottlasten och medelutböjningen för hela försöksserie 2 illustreras grafiskt i Figur 5.6. Beteckningar som i avsnitt 5.1. På grund av att utböjningsmätaren rörde sig tillbaka tillsammans med den avspjälkade delen medan provkropp 2.4 fortsatte att böja sig ut, tas inte utböjning för provkropp nr. 2.4 med vid statistiska beräkningar, medan provkroppens 2.1 utböjning ”inträffar” innan provkroppen spjälkade.

Tabell 5.4 Statistisk utvärdering av försöksserie 2.

SERIE 2		Medelvärde	Standardavvikelse	Varians [%]	Felets medelvärde	Resultat
Brottlast	kN	41.6174	9.712	23.3365	4.3434	41.6
Utböjning	mm	1.794	1.1208	62.4733	0.56039	1.8
Tid	sek	290.12	64.9413	22.3843	29.0426	290.0
Densitet	kg/m ³	419.2257	30.2964	7.2268	13.5490	420.0
Torrdensitet	kg/m ³	398.3178	30.6662	7.6989	13.7143	400.0
Fuktkvot	%	10.7220	0.3468	3.2345	0.1551	10.7
Densitet_{12%}	kg/m ³	422.6452	29.7179	7.0314	13.2902	420.0



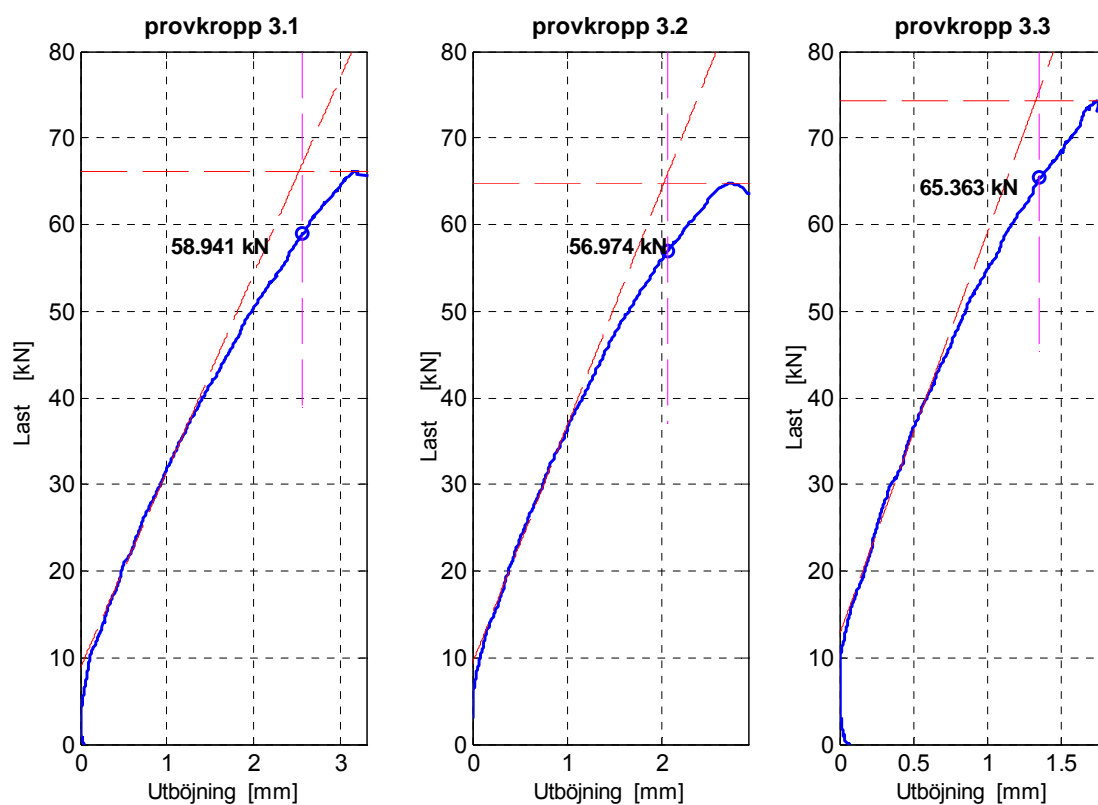
Figur 5.6 Utvärdering av brottlast för provserie 2, pilar markerar läge för medelbrottlast och medelutböjning.

5.3 FÖRSÖKSSERIE 3

I tabell 5.5 visas utvärderade resultat för varje provkropp i försöksserie 3. I Figur 5.7 illustreras utvärderingen av last-utböjnings kurvor för varje enskilt prov ingående i försöksserie 3.

Tabell 5.5 *Försöksserie 3 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).*

Prov Nr.	Brottlast [kN]	Utböjning [mm]	Tid [sek]	Densitet _{verklig} [kg/m ³]	Densitet _{torr} [kg/m ³]	Vattenkvot [%]	Densitet _{12%} [kg/m ³]
3.1	58.941	2.568	406.6	347.60	369.22	10.82	372.21
3.2	56.974	2.049	393.6	397.15	418.38	11.86	418.76
3.3	65.363	1.348	448.4	437.31	457.92	11.85	458.35

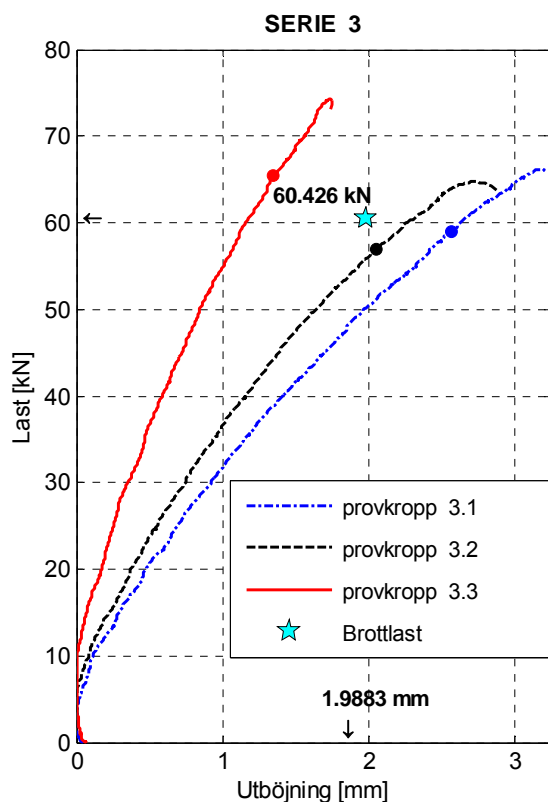


Figur 5.7 *Utvärdering av brottlast för varje provkropp från provserie 3.*

Enligt ovanstående utvärdering samt ISO 3130, ISO 3131 och ISO 3129 för försöksserie 3 beräknas och visas resultatet i Tabell 5.6, samt en grafisk illustration på medelbrottlasten och medelutböjningen för hela försöksserie 3 illustreras i Figur 5.8. Beteckningar som i avsnitt 5.1.2.

Tabell 5.6 Statistisk utvärdering av försöksserie 3.

SERIE 3		Medelvärde	Standardavvikelse	Varians [%]	Felets medelvärde	Resultat
Brottlast	kN	60.426	4.3872	7.2605	2.533	60.4
Utböjning	mm	1.9883	0.61226	30.7925	0.35349	2.0
Tid	sek	416.2	28.6335	6.8798	16.5316	420.0
Densitet	kg/m ³	415.1758	44.4390	10.7037	25.6569	420.0
Torrdensitet	kg/m ³	394.0195	44.9364	11.4046	25.9441	390.0
Fuktkvot	%	11.5100	0.5976	5.1918	0.3450	11.5
Densitet_{12%}	kg/m ³	416.4422	43.1137	10.3529	24.8917	420.0



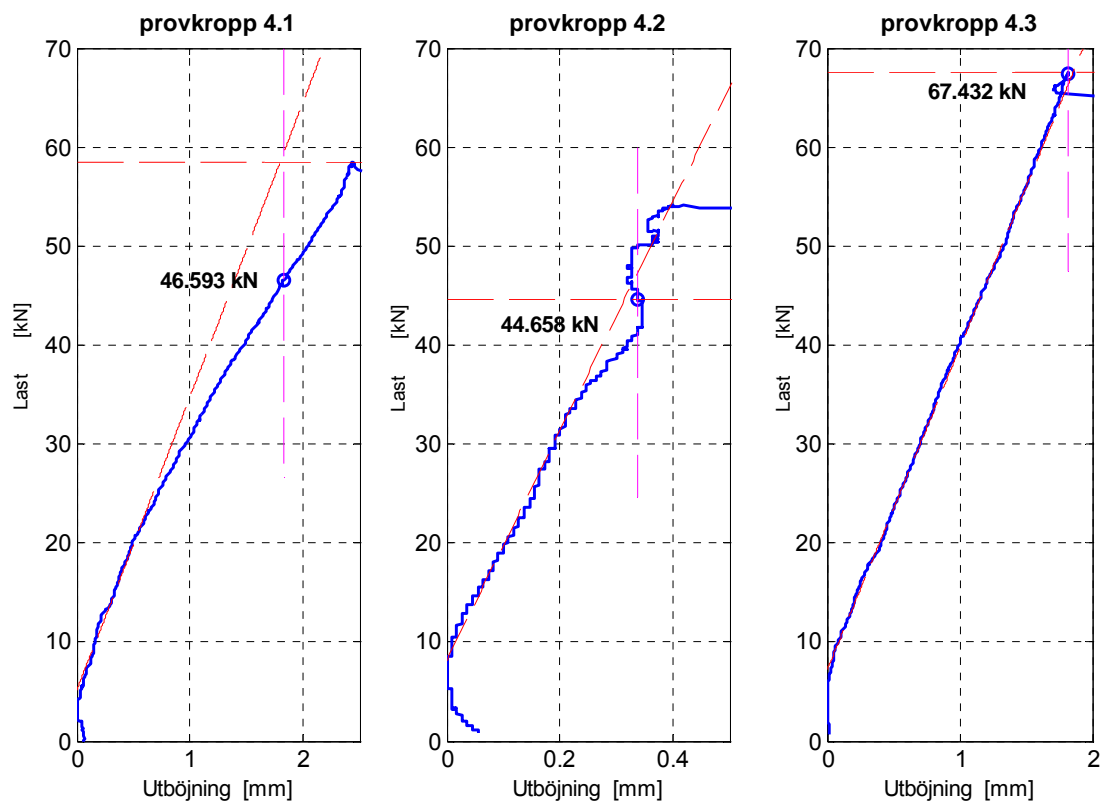
Figur 5.8 Utvärdering av brottlast för provserie 3, Pilar markerar läge för seriens medelbrottlast och medelutböjning.

