



# Horisontalstabilisering av småhus

med skivverkan i gipsskiva på glespanel

Magnus Nilsson

Rapport TVBK-5058  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK--5058--SE

# **Horisontalstabilisering av småhus**

**med skivverkan i gipsskiva på glespanel**

EXAMENSARBETE TVBK-5058

Handledare: Tomas Alsmarker

LUND NOVEMBER 1992

Magnus Nilsson

## Förord

Detta examensarbete är genomfört vid Avdelningen för bärande konstruktioner vid Lunds Tekniska Högskola.

Examensarbetet är i första hand att se som ett inslag av min utbildning vid LTH, ett större sammanhållet projekt där kunskaper jag förvärvat under mina studieår kunde ges en tydligare innebörd. Beroende på min egen oförmåga och okunskap har inte detta fullföljts i alla delar. Jag ber den plågade läsaren om ursäkt för detta, liksom för de felaktigheter som finns i arbetet.

Att jag trots detta kunnat genomföra arbetet, kan enbart förklaras av den benägna assistans jag erhållit från villigt och vänligt utsträckta armar. Jag tackar allra ödmjukast för denna hjälp. Speciellt vill jag nämna Tomas Alsmarker och Ola Dahlblom, utan vilkas benägna bistånd mitt arbete hade blivit ett totalt famlande i mörker.

Som ledmotiv för detta arbete har följande strof av Bob Dylan fungerat:

*The answer my friend*

*is blowing in the wind*

*the answer is blowing*

*in the wind*

Lund i november 1992

Magnus Nilsson

---

# Innehåll

Sammanfattning .....	5
1 Inledning.....	6
2 Modellering .....	8
2.1 Konstruktionen	
2.2 Material	
2.3 Laster	
2.4 Beräkningar	
3 Provningar .....	19
3.1 Uppställning	
3.2 Utförande	
3.3 Resultat	
4 Modellering med FEM.....	24
4.1 Balkelement	
4.2 Endimensionellt fjäderelement	
4.3 Skivelement	
4.4 Tvådimensionellt fjäderelement	
4.5 Icke-linjäritet	
5 Beräkning med CAMFEM.....	35
5.1 Problemanpassning	
5.11 Beräkningsrutiner	
5.12 Iterationsförfarande	
5.2 Jämförelse med provningar	
5.3 Beräkningar	
5.31 Normalfall	
5.32 Ej förskjutna skarvar i gles panel	
5.33 Ej förskjutna skarvar i gipsskivor	
5.34 Upplag på en innervägg	
5.35 Upplag på två innerväggar	
6 Slutsatser och avslutande synpunkter.....	53
Litteratur förteckning .....	54
Appendix .....	56
1 Beräkningar för tillämpningar	

## Sammanfattning

Byggnadstekniken för småhusproduktion har under det senaste decenniet förändrats på ett sådant sätt att olika skivmaterial i större utsträckning än tidigare används i olika byggnadsdelar. Detta gäller såväl i inre konstruktionsdelar, såsom väggar, mellanbjälklag och innertak, som i yttre såsom yttertak. Denna utveckling har skapat ett behov av att kunna förutse den förmåga som dessa konstruktionselement har att uppta framför allt horisontalstabiliserande krafter, reaktioner av framför allt vindlaster.

Detta arbete presenterar en beräkningsmodell för skivor, företrädesvis av gips, på ett sekundärbärlager av glespanel, som i sin tur är upplagda på en primärstomme, mellanbjälkar eller takstolens underram. Denna beräkningsmodell har verifierats via försök, en god överensstämmelse mellan beräknade och i försök uppmätta förskjutningar erhöles.

Ett antal beräkningar har också genomförts för att åskådliggöra funktionssättet hos konstruktionen i fall som kan ses som paralleller till verkliga förhållanden. Inverkan av sekundärbalkarnas respektive skivornas placering och upplag på innerväggar har studerats.

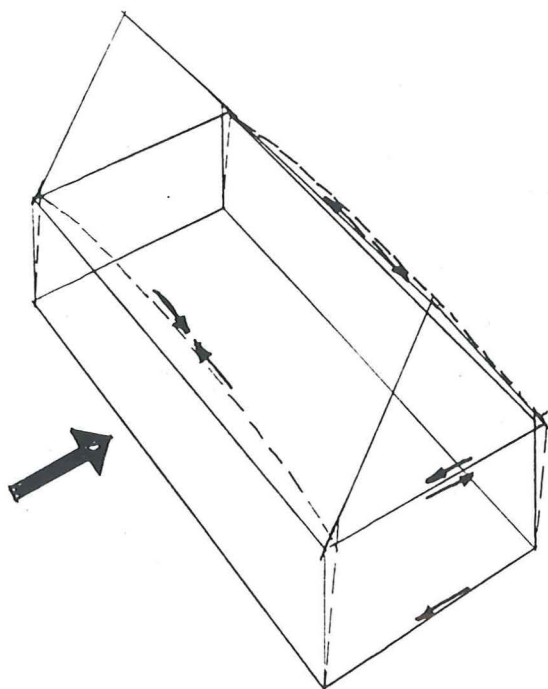
# 1 Inledning

Småhusbyggandet i Sverige har under lång tid stått för en stor del av den totala byggnadsvolymen. Dessa byggnader utgörs av 1 och 1 1/2 plans bostadsbyggnader, ofta i form av friliggande enfamiljsbostäder. I den helt dominerande andelen av dessa småhus utgörs den bärande stommen av trä eller träbaserade material, ibland med en ytterväggsbeklädning av tegel utan bärande funktioner. Traditionellt sett har stag eller snedsträvor använts för att stabilisera dessa byggnader. Betydligt rationellare, och eventuellt också mer likt det faktiska funktionssättet, vore att utnyttja skivverkan i väggar, bjälklag och tak för stabilisering. Detta torde innebära att kostsamma förankringar och genomföringar då kan undvikas, samtidigt som grundläggningen kan göras enklare och till en lägre kostnad.

Funktionssättet hos våningshöga träregelväggar som stabiliseras med en skivbeklädning har undersökts på ett omfattande sätt, bl.a. av Källsner (9). Enklare beräkningsmodeller för detta problem finns presenterade på olika platser i litteraturen, se t.ex. Gyproc (8) och Stål och Trä (15). Hur skivor på glespanel i horisontella bärverk fungerar har bl.a. studerats av Degerman och Åkerlund (6). I denna skrift har också enkla beräkningsmodeller tagits fram för detta problem.