5.4 FÖRSÖKSSERIE 4

I tabell 5.7 visas de utvärderade resultat för varje provkropp i försöksserie 4. Figur 5.9 visar utvärdering av last-utböjnings kurvor för varje provkropp.

Tabell 5.7 *Försöksserie 4 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).*

Prov Nr.	Brottlast [kN]	Utböjning [mm]	Tid [sek]	Densitet _{verklig} [kg/m ³]	Densitet _{torr} [kg/m ³]	Vattenkvot [%]	Densitet _{12%} [kg/m ³]
4.1	46.593	1.831	326.2	398.51	421.13	10.03	426.46
4.2	44.658	0.337	311.4	424.14	450.38	10.15	455.53
4.3	67.432	1.812	467.2	410.80	439.30	11.77	439.93



Figur 5.9 *Utvärdering av brottlast för varje provkropp från provserie 4.*

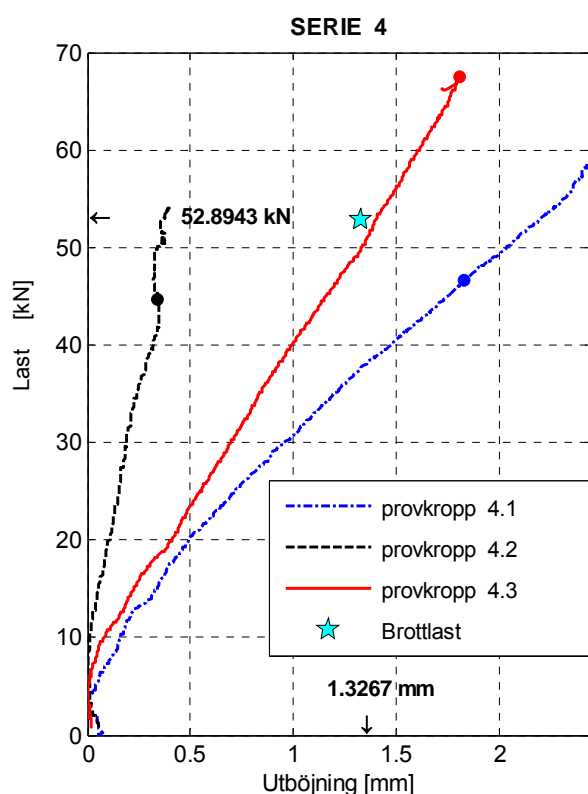
Utifrån Figur ovan syns det att brottlast för provkropp 4.3 sammanfaller med det i försöket maximalt uppnådda lasten, vilket tyder på saknanden av plastisk bärförmåga. En brottlast som uppkommer samtidigt med provkroppens kollaps kan inte räknas som lämplig mått för dess bärförmåga och kommer att uppvisa en högre bärförmåga för hela försöksserie 4 inom statistiska beräkningar.

Enligt ovanstående utvärdering samt ISO 3130, ISO 3131 och ISO 3129 för försöksserie 4 beräknas och visas resultatet i Tabell 5.8.

Tabell 5.8 Statistisk utvärdering av försöksserie 4.

SERIE 4		Medelvärde	Standardavvikelse	Varians [%]	Felets medelvärde	Resultat
Brottlast	kN	52.8943	12.6271	23.8723	7.2903	52.9
Utböjning	mm	1.3267	0.85713	64.6077	0.49486	1.3
Tid	sek	368.2667	85.9978	23.352	49.6508	368.0
Densitet	kg/m ³	436.9390	14.7671	3.3797	8.5258	440.0
Torrdensitet	kg/m ³	411.1503	12.8156	3.1170	7.3991	410.0
Fuktkvot	%	10.6500	0.9718	9.1249	0.5611	10.7
Densitet_{12%}	kg/m ³	440.6406	14.5476	3.3015	8.3991	440.0

En grafisk illustration på medelbrottlasten och medelutböjningen för hela försöksserie 4 illustreras i Figur 5.10. Beteckningar som i avsnitt 5.1.2. I Figuren syns tydligt hur provkropp 4.3 påverkar medellasten för hela försöksserie 4.



Figur 5.10 Utvärdering av brottlast för provserie 4, pilar markerar läge för seriens medelbrottlast och medelutböjning.

6 ANALYS

6.1 STATISTISK ANALYS AV FÖRSÖKSRESULTAT

6.1.1 Sannolikhetsteoretisk uppskattning av bärförmåga för standardregel

Träets fysikaliska egenskaper medför mycket stor spridning för bärförmågan. Enbart fem mätvärden kan inte ge något signifikant resultat, därför beräknas ett intervall som med 95% säkerhet inkluderar reglarnas bärförmåga. För att skatta konfidensintervallet i detta avsnitt används två metoder – sannolikhetsteoretisk intervallskattning enligt Vännman (1990) och bestämning av karakteristiskt värde enligt Boverket (1994).

Sannolikhetsteoretisk intervallskattning för bärförmåga.

Genom att uppfatta brottlastvärdena från försöksserier som normalfördelade kan ett konfidensintervall $N(\mu, \sigma)$ med önskad konfidensgrad bildas. Parameter μ är fördelningens lägesmått (brottlast) och parameter σ är fördelningens spridningsmått. Ju större σ , desto större spridning mellan mätvärdena. Om σ är känd blir intervallet

$$\left[\bar{x} - \lambda_{\alpha/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}, \bar{x} + \lambda_{\alpha/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] \quad (6.1)$$

ett konfidensintervall för μ med konfidensgrad $1-\alpha$. D.v.s. $\alpha=0.05$ ger ett intervall som med 95% säkerhet inkluderar reglarnas bärförmåga. I ekvation (6.1) står n för antalet observationer. Då både brottlastens värde och dess spridning inte är känd i förhand skall σ uppskattas med en konstant k_p som är större än $\lambda_{\alpha/2}$. Alltså ersätts konfidensintervallets

längd $\lambda_{\alpha/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$ med $k_p \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{n}}$ (Vännman (1990)). För att bestämma konstanten k_p används s.k. t -fördelning med $n-1$ frihetsgrader. Värdena är tabellerade beroende på konfidensgrad $t_{\alpha/2}$ och frihetsgrad $n-1$, där n står för antalet stickprov. σ^* skattas med ekvation

$$\sigma^* = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (6.2)$$

och intervallet

$$\left[\bar{x} - t_{\alpha/2}(n-1) \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{n}}, \bar{x} + t_{\alpha/2}(n-1) \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{n}} \right] \quad (6.3)$$

är ett konfidensintervall för bärförmåga med konfidensgrad $1-\alpha$ med $n-1$ frihetsgrader. Detta ger ett konfidensintervall med konfidensgrad 95% för 5 observationer

$$\left[\bar{x} - t_{0.025}(4) \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{5}}, \bar{x} + t_{0.025}(4) \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{5}} \right] = \left[\bar{x} - 2.776 \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{5}}, \bar{x} + 2.776 \cdot \frac{\sigma^*}{\sqrt{5}} \right] \quad (6.4)$$

Med konfidensgrad 95% är beräknat intervall för standardregeln [29.5815; 53.6585]

Alltså kan med 95% säkerhet påstås att brottlastens värde för Villa Varms befintliga regler är minst 29.5 kN enligt den klassiska statistikteorin.

Karakteristisk bärförmåga enligt Boverket (1994).

Karakteristiskt brottlastsvärde enligt Boverket (1994) beräknas som p -fraktil i fördelningen som bestäms ur ekvation

$$x_k = \bar{x}(1 - V k_{pn}) \quad (6.5)$$

där koefficient k_{pn} beror av aktuell fraktil p och antal mätvärden. Värden på k_{pn} är tabellerade och för 5 observationer utvärderade vid 5% fraktilen är k_{pn} 2.46. I ekvation (6.5) står V för variansen och \bar{x} är brottlastens medelvärde.

Ekvation (6.5) ger den karakteristiska bärförmågan 17.7 kN för standardregeln.

De teoretiska beräkningarna, som utförts enligt BKR94 för en pelare med tvärsnitt 34 x 95 mm², befintlig längd 2450 mm och karakteristiska värden (virke K24) för hållfasthet vid tryck parallellt fibrerna $f_c = 23 \text{ MPa}$ och elasticitetsmodul $E_{Rk} = 6900 \text{ MPa}$, ger pelarens bärförmåga 24.47 kN. Därför anses inte en karakteristisk bärförmåga 17.7 kN för en sammansatt regel relevant i detta sammanhang.

6.1.2 Statistisk jämförelse mellan standardregel och reglarna från övriga försöksserier

Jämförelse mellan försöksserie 1 och försöksserie 2.

I föregående avsnitt enligt klassisk statistiksteori beräknades bärförmågan för standardregeln till minst 29.5 kN med 95% säkerhet. Provkropparna från försöksserie 1, som bestod av enbart bärande pelare, uppvisade bärförmåga mellan 26.8 – 38.2 kN (se avsnitt 5.1). Därför undersöks om det finns en påvisbar skillnad mellan standardregel och en pelare med tvärsnitt 34 x 95 mm² överhuvudtaget. Sannolighetsteoretisk jämförelse för två stickprov används på grund av att bärförmågan för varje observation inom en försöksserie har samma väntevärde. Enligt Vännman (1990) finns det en skillnad mellan $N(\mu_1, \sigma)$ och $N(\mu_2, \sigma)$ om $\mu_1 - \mu_2 \neq 0$ (se avsnitt 6.1.1), där med μ_1 menas observerade värden för brottlast för försöksserie 1 och μ_2 för försöksserie 2, spridning σ mellan mätvärdena förväntas vara lika. Då spridningen inte är känd i förhand uppskattas σ med observerat värde

$$\sigma^*_{obs} = \sqrt{\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{(n_1 - 1) + (n_2 - 1)}} \quad (6.6)$$

där $s_1 = \sigma^*$ (se ekvation (6.2)) för försöksserie 1 med antal observationer n_1 och $s_2 = \sigma^*$ för försöksserie 2 med antal observationer n_2 . Konfidensintervallet för $\mu_1 - \mu_2$ är

$$\left[\bar{x}_1 - \bar{x}_2 \pm t_{\alpha/2}(n_1 + n_2 - 2) \cdot \sigma^*_{obs} \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} \right] \quad (6.7)$$

Om konfidensintervallet inte innehåller 0 finns det skillnad mellan försöksserierna. Med $t_{0.025}(8) = 2.306$ fås konfidensintervall [-0.62; 22.23] vilket innebär att man inte kan påstå med 95% säkerhet att det finns påvisbar skillnad mellan standardregel och en pelare med rektangulärt tvärsnitt (34 x 95 mm²). Skillnad mellan försöksserierna 1 och 2 påvisas med konfidensgrad 90%, då kan man påstå att standardregelns bärförmåga är 1.5 kN till

20.0 kN större än för pelare från försöksserie 1. Jämförelse mellan övriga försöksserier visas i BILAGA 6.

Resultat från sannolikhetsstatistiksteori med 95% säkerhet visar:

1. Brottlastens värde för standardreglarna minst 29.5 kN .
2. Skillnad mellan försöksserie 1 och 3 med minst 20.5 kN .
3. Skillnad mellan försöksserie 1 och 4 med minst 7.1 kN .
4. Skillnad mellan försöksserie 2 och 3 med minst 3.9 kN .
5. Ingen skillnad mellan försöksserie 1 och standardregel.

6.1.3 Explorativ dataanalys

Utöver den traditionella dataanalysen, då det aritmetiska medelvärdet används som lägesmått och variansen som spridningsmått, som för det mesta är avsedd för stora datamängder, sker jämförelsen på försöksresultaten mellan de fyra försöksserierna också med hjälp av Explorativ dataanalys (eng., Exploratory Data Analysis, EDA). Explorativ dataanalys används ofta för att komplettera den traditionella dataanalysen och lämpar sig bra även för små datamängder samt lyfter fram andra egenskaper hos datamaterial, d.v.s. beskriver försöksresultat på ett mer effektivt sätt.

I detta avsnitt används en metod som representerar försöksresultaten med hjälp av låddiagram (eng., Boxplot) för att jämföra olika datamaterial (Tukey (1977)). Metoden beskriver resultatens spridning och läge med några få karakteristiska värden ur varje datamaterial, d.v.s. mätvärden från varje försöksserie. Med karakteristiska värden här menas median, övre och undre kvartil, samt största och minsta mätvärde. Alla mätvärden ordnas efter dess storlek och med medianen menas det mittersta värdet i storleksordning. Övre, respektive nedre kvartil är de mätvärden som ligger i mitten räknat från det största respektive minsta mätvärdet och provseriens median. Genom att använda de fem ovannämnda karakteristiska mätvärde skapas ett låddiagram, som visar på mätvärdenas läge och spridning. För att bedöma de värden som kan vara avvikande införs ytterligare två parametrar s.k. inre och yttre stängsel, som beräknas med enkla ekvationer utifrån medianen, övre kvartilen och nedre kvartilen. Värdena som ligger utanför det inre stängslet, det vill säga ett steg gånger lådans längd (enligt Tukey (1977) är stegets längd 1.5) kallas för uteliggare värden och måste undersökas närmare. Med samma resonemang kallas för avlängsen uteliggare de försöksvärden som ligger utanför det yttre stängslet, det vill säga 2 steg längre bort från lådan jämfört med lådans längd.

Att använda medianen som provresultatenas lägesmått istället för det aritmetiska medelvärdet ger en bättre uppskattning över materialet på grund av att medianen inte påverkas av de resultat som är mycket avvikande från helheten.

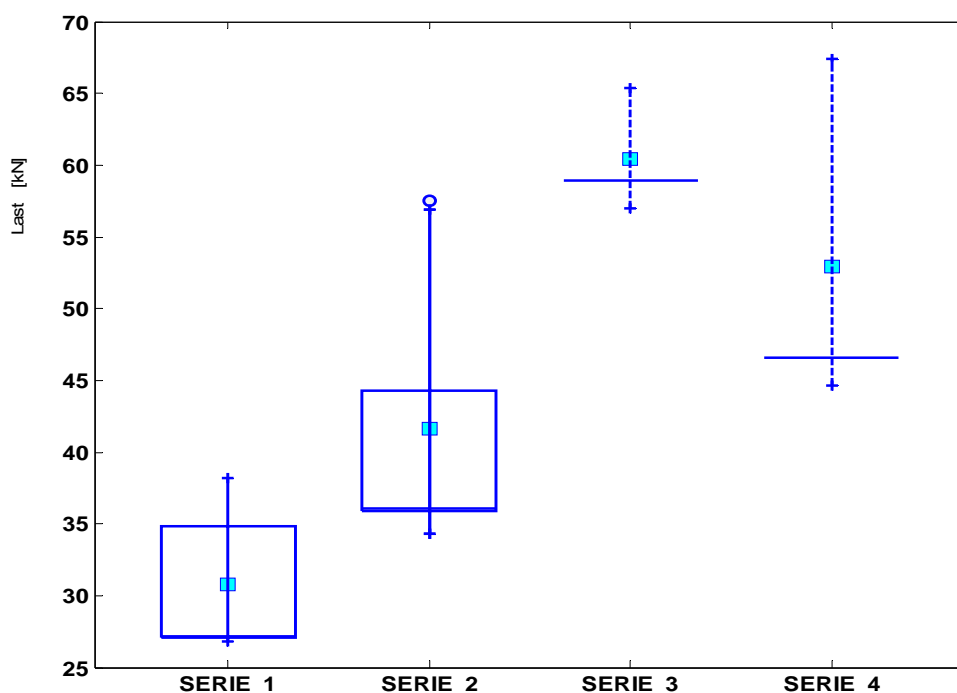
Trots att Explorativ dataanalys tycks ge en bättre bild över datamaterialet, bör den inte heller anses som säker i detta examensarbete, på grund av ett för litet datamaterial. Tio mätresultat per serie anses ge ett säkert resultat inom Explorativ dataanalys.

En sammanställning av de ingående parametrar enligt ovan sammanfattas i Tabell 6.1 och resultat illustreras i form av låddiagram i Figur 6. 1.

Tabell 6.1 *Indata för Explorativ dataanalys (Brottlast i kN).*

DATA	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4
Medelvärde	30.8168	41.6174	60.426	52.8943
Minsta värde	26.8100	34.2770	56.9740	44.6580
Undre kvartil	27.1030	35.9260		
Median	27.1320	36.0520	58.9410	46.5930
Övre kvartil	34.8690	44.3160		
Största värde	38.1700	57.5160	65.3630	67.4320
Gränser för inre stängsel (nedre; övre)	15.454; 46.518	23.341; 56.901		
Uteliggare värden	Finns ej	57.5160		
Gränser för yttre stängsel	3.805; 58.167	10.756; 69.486		
Avlängsna uteliggare värden	Finns ej	Finns ej		

Som det framgår av Tabell 6.1 finns det alldeles för lite utförda försök för försöksserierna 3 och 4 för att explorativ dataanalys skulle ge ett säkert resultat, dock ger den en indikation på försöksseriernas karaktär. Det finns inga provresultat emellan det minsta/största mätvärde och median som bör märka spridningen i låddiagrammet. För att markera detta har de plottats med streckad linje i låddiagram nedan. Seriernas medelvärde för brottlast har markerats med fyrkant i låddiagrammet.



Figur 6.1 Grafisk illustration i form av låddiagram där resultat mellan försöksserier jämförs.

Angående försöksserie 2 (standardregel), syns det i låddiagrammet att nedre kvartilen nästan sammanfaller med medianen, vilket visar att de flesta försöksresultat ligger kring det mittersta försöksvärde. EDA metoden visar också att medelvärdet ligger långt bort från medianen, som tyder på att den klassiska analysmetoden där försöksresultaten har värderats med medelvärdet som utgångsparameter, inte är speciellt trovärdigt i detta fall, det vill säga visar på större bärförmåga. Det stora medelvärdet har orsakats av ett mätvärde (provkropp 2.4) som ligger längre bort från lådan jämfört med de övriga försöksvärden. Avvikande mätvärdet (markerat med en ring i låddiagrammet) klassificeras dessutom som uteliggare och bör därför undersökas närmare. Provkroppen 2.4 med träkvalité som övriga inom serie 2 hade vid översta förbandet en initieff lång spricka i fiberriktningen. Sprickan syns i Figur 4.12. Brottet började i förbandet där sprickan fanns vid 40 kN pålastning men kunde uppta ytterligare 20 kN på de spjälkade delarna som hålls ihop med spikförbandet. Virkeskvalité för provkropp 2.4 hade varken den bästa eller sämsta inom försöksserie 2. Trots att provkropp 2.4 hade något större densitet än de övriga provkropparna från försöksserie 2 (se Tabell 5.3) var inte fuktkvotets variationen inom försöksserie märkvärdig, därför tas alla observationer med i analysen.

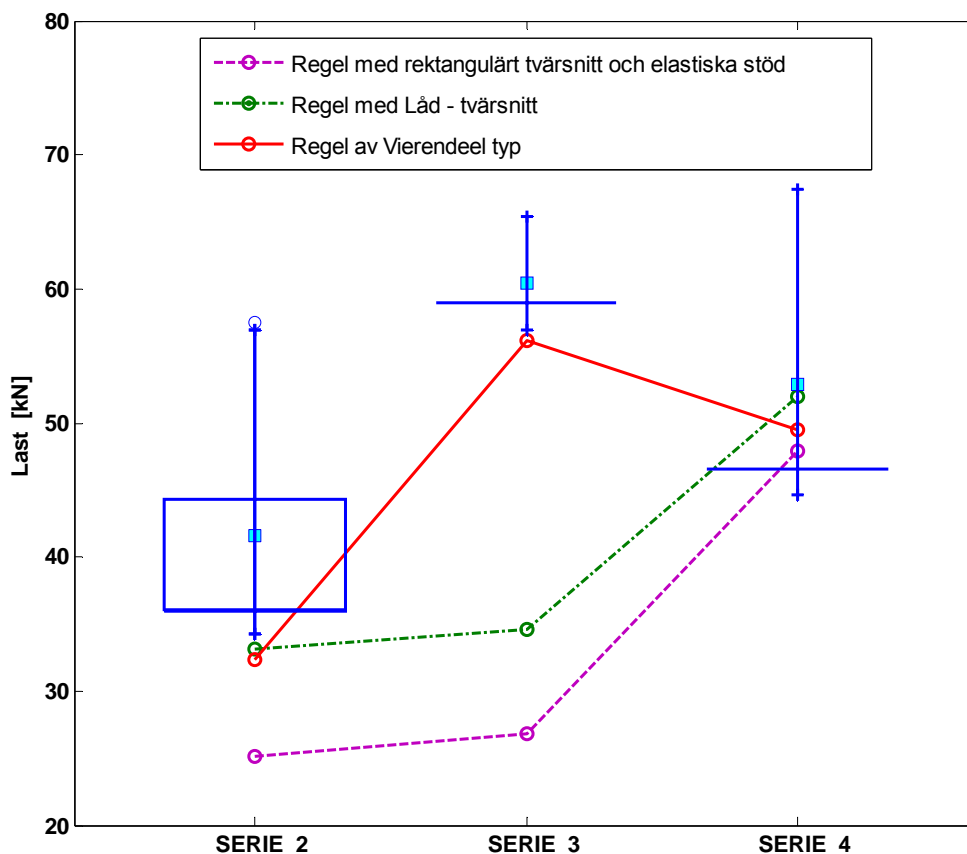
Trots få observationer syns det i låddiagrammet en indikation på tvärsnittets samverkan. Sammanfattningsvis för alla fyra försöksserier ligger medelvärdet en bit över de flesta mätresultaten och den största spridningen påvisar försöksserie 2 och försöksserie 4.