Att utnyttja det skivbeklädda horisontella bärverket har blivit alltmer intressant då underlagstaket inte längre i samma utsträckning som tidigare utförs av träpanel. Olika skiv- och foliematerial blir allt vanligare som underlagstak. Dessa har en lägre, och i vissa fall helt obefintlig förmåga att ta upp de skjuvkrafter som krävs för att kunna påräkna en stabiliserande effekt mot horisontella belastningar. I dessa relativt nya byggnadsprinciper kan ett principiellt system för horisontalstabilisering av byggnaden beskrivas enligt figur 1.1.

En analys av skivverkan i innertak har genomförts av Alsmarker i (3). Det här presenterade arbetet kan ses som en tillämpning av teorier framlagda i detta projekt. Att analysera ett antal mer omfattande beräkningar, för att kunna dra slutsatser om hur konstruktionen påverkas av förändringar i geometrin hos strukturen, ansågs kunna vara av intresse. Detta arbete innehåller därför fullskaliga beräkningar på innertakskonstruktioner, där innerväggar och konstruktionsdelarnas placeringar har studerats.



Figur 1.1 Horisontalstabilisering av småhus med skivverkan

Arbetets första del innehåller en beskrivning av den konstruktion som ska behandlas. Den avser ge kunskap om hur byggnaden traditionellt har utformats med hänsyn till horisontal stabilisering, samt de förändringar som har gjorts. Denna del innehåller också beskrivning av de modeller som har gjorts för materialens beteende, lasten och slutligen beräkningarna.

Därefter följer en redogörelse för den provning som genomförts för att vidimera den tänkta modellen av innertaketets beteende. Kapitel 4 innehåller en översikt av de teorier enligt finita element metoden som legat till grund för beräkningarna. Här beskrivs de olika elementen i beräkningarna, liksom den teori som ligger bakom den icke-linjära analysen hos fjäderelementen. Det följande kapitlet beskriver beräkningar med CAMFEM, ett datorprogram för tillämpning av finita element metoden som använts i analysen. Detta avsnitt inleds med en beskrivning av de anpassningar av programmet som gjorts för detta problem. Sedan följer en jämförelse mellan beräkningar och provningsresultat, och slutligen en redogörelse för de olika beräkningar som genomförts.

## 2 Modellering

För att möjliggöra en förutbestämning av vad som inträffar då en konstruktion belastas, måste verkligheten modelleras på olika sätt. Modelleringen omfattar allt från belastningens typ och storlek, materialens uppträdande vid belastning till konstruktionens funktionssätt. All modellering innebär att man generaliserar verkligheten, för att kunna förutspå ett framtida beteende. Om den modell av verkligheten som man skapat visar sig felaktig, eller om den tillämpats på ett felaktigt sätt, skapas en disharmoni mellan den förutspådda verkligheten och den rådande vilket ger konsekvenser för funktionen.

För den typ av konstruktion som studeras här måste minst tre modeller skapas, dvs tre system av förenklingar göras. Den första avser konstruktionen, dvs de byggnadsdelar som utnyttjas och finns i problemställningen. Dess funktionssätt och hur de samverkar måste modelleras. Den andra avser den belastning som konstruktionen utsätts för. Här måste grova generaliseringar göras för att kunna hitta en modell som enkelt kan behandlas. Slutligen måste, liksom i många andra fall, en förenkling av beräkningsanalysen göras för att begränsa problemet så att det kan hanteras med rimliga insatser.

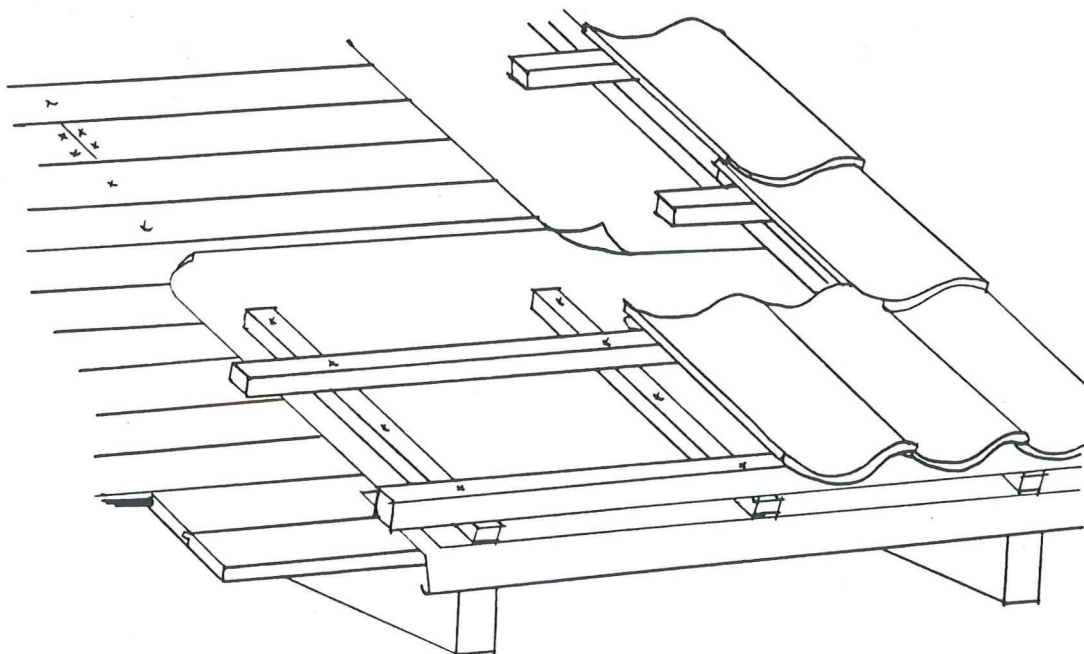
### 2.1 Konstruktionen

Vindlasten ger upphov till uppåtriktade krafter, lyftkrafter och horisontell belastning. I småhus kan de senare tas upp genom tak- och bjälklagskonstruktionen, som också kan medverka att stabilisera stommen.

Tak, väggar och bjälklag bildar ofta tillsammans byggnadens stabiliserande system. I taken har traditionellt sett en panel av råspontade bräder utgjort underlaget för yttre tak-täckning, såsom papp, tegel eller plåt. Beroende på sin tjocklek kan underlaget av råspontade bräder anses ha tillräcklig styvhet så att buckling undviks, åtminstone i småhus med ringa vindbelastning, och skivverkan i denna kan anses överföra den horisontella vindbelastningen till väggarna. Vid större byggnader krävs att panelen kompletteras med olika former av stag. Ett traditionellt tak i Sverige består av taktegel, en- eller två-kupigt, upplagt på bärläkt, 25 x 38 mm. Denna ligger i sin tur upplagd på ströläkt, 25 x 25 mm, för att ge möjlighet för vatten att rinna av. Underlagstäckningen utgörs oftast av papp



YAP 2 500, som skyddar undertaket av råspontade bräder, med en mista tjocklek av 17 mm vid ett centrumavstånd på takstolarna av 1 200 mm. Figur 2.1 visar ett traditionellt utförande av ett yttertak med tegelpannor, efter Träbyggnadshandbok del 2 (15).

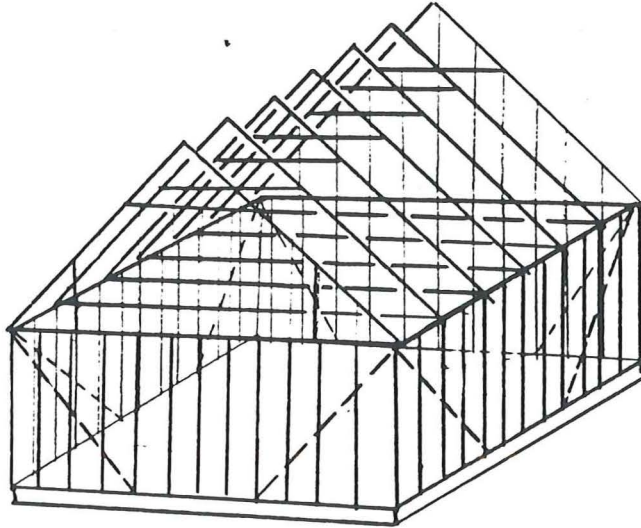


Figur 2.1 Traditionell uppbyggnad av yttertak i småhus

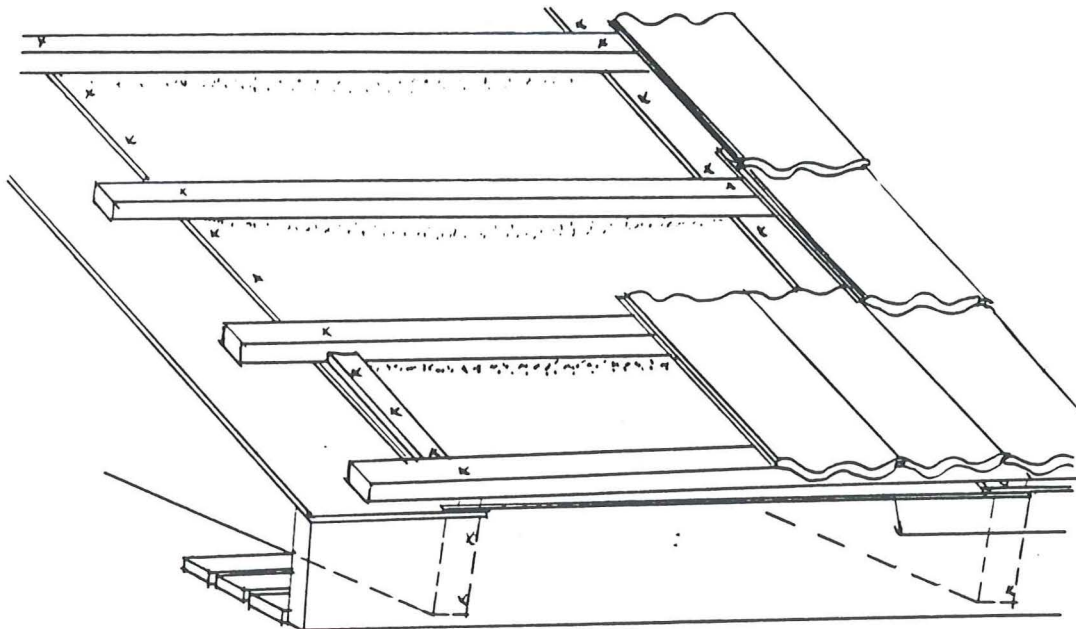
De laster som takskivan utsätts för måste kunna överföras till väggarna på ett säkert sätt. För mindre byggnader har detta traditionellt sett gjorts med takstolsförankring eller vinkelstål. Då det även i väggar förekommer skivor i form av beklädnadsskivor, t.ex. gips- eller spånskivor, kan även här skivverkan utnyttjas för lastupptagning. Både yttre och inre väggar kan användas som stabiliserande mot den horisontella vindlasten, under förutsättning att de kan motstå den skjuvbelastning som uppkommer. Dock har vanligt förekommande varit att dessa laster istället överförs till grunden med hjälp av dragband i stål, eller strävor av trä, se figur 2.2.

En rationellare byggnadsteknik för småhus har under den senaste tio-års perioden blivit allt vanligare, se figur 2.3. Detta innebär att man ersätter panelen på yttertakets vattenavledande system av skivmaterial eller duk. På marknaden finns idag ett flertal sådana, godkända för användning vid lutningar större än 1:4 (14 °). Detta ställer nya krav

på läkten, som måste fungera som fribärande mellan upplagen på takstolarna. Läkten utförs då vanligen av dimensionen 45 x 70 mm på lågkant om centrumavståndet mellan takstolarna är 1 200 mm.