6.2 UTVÄRDERING AV TEORETISKA MODELLER

Ett mål med laboratorieförsöken var att utifrån erhållna försöksresultat framta den lämpligaste modellen för reglarnas bärförmågeberäkningar.

Från försöksresultaten framgår att de sammansatta reglarnas bärförmåga är större än försöksseries 1 med ett rektangulärt tvärsnitt. Alltså höjs bärförmåga signifikant av den yttre regel som bindas till bärande regel med förband. Dock bör resultatet tas med försiktighet med tanke på träets stora spridning och få utförda försök. Speciellt bör uppmärksammas erhållna resultat från försöksserie 4 (provkroppar med tre stycken förband och 120 mm tvärsnittshöjd), som uppvisade det styvaste beteendet inom hela försöksförlopp. I kraft-utböjningsdiagramm (Figur 5.10) syns tydliga elastiska delar, som slutar med en pik där brotten inträffade. Till exempel, kollapsade regeln nr. 4.3 samtidigt som brottlasten hade uppnåtts. Alltså hade provkroppar från försöksserie 4 nästan ingen plastisk bärförmåga, vilken ur säkerhetssynpunkt bör bedömas ha en lägre bärförmåga än den som utvärderats som brottlast.

Trots få utförda laboratorieförsök ger försöksresultaten en god bild på seriernas karaktär jämfört med varandra. Jämförelse mellan försöksresultat i form av låddiagram och de teoretiska beräkningsmodellerna illustreras i Figur 6.2. De teoretiska brottlasterna (avsnitt 3.5) plottas ovanpå låddiagrammet med bindande linjer mellan varandra för att bättre synliggöra modellernas karaktär.



Figur 6.2 Jämförelse mellan teoretiska modeller och de tillhörande försöksresultaten.

De teoretiska beräkningarna grundar sig på bärförmåga i styv riktning. Trots att försöksuppställningarna utformades som miniväggar för att undvika utknäckning i vek led inträffade de slutliga brotten i vek riktning, d.v.s. att försöksuppställningen hindrade brotten att ske i vek riktning till en vis lastnivå.

Trots ovan nämnda visar försöksresultaten tydligt att verkningssättet för den sammansatta regeln är lik sammansatta konstruktioner av Vierendeeltyp.

Teoretiska beräkningar uppvisar något lägre bärförmåga för alla försöksserier än resultaten från laborieförsök. Detta kan bero på att teoretiska beräkningar baseras på ekvationer då virket förutsätts en fuktkvot 12 %. Lägre fuktkvot höjer både virkets styvhet och hållfasthet. Provkropparnas fuktkvot varierade mellan 10,6 % och 11,5 %. Även medeldensiteten var något högre än 400 kg/m³. Inom teoretiska beräkningarna användes virkes $E_{Rk} = 6900 \text{ MPa}$ och karakteristiskt hållfasthetsvärde vid tryck parallellt fibrerna $f_c = 23 \text{ MPa}$.

7 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

7.1 FÖRSÖK OCH TEORETISK MODELLERING

7.1.1 Bärförmåga hos standardregel

Syftet med detta examensarbete har varit att undersöka Villa Varms befintliga väggreglars faktiska bärförmåga. Syftet skulle ha nåtts genom utförande av praktiska laboratorieförsök. Bärförmåga för Villa Varms befintliga regler bedömdes av fem provkroppar och resultaten från försöken uppvisade en medelbrottlast på 41.6 kN. Dock bör erhållna resultat uppfattas med försiktighet, eftersom Explorativ dataanalys visar att medellastens värde ligger över medianen (36 kN) vilket innebär att tre av fem försöksresultat ligger under det beräknade medellastens värde. De tre resultaten har inte heller speciell stor spridning mellan varandra och ligger på cirka 34 -36 kN. Det stora värdet för medellast har uppkommit på grund av att en av provkropparna har uppvisat bärförmåga på 57.5 kN vilket har höjt medelvärdet väsentligt. Sannolikhetsteoretisk uppskattning med 95% konfidensgrad ger bärförmåga för standardreglar som minst 29.5 kN. Statistisk utvärdering vid 5% fraktil enligt Boverkets rekommendationer ger ett karakteristiskt brottmlastsvärde på 17.7 kN för Villa Varms befintliga standardreglar, dock anses inte det sistnämnda värdet relevant i detta sammanhang p.g.a. att enligt BKR94 för en pelare av virke K24 med tvärsnitt 34 x 95 mm² och befintlig längd 2450 mm är bärförmåga 24.47 kN.

Åt andra sidan visade inte de empiriska resultaten på bärförmåga i solklar styv riktning. Därför kan den verkliga reglarnas bärförmåga kan vara större än uppmåtts i laboratorieförsök.

7.1.2 Ökning av bärförmåga

Totalt har 16 försök utförts, dels för att bedöma bärförmågan hos Villa Varms regler och dess modifikationer, dels för att jämföra erhållna försöksresultat med beräknade resultat från de teoretiska modellerna.

Fem försök har utförts på rektangulära pelare med tvärsnittsarea 34x95 mm² dels för skapande av statistiskt underlag och dels för jämförelse med de befintliga standardreglarna. På grund av att Villa Varms väggreglar har stöd enbart under den bärande regeln med tvärsnittsarea 34x95 mm² och inget stöd under den yttersta regeln, har det funnits ett visst tvivel på om det finns någon skillnad i bärförmåga mellan en vanlig pelare med rektangulärt tvärsnitt och den sammansatta väggregeln. Försöksresultaten (medelbrottlast) uppvisar en ökning på cirka 30% för den sistnämnda vilket indikerar att det finns en samverkan med potential för betydligt högre bärförmåga.

För jämförelse av provningsresultaten med de teoretiska modellerna har det, utom försöken på fem befintliga Villa Varms väggreglar, utförts sammanlagt sex försök med modifierade regler uppdelade i två försöksserier. Försöksserie 3 där befintliga Villa Varms väggregel hade modifierats med fyra förband istället för tre och försöksserie 4 där nuvarande bärande regel med tvärsnittsarea 34x95 mm² hade ersatts med regel som hade tvärsnittsarea 34x120 mm². Tre provkroppar per försöksserie ger inte säkra resultat med tanke på träets stora variation, men karaktären på provseriernas uppförande var ganska tydlig. Försöksserie 3 hade ganska liten spridning på erhållna brottmlaster mellan 57 kN och

65 kN. Försöksserie 4 uppvisade alldeles för stor spridning inom resultaten, två av provkropparna hade brottlast på 44.5 kN respektive 46.5 kN medan en av provkropparna uppvisade en mycket större bärförmåga på 67.5 kN. Trots det sistnämnda försöksresultatet uppvisade försöksserie 4 7.5 kN mindre medelbärförmåga jämfört med försöksserie 3, medan medianernas jämförelse visade 12.3 kN mindre bärförmåga för försöksserie 4 jämfört med försöksserie 3. Skillnad i bärförmågan hos försöksserierna 3 och 4 var avgörande för bedömningen av den lämpligaste teoretiska modellen.

Det måste påpekas dock att i försöksserie 3 (med 4 förband) satt spikplåtarna närmare förbindelserna mellan bärande regel och avstyvande regel och på så sätt kunde förstärka förbindelsen. Detta kan ha gjort att det krävdes något högre belastning innan brott inträffade.

Den stora spridningen inom försöksserie 2 (standardregel) har medfört större osäkerhet vilken ger approximativt möjlig bärförmåga som försöksserie 1 (pelare med tvärsnitt $34 \times 95 \text{ mm}^2$). Statistisk utvärdering med 90 % konfidensgrad påvisar skillnad mellan pelare med tvärsnitt $34 \times 95 \text{ mm}^2$ och standardregeln med minst 1.4 kN, medan med försöksserie 3 och försöksserie 4 minst 22.4 kN respektive 10.1 kN. Trots den stora spridningen inom försöksresultaten för försöksserie 2 och försöksserie 4 indikeras det en samverkan mellan yttre och bärande regeln som är störst med fler förband.

Försöksresultaten visar att det är effektivare att höja bärförmågan på reglarna genom att lägga till ett förband än att öka träs dimensioner från $34 \times 95 \text{ mm}^2$ till $34 \times 120 \text{ mm}^2$. Även brottmönstret för regler som har fyra förband var segare och därmed säkrare än de från försöksserie 4 som gick i brott plötsligt och brotten var kraftiga.

7.1.3 Beräkningsmodell

Målet med examensarbetet har även varit att ge förslag på hur bärförmågan kan ökas för de sammansatta reglarna. Efter teoretiska litteraturstudier har fyra beräkningsmodeller studerats. Målet med att skapa teoretiska modeller har varit att framta en modell som beskriver reglarnas verkningsätt. En sådan beräkningsmodell skulle användas i framtida beräkningar. Två av de teoretiska modellerna grundar sig i teori om sammansatta konstruktioner med ofullständig samverkan medan två modeller behandlar rektangulära pelare varav en med elastiska stöd från yttre regel.