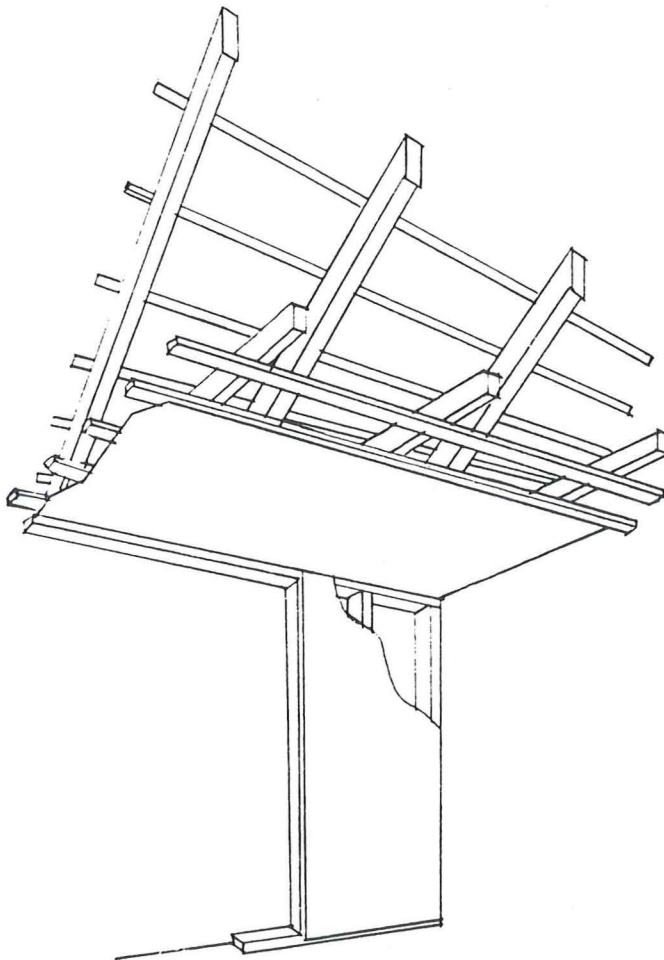


Figur 2.2 Stabilisering av småhus med dragband



Figur 2.3 Yttertak med fribärande läkt

Underlagstaket i denna byggnadsteknik kan inte alltid utnyttjas som styv skiva. De horisontella belastningarna måste sålunda överföras på annat sätt till grunden. Då bjälklaget, antingen småhuset är i 1 eller 1 1/2 plan, nästan uteslutande är belagt med en beklädnadsskiva av något material som kan anses vara tillräckligt styvt för att överföra krafter i sitt eget plan, kan detta utnyttjas för att med skivverkan överföra lasterna till andra stabiliserande element och vidare ner i grunden. För att på ett generellt sätt kunna stabilisera småhus, tas ingen hänsyn till den skivverkan som kan påräknas av golvskivan på övre planet i 1 och 1/2 plans hus. Endast skivan i innertaket tas här med i det stabiliserande systemet.



Figur 2.4 Konstruktion av småhus

Konstruktionen kan då beskrivas enligt figur 2.4. Väggen består av stående reglar 45 x 145 mm till 45 x 225 mm med ett centrumavstånd av 600 mm. Dessa bildar ett

regelverk tillsammans med syll och hammarband. Beklädnaden mot inomhussidan består av gipsskivor 2400 x 1200 mm med en tjocklek av 13 mm, som skruvas mot regelverket. Mot utomhussidan består väggen av olika typer av isolerprodukter och en fasadbeklädnad. Mellanbjälklaget utgörs av takstolens underram som fungerar som bärande regel, oftast är denna kompletterad med ytterligare regler med ett centrumavstånd av 600 mm, dvs totalt sett ligger regler med ett centrumavstånd av 600 mm. På undersidan av reglarna är gipsskivor skruvade till en glespanel, som i sin tur spikas mot underramen. Gipsskivorna kan antingen vara av samma typ som används på väggen, eller vara gipsplank med en bredd av 600 mm. Ovansidan är oftast belagd av något skivmaterial. Taket har tidigare beskrivits i figur 2.3.

## 2.2 Material

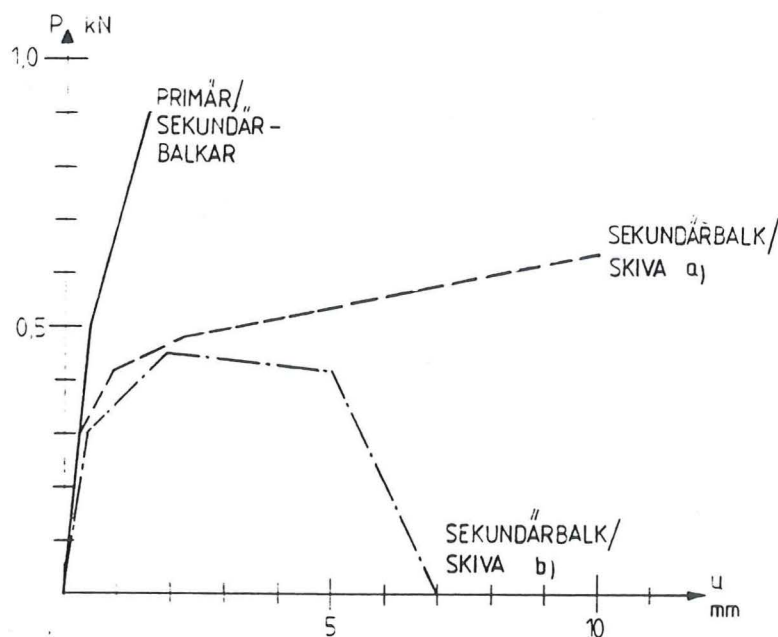
Kunskapen om de material som ingår i konstruktionen är varierande. Trä, som är materialet i såväl primär- som sekundärbalkarna, har under lång tid använts som byggnadsmaterial. Detta har gjort att i denna frågeställning relevanta storheter under en lång tid prövats och en stor bas av information samlats. Samtidigt är trä ett material som naturligt innehåller så många variationer att spridningen egenskaperna ofta är mycket omfattande. Den materialmodell som använts för de element som är av trä i konstruktionen, utgår ifrån att detta är ett elastiskt material, med en elasticitetsmodul av 7000 MPa. Detta motsvarar dimensioneringsvärdet för den lägsta virkeskvalitén. Valet av denna parameter påverkar resultatet av beräkningarna i mycket liten omfattning.

Skivorna av gips har modellerats som homogena och isotropa med en elasticitetsmodul av 3000 MPa vid belastning i skivans plan. Inverkan av tvärkontraktion har inte beaktats, vilket innebär att tvärkontraktionstalet, Poissons tal  $\nu$ , antagits som 0,0.

Plasticering och andra effekter, vilka skulle ge materialet en icke-linjär arbetskurva har inte beaktats för elementen av trä och gips. Detta då det funnits skäl att anta att belastningen i konstruktionen inte skulle nå sådan storlek att materialet i nämnvärd omfattning skulle påverkas av detta.

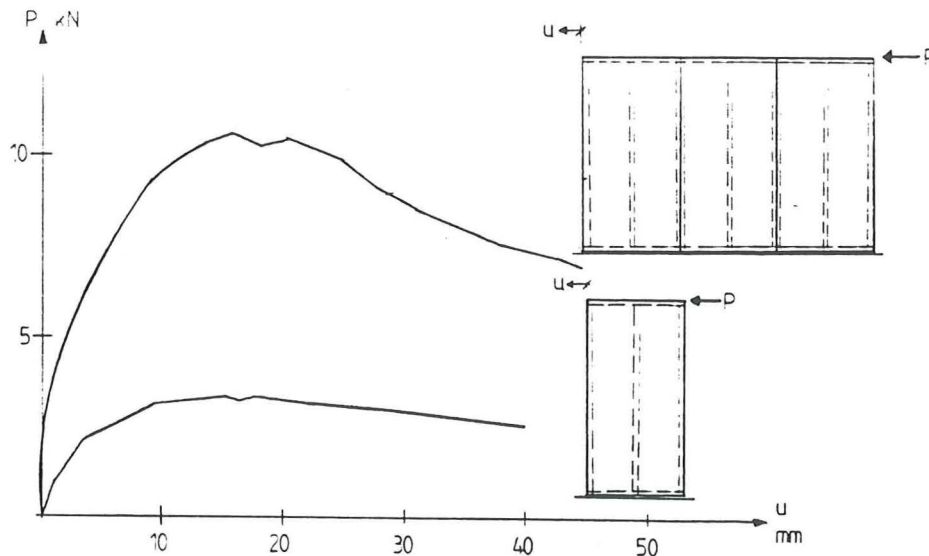
Förbanden mellan primär- och sekundärbalkarna samt mellan sekundärbalkarna och skivorna, har modellerats med hjälp av en icke-linjär arbetskurva. Till grund för denna analys har de undersökningar som Ranby och Sihvonen gjort i (12) legat. I denna publikation har ett flertal typer av förband testats. Där har det också visat sig att förbanden är den svaga delen av konstruktionen, vilket ger en föraning om att det beteende som denna konstruktionsdel uppvisar är väsentlig att modellera på ett sätt som så nära som möjligt ansluter till det verkliga beteendet.

På basis av de arbetskurvor som tagits fram i (12), har arbetskurvorna för förbanden modellerats med idealiserade kurvor enligt figur 2.5. Förbandet mellan primär- och sekundärbalkarna har i beräkningen givits en arbetskurva enligt den heldragna linjen. Förbanden mellan sekundärbalkarna och skivorna har modellerats olika, beroende på den förväntade kraftriktningen i förbandet. De förband som har en kraftriktning nära nog vinkelrätt mot sekundärregeln och kraften riktad ut från skivan, har givits en arbetskurva enligt den punktstreckade linjen (b), de övriga enligt den streckande linjen (a).



Figur 2.5 Idealiserad arbetskurva för förbanden

Upplagen på ytter- och innerväggar har modellerats med fjädrar. Styvheten på dessa vid utböjning i väggens längdriktning har bestämts med hjälp av de kurvor som presenterats av Källsner (9). I andra riktningen har styvheten hos väggarna försumrats. Fjädrarna har inte modellerats icke-linjärt då förskjutningen i dessa inte når den storlek då ett avvikande från det linjära beteendet kunnat noteras, och därför inte förbättrat beräkningsresultaten. Figur 2.6 visar arbetskurvor för två väggtyper, efter Källsner (9).



Figur 2.6 Arbetskurvor för olika väggtyper

## 2.3 Laster

De laster som uppkommer på grund av vind, är till sin natur dynamiska. Dock har dessa setts som statiska laster, under vissa betingelser. Detta får man förmoda beroende på de omfattande beräkningar som annars hade varit nödvändiga. Enligt Nybyggnadsreglerna (10) och Svensk Byggnorm (13) kan lasten dessutom anses verka horisontellt, vilket också måste ses som en generalisering.

Vindlastens dynamiska inverkan ska enligt Nybyggnadsreglerna (10) beaktas om det vindbelastade föremålets värden för dämpning och styvhet är låga. Ingen vidare hänsyn anses vara fog för under förutsättning att föremålet uppfyller något av följande villkor:

föremålets fria längd  $l$  är högst  $5b$ , där  $b$  betecknar föremålets minsta tvärmått

föremålets mekaniska dämpning  $\delta_m > 0,1$

föremålet har en beprövad konstruktiv utformning, dvs föremålet har vid anblåsning visat sig erhålla en försumbar svängning.

Småhus av traditionell typ kan med säkerhet anses uppfylla åtminstone det sista villkoret.

Vindlasten bestäms med utgångspunkt från fyra kriterier på studerat föremål. Den belastade byggnadsdelen form, tillsammans med antagen lastriktning ger en dimensionslös formfaktor,  $\mu_{\text{tot}}$ . Utifrån byggnadens högsta höjd över omgivande marknivå, samt typen av den terräng som omger byggnaden, bestäms ett karakteristiskt värde på vindens hastighetstryck,  $q_k$ . Slutligen påverkas naturligtvis lastens storlek också av storleken på byggnaden. Den belastade arean betecknas  $A$ . Den totala vindlasten som verkar på en byggnad,  $W_k$ , bestäms då enligt Nybyggnadsreglerna (10) av följande samband

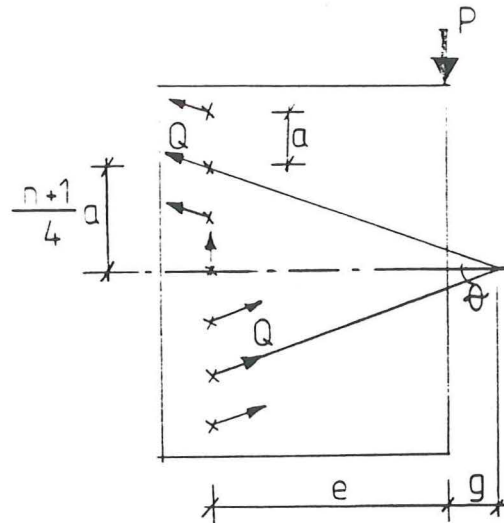
$$W_k = \mu_{\text{tot}} q_k A \quad (2.1)$$

## 2.4 Beräkningar

Ett flertal olika beräkningsmodeller finns presenterade i litteraturen för den undersökta konstruktionen. Här ska endast två studeras.

En beskrivning av Degerman och Åkerlund i (6), är utvecklad för väggelement med en konstruktion som är liktydig med den som studerats i detta arbete. Den arbetar med förutsättningarna att skivan är fästsatt med samma antal fästdon mot varje sekundärbalk. På detta sätt ger skivan vid rotation upphov till lika stora moment i vid varje fästdon. Vidare utnyttjas förutsättningen att endast fästdonen deformeras i konstruktionen. Den troliga kraftfördelningen i brottstadiet, att de yttre fästdonen i konstruktionen uppnår sin brottlast först, gör det troligt att brottlastteorin kan utnyttjas.

Problemet illustreras i figur 2.7, där också några av de storheter som används i den kommande texten definieras. Lösningen motsvarar ett undre gränsvärde giltigt vid en plastisk analys av problemet.