Resultaten från försöken visar att verkningsättet hos Villa Varms regler ligger närmast regler av typen Vierendeel, det vill säga som sammansatta konstruktioner bestående av två pelare som är inbördes sammanfogade med laskar. Alltså anses regler av typen Vierendeel som den lämpligaste teoretiska modellen för framtida beräkningar på Villa Varms regler. Här bör dock anmärkas att resultaten, som bygger på alldeles för litet urval, inte visar säkra resultat. Inte minst av betydelse är att dimensioneringsföreskrifter för pelare/reglar av typen Vierendeel som beskrivs i EUROCODE 5 bygger på konstruktion där båda pelarna anses som bärande och att ett dubbelsymmetriskt tvärsnitt förutses. I EUROCODE 5 behandlas Vierendeelreglar med enbart träförband och därmed anges inte säkerhetsfaktor som beaktar inverkan av spikförbandets styvhet. I detta examensarbete har säkerhetsfaktorn för varmförzinkade spikplåten uppskattats till 2.3. Anpassningar till beräkningsmetoden i EUROCODE 5, som används i detta examensarbete finns i avsnitt 3.2.2, dock krävs

djupare analys med empiriskt framtagna resultat från olika försök för att metoden kan accepteras som säker beräkningsmetod.

7.2 SLUTSATSER

1. Med 95 % säkerhet är bärförmåga hos standardregel minst 29.5 kN.
2. För att öka bärförmågan är det lämpligare att lägga till fler förband.
3. Beräkningsmodell för Vierendeelpelare i EUROCODE 5 ger mest tillförlitlig uppskattning av reglarnas bärförmåga.

7.3 FÖRSLAG TILL FORTSATTA UNDERSÖKNINGAR

Från de utförda försöken framgår att beräkningsmodellen för regler av typen Vierendeel är en tillämpbar beräkningsmodell som beskriver verknings sättet hos Villa Varms väggreglar. Dock bör ytterligare försök utföras och även försök som redan har utförts borde göras i större omfattning, så att resultaten blir mer tillförlitliga och kan anses som mer trovärdiga.

En del faktorer som kan vara intressanta i fortsatta studier är

1. Utföra försöken så att utknäckning i vek led elimineras, vilken i detta arbete var förbindelsen mellan bärande regel och avstyvande regel. Detta kan åstadkommas genom att t.ex. sätta en vinkel på varje sida av den bärande regeln eller avstyva den bärande regeln i hela sin längd.
2. Utföra försöken med en yttre vägg på yttre pelare som kan påverka förbandens verknings sätt, vilket inte har tagits upp i detta examensarbete.
3. Modellen bör utvecklas ytterligare med laboratorieförsök, där både antal förband och tvärsnitt (både tvärsnittshöjd och tvärsnittsbredd) på båda regler varieras. Sådana försök kan verifiera säkerhetsfaktorn (beaktar inverkan av spikförbandets styvhet) för väggreglar, samt utveckla modellen.
4. Försöken med ändrad tvärsnittshöjd på den yttre regeln kan ge en empiriskt framställd ekvation för strävor bestående av två regler sammansatta med spikplåten, som inte har dubbelsymmetriskt tvärsnitt.

8 REFERENSER

8.1 LITTERATUR

Adams R.A. (2003), Calculus, 5th ed., © 2003 Pearson Education Canada Inc., Toronto, Ontario, ISBN 0-201-79131-5

BKR 94. Boverkets konstruktionsregler, BFS 1993:58. Boverket, Stockholm. ISBN 91-38-12852-7

Björnfot A. (2001), Duktilitet och säkerhet hos inslitade spikförband i limträ 2001:186 CIV, ISSN: 1402 -1617, ISRN: LTU EX -- 01/186 -- SE

Boverket (1994), Statens planverk, (1975c) Dimensionering genom provning, Boverket, byggavdelningen. Diarienummer: B649-4605/93 Upplaga: 1:1. Akerssons Tryckeri, Emmaboda, ©Boverket, 1994, ISBN 91 7147 124-3

Carling O. ET AL (1992), Dimensionering av träkonstruktioner, © AB Svensk Byggtjänst och Träteck, Tryckeri Balder, Stockholm 1992 ISBN 91-7332-608-9

Carling O. (2001) Limträhandboken, Olle Carling Ingenjörbyrå AB, © Svenskt Limträ AB, 2001, ISBN 91-631-1453-4

Carling O., Hansson T., Nylander J-O. (1993), Träbyggnadshandbok 6, Dimensionering Stockholm : Träinformation: Träteck : [Byggförl.], 1993 ; 91-85576-24-7(inb.)

EUROCODE 5 (1998), Dimensionering av träkonstruktioner, BST rapport 2/1998 Utgiven av SIS Förlag AB, Stockholm 1998 ISBN 91-7162-448-1

Formelsamling för Väg och Vattenbyggare, Luleå tekniska Universitet, 2003

Höglund T. (1994), Dimensionering av stålkonstruktioner, Utdrag ur Handboken Bygg, Upplaga 1.1, C E Fritzes AB, Stockholm, 1994, ISBN 91-38-12820-9

Höglund T. (2006), Stabilitet för balkar och stänger, Att konstruera med stål, Modul 6, KTH 2006

Popov E.P. (1998) in collab.with Balan T.A., Engineering Mechanics of Solids, 2nd ed., © 1998 by Prentice-Hall, Inc., ISBN 0-13-726159-4

Sundström B. (1998)., Handbok och formelsamling i hållfasthetslära, KTH, 1998, Fingraf AB, Södertälje.

Timoshenko S.P., Gere J.M. (1972), Mechanics of materials, D.Van Nostrand Company, N.Y., 1972, ISBN 0-442-22637-3

Timoshenko S.P. (1961) in collab.with Gere J.M, Theory of elastic stability, © McGraw-Hill Book Company, Inc., 1961, 2nd ed., 16th Printing 1983, ISBN 0-07-085821-7

Thelandersson S., Larsen H.J (2003), Timber Engineering, John Wilwy & Sons, LTD, 2003, ISBN 0-470-84469-8

Tukey J.W. (1997), Exploratory Data Analysis, Addison-Wesley Publishing Company, 1977, ISBN 0-201-07616-0

Vännman K. (1990), Matematisk statistik, Studentlitteratur 1990, Lund, Andra upplagan, ISBN 91-44-01690-5

Godkännanderegler: 1975:4 Hållfasthetsdimensionering genom provning. Statens planverk, Stockholm 1976.

Basha H.S., Goel S.C., Special truss moment frames with Vierendeel middle panel, MI 48109, USA

8.2 STANDARDER

EN 13162, Thermal insulation products for buildings -- Factory made mineral wool (MW) products – Specification.

ISO 3129 – 1975 (E), Wood -- Sampling methods and general requirements for physical and mechanical tests.

ISO 3130 – 1975, (E), Wood -- Determination of moisture content for physical and mechanical tests.

ISO 3131, (1975), Wood -- Determination of density for physical and mechanical tests.

ISO 6891 – 1983 (E), Timber structures -- Joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics.

ISO 8969 – 1990 (E), Timber structures -- Testing of unilateral punched metal plate fasteners and joints.

SS – EN 408 (oktober 2003), Träkonstruktioner -- Konstruktionsvirke och limträ – Bestämning av vissa fysikaliska och mekaniska egenskaper. Utgåva 2.

8.3 ELEKTRONISKA KÄLLOR

Europaparlamentets och rådets direktiv 2002/91/EG

av den 16 december 2002 om byggnaders energiprestanda.

Europeiska gemenskapernas officiella tidning 4.1.2003

<http://eur-lex.europa.eu/>

LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2003:001:0065:0071:SV:PDF

(besökt senast 2009-08-18)

Europeiska rådets direktiv 89/106/EEG

av den 21 december 1988 om tillnärmning av medlemsstaternas lagar och andra författningar om byggprodukter (31989L0106)

<http://eur-lex.europa.eu/>

LexUriServ/LexUriServ.do?uri=CELEX:31989L0106:SV:NOT

(besökt senast 2009-08-18)

Lag om energideklaration för byggnader

Näringsdepartementet, SFS nr: 2006:985, *Lag om energideklaration för byggnader*, Utfärdad:

2006-06-21, Ändring införd: t.o.m. SFS 2009:579, Regeringskansliets rättsdatabaser

http://62.95.69.15/sfs/sfst_form.html

(besökt senast 2009-08-18)

Förordning om energideklaration för byggnader

Näringsdepartementet, *Förordning (2006:1592) om energideklaration för byggnader*, Utfärdad:

2006-12-21, Regeringskansliets rättsdatabaser

http://62.95.69.15/sfs/sfst_form.html

(besökt senast 2009-08-18)

VillaVarm

www.VillaVarm.se/

(besökt senast 2009-08-18)

MiTek Industries AB

<http://www.mitekab.se/>

(besökt senast 2009-08-18)

Paroc Group

<http://www.paroc.se/>

(besökt senast 2009-06-05)

Sveriges Lantbruksuniversitetet

<http://www.slu.se/>

(besökt senast 2009-04-20)

VetensapsRadion

<http://www.sr.se/cgi-bin/p1/program/>

(besökt senast 2009-03-30)

även

<http://www.sr.se/cgi->

[bin/p1/program/artikel.asp?ProgramID=406&nyheter=1&artikel=2582671](http://www.sr.se/cgi-bin/p1/program/artikel.asp?ProgramID=406&nyheter=1&artikel=2582671)

(besökt senast 2009-08-18)

MiljöRapporten

<http://www.miljorapporten.se>

(besökt senast 2009-06-12)

Passivhuscentrum

<http://www.passivhuscentrum.se/>

(besökt senast 2009-08-18)

Fastighetsägarna

<http://www.fastighetstidningen.com/>

(besökt senast 2009-08-18)

8.4 MUNTliga REFERENSER

Bernspång L., lekt., konstruktionsteknik, LTU

Fahleson C., Complab, LTU

Johnsson H., lekt., träbyggnad, LTU

BILAGOR

BILAGA 1 – Sammanfattning av Figurer.

BILAGA 2 – Sammanfattning av Tabeller.

BILAGA 3 – Beräkning av faktor β för pelare med ett elastiskt stöd i mitten.

BILAGA 4 – Beräkning av α, k, β för pelare med två elastiska stöd.

BILAGA 5 – Densitet och fuktkvot per provkropp.

BILAGA 6 – Sannolighetsteoretisk jämförelse mellan försöksserier.