Figur 2.7

Med udda antal fästdon ger detta

$$P_{pl,u} = Q (1 + (n - 1) \sin \theta) \quad (2.2)$$

$$\tan \theta = \frac{(n + 1) a}{4 (e + g)} \quad (2.3)$$

$$P_{pl,u} g = Q (e + g) \quad (2.4)$$

$$g = \frac{e}{(n - 1) \sin \theta} \quad (2.5)$$

vilket innebär att passningsräkning måste tillgripas. Ett startvärde antas på vinkeln, t.ex. kan  $g$  sättas till noll i ekvation (2.3), därefter beräknas  $g$  ur ekvation (2.4) och antagandet kontrolleras med ekvation (2.5). Metoden är tillämplar även då ett jämt antal fästdon finns i förbandet, med en något annan lösning. Dock ger den här presenterade lösningen även i detta fall ett acceptabelt resultat.

Alsmarker har i (3) presenterat en annan enkel lösning. Den går ut på att det böjande moment som bildas genom de yttre krafterna tas upp med ett kraftpar i de sekundärbalkar som är placerade på störst avstånd från centrumlinjen, se figur 2.8. Detta innebär att sekundärbalkarna ska dimensioneras för en kraft motsvarande



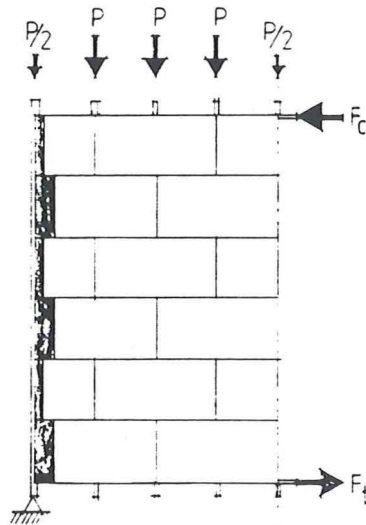
$$F_t = F_c = \frac{M_{\max}}{d} \quad (2.6)$$

Skjuvkrafterna mellan primär- och sekundärbalkarna längs upplaget antas vara jämt fördelad över alla fästdon, vilket ger att skjuvkraften i ett fästdon kan beräknas som

$$F_{\text{fästdon}} = \frac{V}{n} \quad (2.7)$$

där

$n$  är antalet fästdon



Figur 2.8 Modell för beräkning enligt Alsmarker

Slutligen medräknas alla fästdon mellan skivan och sekundärbalkarna som är placerade inom en skjuvzon med en bredd av 15% av skivornas längd vinkelrätt mot upplaget, vilket ger

$$V_d = n Q_d \quad (2.8)$$

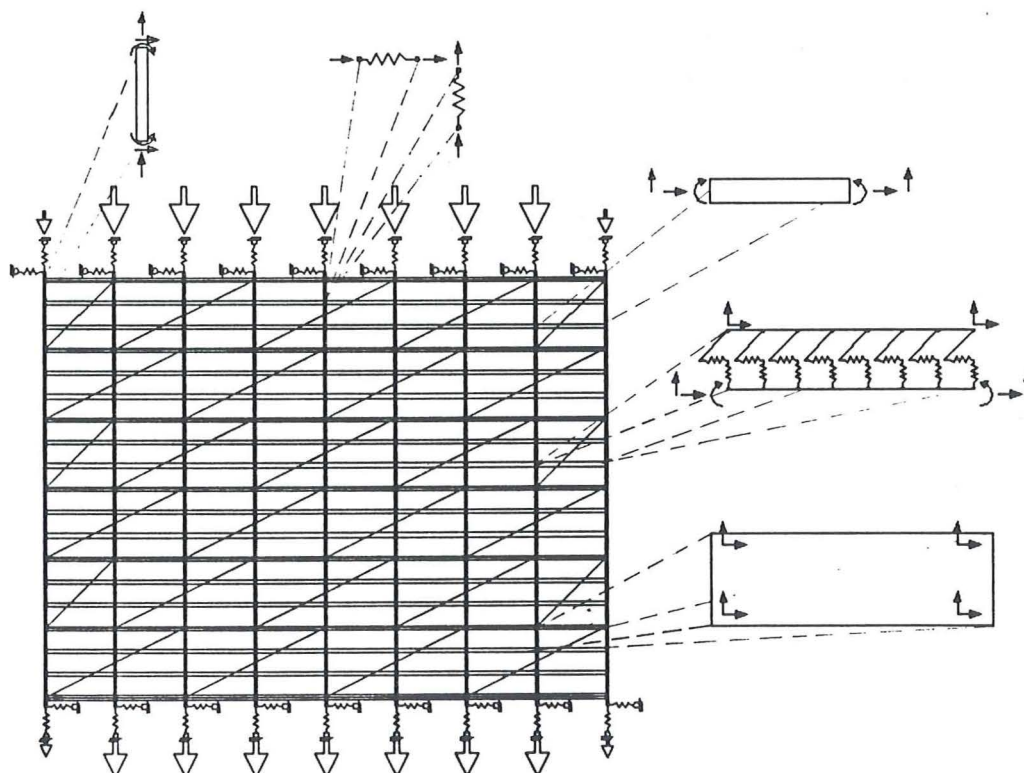
där

$n$  är antalet fästdon placerade inom den antagna skjuvzonen

$Q_d$  är dimensionerande kraft i ett enskilt fästdon

Den tredje lösningsmetoden innebär att finita element metoden tillämpas. Med hjälp av denna löses de differentialekvationer som kan tecknas för de olika elementen i problemet. Det innebär att deformationer hos såväl primär- som sekundärbalkar och skivor beaktas i beräkningen. Naturligtvis måste trots detta idealiseringar göras vad avser materialens och konstruktionsdelarnas beteende. Denna modellering presenteras ytterligare i kapitel 4.

En beräkningsmodell för problemet kan illustreras enligt figur 2.9. Den horisontella lasten belastar primärt sett ytterväggen och yttertaket. Ytterväggen kan ses som en skiva med upplag i grunden och i bjälklaget längs sin långsida, längs gavelväggarna längs kortsidan. Eventuellt kan inre väggar också ses som stödpunkter för den yttre väggen. Yttertaket kan ses som en skiva med upplag på innettaket och ytterväggarna. Det inre bjälklaget kan ses som en skiva upplagd på ytterväggarna, och eventuella innerväggar. Dessa upplag har modellerats med fjädrande upplag.



Figur 2.9 Modell av konstruktionen för finit element analys

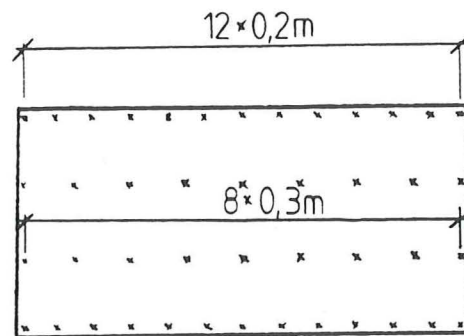
## 3 Provingar

Det primära syftet med provningen var att studera hur brott uppstår, vilken inverkan skivornas sammanstötning hade samt inverkan av skivornas placering. Försökuppställningen utgjordes av ett innertak av en antagen normalvilla i skala 1:2. Denna storlek antogs ge tillräckliga indikationer på vad ett fullskaleförsök skulle ge.

Belastningen valdes att påföras cykliskt, med avbrott vid lastnivåer som motsvarar dels vindbelastning i bruksgräns- dels i brottgränstillståndet. Detta för att simulera en viss varierande belastning, och dessutom undvika initiella deformationer och ge möjlighet att studera krypningen efter kort tid.

### 3.1 Uppställning

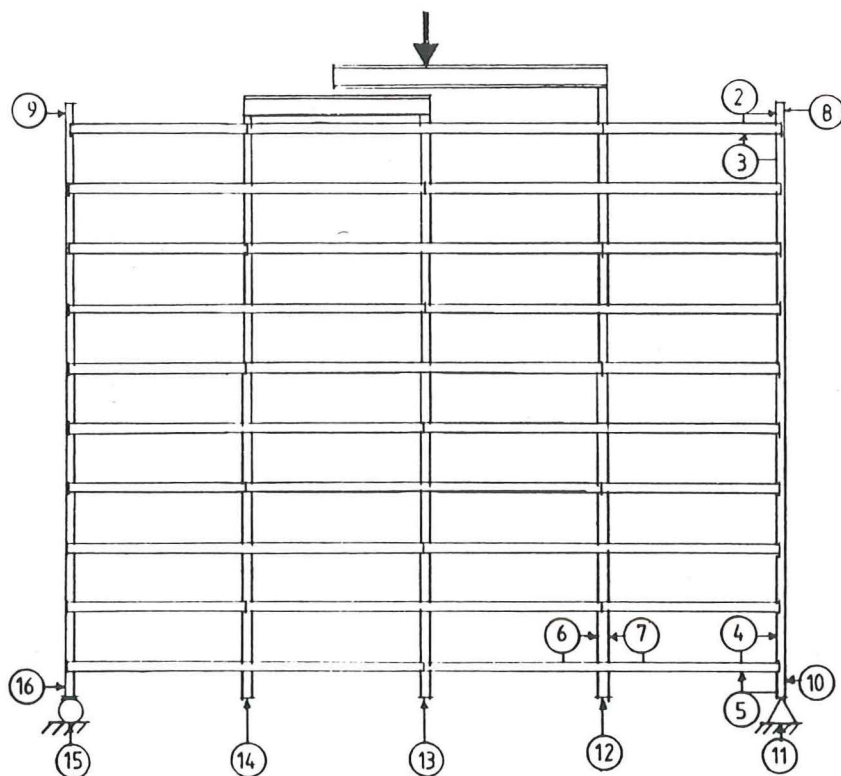
Provkroppen utgjordes av en konstruktion med primärbalkar, motsvarande takstolens underram i ett 1 och 1/2 plans småhus, glespanel samt gipsskivor. Takstolens underram, primärreglarna, utgjordes av 45 x 170 mm virke av kvalitet K 18 med ett centrumavstånd på 1200 mm, panelen av 28 x 70 mm av kvalitet K 12 och centrumavstånd 400 mm. Gipsskivorna var Gyprocs normalskiva 2400 x 1200 x 13 mm. Panelen spikades mot bjälkarna med Gunnebo trådspik 125 x 4,3 mm. Skivorna fästes till panelen med Gyprocs gipskruv T29 monterade med skruvdragare, enligt anvisningar från skivtillverkaren. Figur 3.1 visar en måttsättning av skruvförbanden. För att försöket skulle kunna ligga till grund för jämförelser med de beräkningar som genomförts, placerades skivorna med 10 mm mellanrum. Detta för att olika effekter av skivornas sammanstötning inte skulle inverka på försöksresultaten, då dessa inte modellerats i beräkningarna.



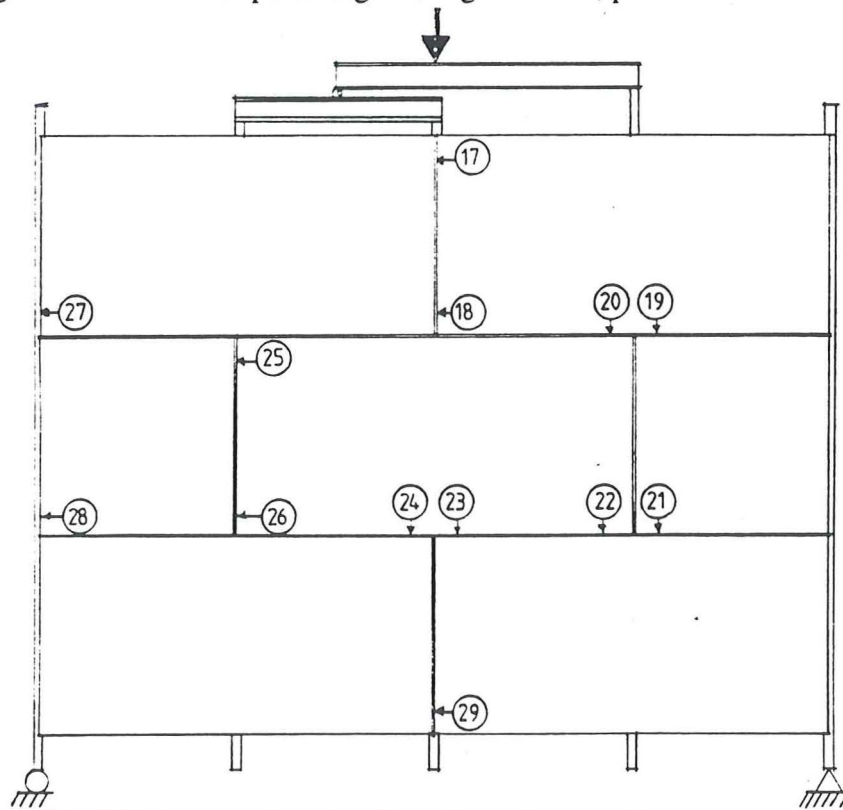
Figur 3.1 Måttsättning av fästdon mellan skiva och panel

Primärbalkarna lades upp på rull-lager av tjockväggiga stålrör, placerade i över och underkant. På detta sätt gjordes en relativt friktionsfri rörelse möjlig i balkarnas längdriktning. Fixerade stöd anordnades genom utnyttjande av underlaget (betong bjälklag) som mothåll. Lasten anbringades genom två HEA-profiler, enligt figur 3.2. Genom att applicera lasten på detta sätt erhöles en jämn belastning i de tre balkarna. Belastningen skapades genom en hydraulisk kolv som pumpades manuellt.