BILAGA 1 - SAMMANFATTNING AV FIGURER

- Figur 1.1 *Vänster: Illustration av en typisk uppbyggnad av en träregelvägg (Träguide 2009). Höger: Villa Varms träregelvägg med bruten köldbrygga (Villa Varm 2009).*
- Figur 2.1 *Illustration av Villa Varms standardregel med aktuella mått.*
- Figur 2.2 *Villa Varms regel med aktuella belastningar och beteckningar.*
- Figur 3.1 *a) fritt upplagd centriskt belastad pelare med initialkrokighet.
b) fritt upplagd pelare belastad med transversallast och tryckkraft.*
- Figur 3.2 *Vänster: Halva den bärande regeln axiellt belastad med kraften N. Kraften F i regelns mitt kommer från det elastiska stödet d.v.s. yttre regeln.
Höger: Tolkning av standardregel som pelare med ett elastiskt stöd i mitten.*
- Figur 3.3 *Vänster: Halva den bärande regeln axiellt belastad med kraften N. Kraften F i regelns mitt kommer från det elastiska stödet d.v.s. yttre regeln.
Höger: Tolkning av standardregel som pelare med två elastiska stöden.*
- Figur 3.4 *a) Låd-tvärsnitt (Danska Statens Byggeforskningsinstitutet).
b) Tolkning av standardregel som pelare med låd-tvärsnitt.*
- Figur 3.5 *a) Vierendeelpelare (Danska Statens Byggeforskningsinstitutet).
b) Tolkning av standardregel som Vierendeelpelare.*
- Figur 3.6 *Ett tvärsnitt där spikförband på båda regelsidor och cellplast emellan syns.*
- Figur 3.7 *Med teoretiska modeller beräknad brottlast, ingående parametrar från Tabell 3.4.*
- Figur 4.1 *Mått för pelare ingående i försöksserie 1.*
- Figur 4.2 *Tvärsnittsmått för regler ingående i försöksserie 2.*
- Figur 4.3 *Tvärsnittsmått för regler ingående i försöksserie 3.*
- Figur 4.4 *Tvärsnittsmått för regler ingående i försöksserie 4.*
- Figur 4.5 *Illustration av minivägg.*
- Figur 4.6 *Färdigspikade miniväggar till vänster, en minivägg från serie 1 i väntan på försök till höger.*
- Figur 4.7 *Provkropparnas övre upplag till vänster, förskjutningsmätare till höger och undre upplag i mitten.*
- Figur 4.8 *Provkropp 1.1 inför försöket: från sidan till vänster, frontvy i mitten.
Provkroppen efter brott till höger.*
- Figur 4.9 *Provkropp 2.2 innan försök (till vänster) och efter brott (i mitten).
Till höger syns spjälkning mellan 1: och 2:a förband.*
- Figur 4.10 *Provkropp 2.3 med kvisthål och sprickor runt en kvist till vänster, brottet till höger.*
- Figur 4.11 *Provkropp 2.4 efter brott. Spricka vid förbandet där brottet inleddes (till vänster), slutligt brott (till höger).*
- Figur 4.12 *Brott i provkropp 2.5. Regeln i hela sin längd (till vänster), kollaps mellan 2:a och 3:e förband framifrån sett (i mitten) och från sidan (till höger).*
- Figur 4.13 *Provkropp 3.1 före brott och efter brottet har inträffat.*
- Figur 4.14 *Provkropp 3.2 övre förband (till vänster).
Provkropp 3.1 efter brottet med böjd spikplåt nr.3 (till höger).*
- Figur 4.15 *Provkropp 3.2 innan försöket till vänster, efter brottet i mitten och till höger.*
- Figur 4.16 *Provkropp 3.3 med en kvist på ytkant före försöket.*
- Figur 4.17 *Brottet i provkropp 3.3.*
- Figur 4.18 *Provkropp 4.1 före och efter brott (till vänster och mitten).
Provkropp 4.3 efter brott (till höger).*
- Figur 4.19 *Brottet i provkropp 4.2. Regeln i hela sitt längd (till vänster), spjälkning ovanpå förbandet (till höger).*

- Figur 5.1 *Utvärderingsmodell för provkropp 1.1 med lång och otydlig lutande del.*
- Figur 5.2 *Utvärderingsmodell för provkropp 2.3 med kort lutande del.*
- Figur 5.3 *Utvärdering av brottlast för övriga provkroppar i provserie 1.*
- Figur 5.4 *Utvärdering av brottlast för provserie 1, pilar markerar läget för medelbrottlast och medelutböjning.*
- Figur 5.5 *Utvärdering av brottlast för övriga provkroppar från provserie 2.*
- Figur 5.6 *Utvärdering av brottlast för provserie 2, pilar markerar läge för medelbrottlast och medelutböjning.*
- Figur 5.7 *Utvärdering av brottlast för varje provkropp från provserie 3.*
- Figur 5.8 *Utvärdering av brottlast för provserie 3, Pilar markerar läge för seriens medelbrottlast och medelutböjning.*
- Figur 5.9 *Utvärdering av brottlast för varje provkropp från provserie 4.*
- Figur 5.10 *Utvärdering av brottlast för provserie 4, pilar markerar läge för seriens medelbrottlast och medelutböjning.*
- Figur 6.1 *Grafisk illustration i form av låddiagram där resultat mellan försöksserier jämförs.*
- Figur 6.2 *Jämförelse mellan teoretiska modeller och de tillhörande försöksresultaten.*
- Figur B.1 *Differentialekvationens lösning i intervall $[0;3\pi]$ (till vänster), förstorat område där $n = 1$ (till höger).*
- Figur B.2 *Elementarfall för fritt upplagd balk, $(A + B = 1)$.*
- Figur B.3 *Vänster: Belastningsfall med kraften F på avstånd $L-a$ från balkände.
Höger: Belastningsfall med kraften F på avstånd a från balkände.*
- Figur B.4 *Differentialekvationsystemets lösning i intervall $[0;2.5\pi]$ (till vänster), förstorat område där $n = 1$ (till höger).*

BILAGA 2 - SAMMANFATTNING AV TABELLER

Tabell 3.1	<i>Värdena på osäkerhetsfaktor enligt Carling ET AL (1992) och EUROCODE 5 (1998).</i>
Tabell 3.2	<i>Kort sammanställning av teoretiska beräkningsmodeller.</i>
Tabell 3.3	<i>I beräkningar ingående tvärsnittsmått.</i>
Tabell 3.4	<i>Beräknad bärförmåga.</i>
Tabell 4.1	<i>Sammanfattning av försöksserierna med mått och antal ingående provkroppar.</i>
Tabell 4.2	<i>Mått för provkroppar ingående i försöksserie 2.</i>
Tabell 4.3	<i>Mått för provkroppar ingående i försöksserie 3.</i>
Tabell 4.4	<i>Mått för provkroppar ingående i försöksserie 4.</i>
Tabell 5.1	<i>Försöksserie 1 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).</i>
Tabell 5.2	<i>Statistisk utvärdering av försöksserie 1.</i>
Tabell 5.3	<i>Försöksserie 2 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).</i>
Tabell 5.4	<i>Statistisk utvärdering av försöksserie 2.</i>
Tabell 5.5	<i>Försöksserie 3 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).</i>
Tabell 5.6	<i>Statistisk utvärdering av försöksserie 3.</i>
Tabell 5.7	<i>Försöksserie 4 (Utvärderad brottlast, tillhörande utböjning och tid, samt densitet och fuktkvot).</i>
Tabell 5.8	<i>Statistisk utvärdering av försöksserie 4.</i>
Tabell 6.1	<i>Indata för Explorativ dataanalys (Brottlast i kN).</i>
Tabell B.1	<i>Sannolikhetsteoretisk jämförelse mellan försöksserier med 95% konfidensgrad.</i>
Tabell B.2	<i>Sannolikhetsteoretisk jämförelse mellan försöksserier med 90% konfidensgrad.</i>

BILAGA 3 - BERÄKNING AV FAKTOR β FÖR PELARE MED ETT ELASTISKT STÖD

En fritt upplagd bärande pelare med ett elastiskt stöd från yttersta balken som i Figur 3.2.
Differentialekvation (3.22)

$$v'' + k^2 v = \frac{\alpha}{2EI} v \left(\frac{L}{2} \right) x$$

med randvillkoren $v(0) = 0$; $v'(0) = 0$; $v(L/2) = 2F / \alpha$
ger ekvation för den sökta konstanten k

$$k \left(\frac{L}{2} - \frac{2}{\alpha} \right) - \tan \frac{kL}{2} = 0$$

Standardregel

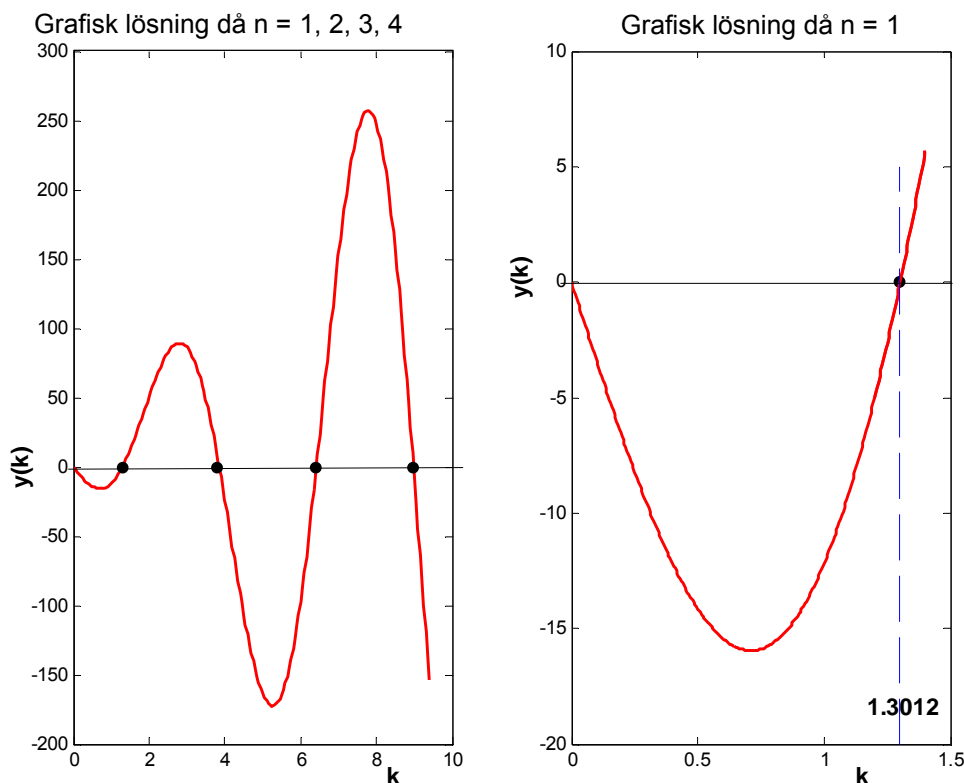
Med ingående data:

$L = 2.45 \text{ m}$, $h_3 = 45 \text{ mm}$, $b = 34 \text{ mm}$ och

$E_1 = E_3 = 6900 \text{ MPa}$ (elasticitetsmodul för virke K 24)

$$\alpha = \frac{48E_3 I_3}{L^3} \quad \text{och} \quad I_3 = \frac{bh_3^3}{12}$$

löses ekvationen och resultatet representeras grafiskt i figur nedan.



Figur B.1 *Differentialekvationens lösning i intervall $[0; 3\pi]$ (till vänster), förstorat område där $n = 1$ (till höger).*

Enligt sambandet (3. 28) ges det största utböjningen av minsta n .
 $n = 1$ ger $k = 1.3012$ (Figur B.3, till höger)

och k insatt i $N = k^2 E_1 I_1 = \frac{\pi^2 E_1 I_1}{(\beta L)^2}$ ger svaret på faktor β .

$$\beta = 0.98546166288882 \approx 0.985$$

Alltså är faktorn $\beta \approx 0.985$ för standardregel med tre spikplåten på varsin sida, varav spikplåten i mitten tillsammans med yttre regeln utgör det elastiska stödet. Detta ger knäckningslängd för standardegel $l_c = \beta L = 2413 \text{ mm}$.

Modifierad regel

Med ingående data:

$L = 2.45 \text{ m}$, $h_3 = 0.045 \text{ m}$, $b = 0.045 \text{ m}$ och $E_1 = E_3 = 6900 \text{ MPa}$ (elasticitetsmodul för virke K 24) beräknas $k = 1.30749$, vilket ger faktor $\beta = 0.98072085886006 \approx 0.981$

Faktorn $\beta \approx 0.981$ ger knäckningslängd $l_c = \beta L = 2403 \text{ mm}$, för modifierad regel (tvärsnittsbredd 45 mm) med tre spikplåtar på varsin sida, varav spikplåten i mitten tillsammans med yttre regeln utgör det elastiska stödet.

BILAGA 4 - BERÄKNING AV α, k, β FÖR PELARE MED TVÅ ELASTISKA STÖD

En fritt upplagd bärande pelare med två elastiska stöden från yttersta balken som i Figur 3.3. Differentialekvationer (3.30) för elastisk stabilitet

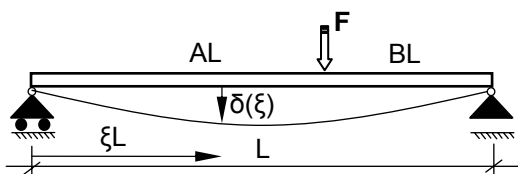
$$\begin{cases} v'' + k^2 v = \frac{Fx}{EI_1} & \text{då } 0 \leq x \leq a \\ v'' + k^2 v = \frac{Fa}{EI_1} & \text{då } a \leq x \leq L/2 \end{cases}$$

Pelarens utböjning (se avsnitt 3.1) är

$$\begin{cases} v(x) = \frac{-F}{Nk} \cdot \left(\sin ak \cdot \tan \frac{L}{2} k + \cos ak \right) \cdot \sin kx + \frac{F}{N} x & \text{då } 0 \leq x \leq a \\ v(x) = \frac{-F}{Nk} \cdot \left(\cos kx + \tan \frac{L}{2} k \cdot \sin kx \right) \cdot \sin ak + \frac{F}{N} a & \text{då } a \leq x \leq L/2 \end{cases}$$

Fjäderkonstant

Fjäderkonstanten α för det elastiska stödet fås genom att omskriva yttre pelares nedböjning vid avstånd $x=a$ (se figur 3.3) och kraften F i stödet. Sambandet för nedböjning vid godtyckligt avstånd ξL från stödet ges av elementarfall (Figur B.4).



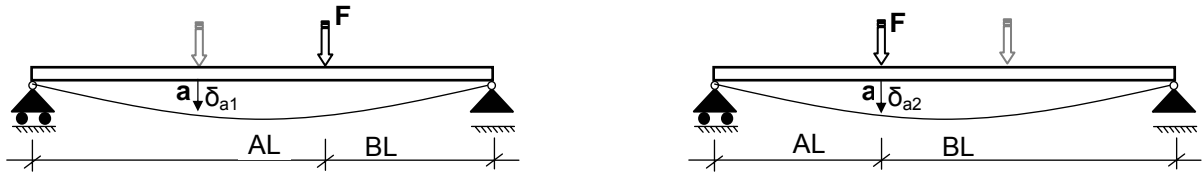
Figur B.2 Elementarfall för fritt upplagd balk, ($A + B = 1$).

Ekvationer för utböjningen är (Sundström B. (1998))

$$\delta(\xi) = \frac{FL^3}{6EI} \cdot B \left[(1 - B^2)\xi - \xi^3 \right] \text{ för } \xi \leq A$$

$$\delta(A) = \frac{FL^3}{3EI} \cdot A^2 B^2 \text{ i punkt A.}$$

För pelare med två elastiska stöd söks utböjningen vid avståndet a . P.g.a. två elastiska stöden (kraft F), delas problemet upp i två delar. Figur B.5.



Figur B.3 *Vänster: Belastningsfall med kraften F på avstånd $L-a$ från balkände.
Höger: Belastningsfall med kraften F på avstånd a från balkände.*

Utböjningen på grund av enbart den avlägsna kraften F ges av elementarfallet (se Figur B.5, vänster) med $A = \frac{L-a}{L}$; $B = \frac{a}{L}$; $\xi = \frac{a}{L}$. Utböjningen är

$$\delta_{a1} = \delta(\xi) = \frac{F \cdot La^2}{6E_3I_3} \cdot \left(1 - \frac{2a^2}{L^2}\right)$$

Medan på grund av enbart lasten F belägen i punkt a (Figur B.5, höger), med $A = \frac{a}{L}$; $B = \frac{L-a}{L}$ fås utböjningen

$$\delta_{a2} = \delta(A) = \frac{F \cdot La^2}{3E_3I_3} \cdot \left(\frac{L-a}{L}\right)^2$$

Den totala utböjningen vid avstånd a från balkände är

$$v(a) = \delta_{a1} + \delta_{a2} = \frac{F \cdot a^2}{6E_3I_3} \cdot (3L - 4a)$$

Genom att omskriva yttre pelares nedböjning vid avstånd $x=a$ och kraften i stödet $F = \alpha \cdot v(x)$ fås fjäderkonstanten α

$$\alpha = \frac{6E_3I_3}{a^2(3L-4a)}$$

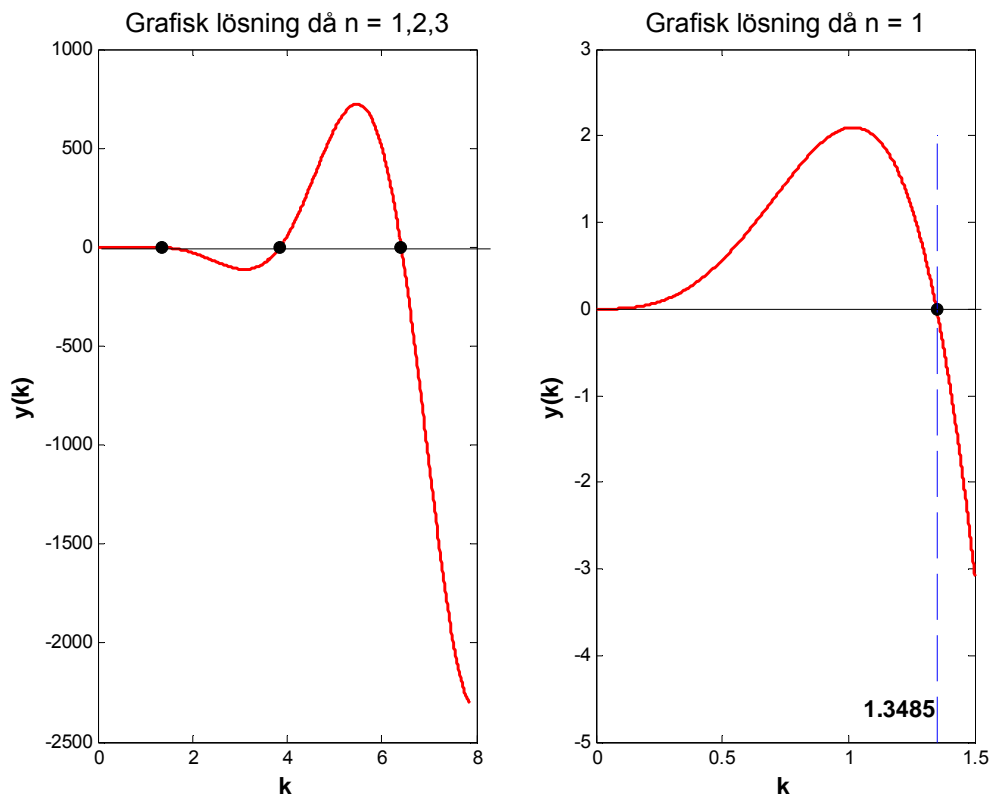
Insatt fjäderkonstanten, kraften i elastiska stödet samt $N = k^2EI_1$ i ekvation (3.38), fås ekvation för k

$$\left(k \frac{h_1}{h_3}\right)^3 \cdot \frac{a^2(3L-4a)}{6} - ka + \sin^2 ka \cdot \tan k \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \sin 2ka = 0$$

Med ingående data:

$L = 2.45 \text{ m}$, $h_1 = 0.095 \text{ m}$, $h_3 = 0.045 \text{ m}$, $b = 0.034 \text{ m}$, $a = 0.917 \text{ mm}$ och $E_1 = E_3 = 6900 \text{ MPa}$ (elasticitetsmodul för virke K 24)

löses ekvationen ovan och resultatet representeras grafiskt i figur nedan.



Figur B.4 *Differentialekvationssystemets lösning i intervall $[0; 2.5\pi]$ (till vänster), förstorat område där $n = 1$ (till höger).*

$n = 1$ ger svaret på $k = 1.3484903$ och

$$k \text{ insatt i } N = k^2 EI_1 = \frac{\pi^2 EI_1}{(\beta L)^2}$$

ger svaret på β

$$\beta \approx 0.95090243938050 \approx 0.951$$

Alltså är knäcklängden $l_c = \beta l = 2300 \text{ mm}$, med $\beta \approx 0.915$ för en regel med fyra spikplåtar på varsin sida, varav två av de utgör elastiska stöd.

BILAGA 5 - DENSITET OCH FUKTKVOT PER PROVKROPP

FUKTDENSITET

provkropp 1.1

Medeldensitet 566.4875 kg/m³

Standardavvikelse 15.4411, Varians 2.7258 %, Felets medelvärde 8.9149

provkropp 1.2

Medeldensitet 476.827 kg/m³

Standardavvikelse 65.3569, Varians 13.7066 %, Felets medelvärde 37.7338

provkropp 1.3

Medeldensitet 509.7773 kg/m³

Standardavvikelse 12.8937, Varians 2.5293 %, Felets medelvärde 7.4442

provkropp 1.4

Medeldensitet 495.954 kg/m³

Standardavvikelse 5.4468, Varians 1.0982 %, Felets medelvärde 3.1447

provkropp 1.5

Medeldensitet 437.6371 kg/m³

Standardavvikelse 6.1935, Varians 1.4152 %, Felets medelvärde 3.5758

provkropp 2.1

Medeldensitet 421.4863 kg/m³

Standardavvikelse 7.1322, Varians 1.6922 %, Felets medelvärde 4.1178

provkropp 2.2

Medeldensitet 376.8243 kg/m³

Standardavvikelse 8.5037, Varians 2.2567 %, Felets medelvärde 4.9096

provkropp 2.3

Medeldensitet 411.7812 kg/m³

Standardavvikelse 3.7843, Varians 0.91901 %, Felets medelvärde 2.1849

provkropp 2.4

Medeldensitet 461.4696 kg/m³

Standardavvikelse 3.5672, Varians 0.77301 %, Felets medelvärde 2.0595

provkropp 2.5

Medeldensitet 424.567 kg/m³

Standardavvikelse 3.8655, Varians 0.91046 %, Felets medelvärde 2.2318

provkropp 3.1

Medeldensitet 369.2203 kg/m³

Standardavvikelse 3.8736, Varians 1.0491 %, Felets medelvärde 2.2364

provkropp 3.2

Medeldensitet 418.3825 kg/m³
Standardavvikelse 8.9419, Varians 2.1372 %, Felets medelvärde 5.1626

provkropp 3.3
Medeldensitet 457.9246 kg/m³
Standardavvikelse 1.3622, Varians 0.29748 %, Felets medelvärde 0.78647

provkropp 4.1
Medeldensitet 421.1332 kg/m³
Standardavvikelse 6.159, Varians 1.4625 %, Felets medelvärde 3.5559

provkropp 4.2
Medeldensitet 450.3827 kg/m³
Standardavvikelse 2.7817, Varians 0.61763 %, Felets medelvärde 1.606

provkropp 4.3
Medeldensitet 439.3012 kg/m³
Standardavvikelse 3.4121, Varians 0.77671 %, Felets medelvärde 1.97

TORRDENSITET

provkropp 1.1
Medeldensitet 538.6364 kg/m³
Standardavvikelse 18.7854, Varians 3.4876 %, Felets medelvärde 10.8458

provkropp 1.2
Medeldensitet 448.9521 kg/m³
Standardavvikelse 59.9169, Varians 13.3459 %, Felets medelvärde 34.593

provkropp 1.3
Medeldensitet 486.3691 kg/m³
Standardavvikelse 10.812, Varians 2.223 %, Felets medelvärde 6.2423

provkropp 1.4
Medeldensitet 464.4027 kg/m³
Standardavvikelse 4.5612, Varians 0.98215 %, Felets medelvärde 2.6334

provkropp 1.5
Medeldensitet 416.6709 kg/m³
Standardavvikelse 1.9599, Varians 0.47037 %, Felets medelvärde 1.1315

provkropp 2.1
Medeldensitet 396.7195 kg/m³
Standardavvikelse 1.5245, Varians 0.38427 %, Felets medelvärde 0.88015

provkropp 2.2
Medeldensitet 355.6948 kg/m³
Standardavvikelse 10.4642, Varians 2.9419 %, Felets medelvärde 6.0415

provkropp 2.3

Medeldensitet 390.3945 kg/m³

Standardavvikelse 3.9566, Varians 1.0135 %, Felets medelvärde 2.2843

provkropp 2.4

Medeldensitet 440.5158 kg/m³

Standardavvikelse 2.1762, Varians 0.49402 %, Felets medelvärde 1.2564

provkropp 2.5

Medeldensitet 408.2646 kg/m³

Standardavvikelse 3.722, Varians 0.91166 %, Felets medelvärde 2.1489

provkropp 3.1

Medeldensitet 347.5987 kg/m³

Standardavvikelse 4.6324, Varians 1.3327 %, Felets medelvärde 2.6745

provkropp 3.2

Medeldensitet 397.1521 kg/m³

Standardavvikelse 9.25, Varians 2.3291 %, Felets medelvärde 5.3405

provkropp 3.2

Medeldensitet 437.3076 kg/m³

Standardavvikelse 2.0646, Varians 0.47211 %, Felets medelvärde 1.192

provkropp 4.1

Medeldensitet 398.5143 kg/m³

Standardavvikelse 5.8681, Varians 1.4725 %, Felets medelvärde 3.388

provkropp 4.2

Medeldensitet 424.1382 kg/m³

Standardavvikelse 4.0896, Varians 0.9642 %, Felets medelvärde 2.3611

provkropp 4.3

Medeldensitet 410.7985 kg/m³

Standardavvikelse 4.8096, Varians 1.1708 %, Felets medelvärde 2.7768

FUKTKVOT

provkropp 1.1

Fuktkvot 11.4445 %

Standardavvikelse 0.0014583, Varians 1.2742 %, Felets medelvärde 0.00084195

provkropp 1.2

Fuktkvot 9.7628 %

Standardavvikelse 0.0014352, Varians 1.4701 %, Felets medelvärde 0.00082861

provkropp 1.3

Fuktkvot 10.8338 %

Standardavvikelse 0.0014611, Varians 1.3487 %, Felets medelvärde 0.00084359

provkropp 1.4
Fuktkvot 10.7424 %
Standardavvikelse 0.0013406, Varians 1.248 %, Felets medelvärde 0.00077402

provkropp 1.5
Fuktkvot 10.2718 %
Standardavvikelse 0.0011656, Varians 1.1347 %, Felets medelvärde 0.00067294

provkropp 2.1
Fuktkvot 10.9427 %
Standardavvikelse 0.0018779, Varians 1.7161 %, Felets medelvärde 0.0010842

provkropp 2.2
Fuktkvot 10.3118 %
Standardavvikelse 0.00084471, Varians 0.81916 %, Felets medelvärde 0.00048769

provkropp 2.3
Fuktkvot 10.3775 %
Standardavvikelse 0.0019183, Varians 1.8485 %, Felets medelvärde 0.0011075

provkropp 2.4
Fuktkvot 10.9508 %
Standardavvikelse 0.0041206, Varians 3.7628 %, Felets medelvärde 0.002379

provkropp 2.5
Fuktkvot 11.0313 %
Standardavvikelse 0.0016141, Varians 1.4632 %, Felets medelvärde 0.0009319

provkropp 3.1
Fuktkvot 10.8182 %
Standardavvikelse 0.0025947, Varians 2.3985 %, Felets medelvärde 0.0014981

provkropp 3.2
Fuktkvot 11.8584 %
Standardavvikelse 0.0013717, Varians 1.1567 %, Felets medelvärde 0.00079192

provkropp 3.3
Fuktkvot 11.8486 %
Standardavvikelse 0.0017411, Varians 1.4695 %, Felets medelvärde 0.0010052

provkropp 4.1
Fuktkvot 10.0297 %
Standardavvikelse 0.0042905, Varians 4.2778 %, Felets medelvärde 0.0024771

provkropp 4.2
Fuktkvot 10.1482 %
Standardavvikelse 0.0032094, Varians 3.1625 %, Felets medelvärde 0.0018529

provkropp 4.3

Fuktkvot 11.7712 %

Standardavvikelse 0.0010345, Varians 0.8788 %, Felets medelvärde 0.00059724

BILAGA 6 - SANNOLIKHETSTEORETISK JÄMFÖRELSE MELLAN FÖRSÖKSSERIER

Med ekvation (6.7) och ingående data från Kapitel 5 samt värden $t_{0,025}(4) = 2.776$, $t_{0,025}(6) = 2.447$, $t_{0,025}(8) = 2.306$ beräknas konfidensintervall för jämförelse mellan försöksserier med 95 % konfidensgrad. Beräknade intervall redovisas i Tabell B.1. Om konfidensintervallet innehåller 0 finns det inte en påvisbar skillnad mellan försöksserierna.

Tabell B.1 *Sannolikheteoretisk jämförelse mellan försöksserier med 95% konfidensgrad.*

95%	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4
SERIE 1		[-0.62 ; 22.23]	[20.56 ; 38.66]	[7.19 ; 35.57]
SERIE 2	[-0.62 ; 22.23]		[3.95 ; 33.67]	[-7.86 ; 29.03]
SERIE 3	[20.56 ; 38.66]	[3.95 ; 33.67]		[-11.46 ; 27.93]
SERIE 4	[7.19 ; 35.57]	[-7.86 ; 29.03]	[-11.46 ; 27.93]	

Med 95 % säkerhet finns det påvisbar skillnad mellan försöksserier 1 och 3, försöksserier 1 och 4 och försöksserier 2 och 3.

Med $t_{0,05}(4) = 2.132$, $t_{0,05}(6) = 1.943$ och $t_{0,05}(8) = 1.860$ beräknas konfidensintervall för jämförelse mellan försöksserier med 90 % konfidensgrad och redovisas i Tabell B.1.

Tabell B.2 *Sannolikheteoretisk jämförelse mellan försöksserier med 90% konfidensgrad.*

90%	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4
SERIE 1		[1.58 ; 20.02]	[22.43 ; 36.80]	[10.11 ; 32.65]
SERIE 2	[1.58 ; 20.02]		[7.01 ; 30.61]	[-4.06 ; 25.23]
SERIE 3	[22.43 ; 36.80]	[7.01 ; 30.61]		[-6.90 ; 23.36]
SERIE 4	[10.11 ; 32.65]	[-4.06 ; 25.23]	[-6.90 ; 23.36]	

Med 90 % säkerhet finns det påvisbar skillnad även mellan försöksserier 1 och 2. Dock påvisas det ingen skillnad mellan försöksserier 2 och 4 samt försöksserier 4 och 3.