För att mäta förskjutningen applicerades potensiometrar som mätton. Dessa monterades så att information om provkroppens deformationer erhöles. Figur 3.2 och 3.3 visar var de olika mättonen applicerades. Mätton 10, 11, 15 och 16 monterades för att kunna kontrollera stödförskjutningarna. Med 12, 13 och 14 avsågs att mäta förskjutningen på primärreglarna parallellt med lastens verkningslinje. De övriga mättonen enligt figur 3.2 mätte förskjutningar mellan primär- och sekundärbalkarna. Med de mätton som visas i figur 3.3 bestämdes skivornas förskjutningar relativt varandra.



Figur 3.2 Mättonens placering i konfigurationen, primär- och sekundärbalkarna



Figur 3.3 Mättonens placering i konfigurationen, skivorna

## 3.2 Utförande

Lasten påfördes cykliskt med avbrott vid 3 respektive 12 kN. Den lägre lastnivån motsvarar lastkombination nio i bruksgränstillståndet, enligt Nybyggnadsreglerna (10), som verkar på ett 1 och 1/2 plans småhus med planmått 9,6 x 7,2 m i ett öppet landskap nära kusten (se appendix 1 för beräkningar). Den övre nivån motsvarar verkan enbart av den karakteristiska vindlasten.

Lasten påfördes på följande sätt:

kontinuerlig belastningsökning till  $F = 3$  kN

momentan avlastning till  $F = 0$  kN

kontinuerlig belastningsökning till  $F = 3$  kN, därefter konstant last i tio minuter

momentan avlastning till  $F = 0$  kN

kontinuerlig belastningsökning till  $F = 12$  kN

momentan avlastning till  $F = 0$  kN

kontinuerlig belastningsökning till  $F = 12$  kN, därefter konstant last i tio minuter

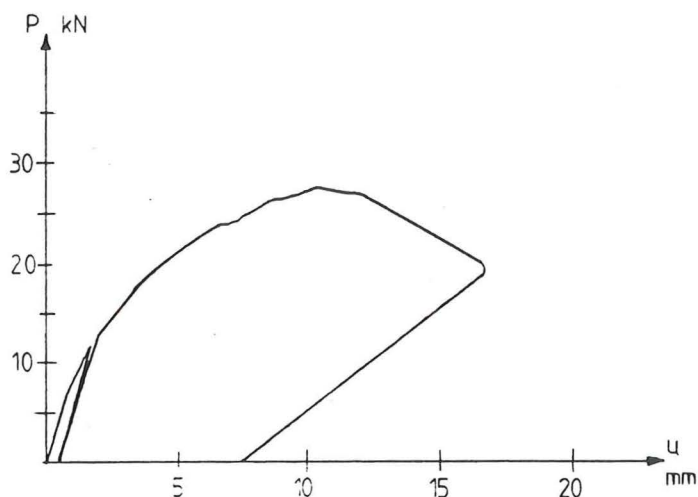
momentan avlastning till  $F = 0$  kN

kontinuerlig belastning till brott.

Belastningsökningen gjordes med ca 0,5 kN per minut. Brottkriterium visade sig vara tämligen svårt att sätta, då en verklig kollaps av strukturen aldrig åstadkoms. Istället är det enskilda fästdon längs skivans ränder som dras ut ur skivan. I beräkningarna definierades därför brottet som den last som innebar att två fästdon längs den kritiska randen dragits ur skivan.

### 3.3 Resultat

Förskjutningen i den centrala primärregeln illustreras i figur 3.4. Krypningen i ett tidigt skede kan, som synes, anses vara av underordnad betydelse. Brottet kom att inträffa inte bara i fästdon mellan skiva och glespanel utan också i fästdonet mellan primär- och sekundärbalken.



Figur 3.4 Förskjutning i primärbalken

De förskjutningar som registrerades i mätton 17,18 och 28 var till sin storlek mycket små. Noteras att effekter av vridning främst ger resultat i 18, vilket är på dragsidan. Vidare ger en jämförelse mellan å ena sidan mätton 17 och 18 och å andra mätton 28 vid handen att skjuvdeformationer är primärt relaterade till beteendet vid kortändarna. De största förskjutningarna vinkelrätt mot skivornas kortkanter registrerades i 18, vilket är på dragsidan. På trycksidan stöter skivorna samman med varandra vilket leder till något mindre deformationer. Skjuvdeformationerna i 27 och 28 var av samma storleksordning. De minsta relativa förskjutningarna erhöles i 19 och 20. De största relativa förskjutningarna mellan glespanel och regler visade sig i 5.

## 4 Modellering med FEM

Finita element metoden, FEM, är en numerisk metod med vars hjälp lösningar till differentialekvationer kan finnas approximativt. differentialekvationer har genom historiens gång påvisats kunna förutsäga diverse naturvetenskapliga beteenden. Detta gäller t.ex. konduktion, vridning av elastiska material, diffusion, vattenströmning och , essentiellt för denna undersökning, beteendet hos en-, två- och tre-dimensionella kroppar. Metoden karakteriseras av att man söker approximationer som endast gäller i en avgränsad del av det studerade området, ett sk finit element. Efter att approximationen av den sökta differentialekvationen valts för området, ger metoden motsvarande beteende i varje element. Då elementens beteende approximerats kan hela områdets beteende approximeras genom att sammanlänka elementen. En allmän approximation av differentialekvationen kan då ställas upp för hela området.

Det studerade problemet omfattar fyra typer av element, med specifika beteenden. Balkarna och glespanelen har modellerats som balkelement, fästdonen mellan dessa som endimensionella fjädrar, skivorna som skivelement och fästdonen mellan glespanelen och skivorna som tvådimensionella fjäderelement.

Den differentialekvation som tecknats för beteendet av balkelementen kan uttryckas enligt Bernoullis balkteori, se Ottosen och Petersson (11), som

$$\frac{d^2}{dx^2} \left( EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - q = 0 \quad (4.1)$$

där

$EI$  är balken böjstyvhet

$w$  är förskjutningen vinkelrätt mot balkens längsriktning

$q$  är den yttre lasten på balken vinkelrätt mot balkens längsriktning

För det endimensionella fjäderelementet kan differentialekvationen, med hjälp av Hookes lag, uttryckas enligt

$$k \frac{du}{dx} + b = 0 \quad (4.2)$$



där

$k$  är fjäderns styvhet

$u$  är förskjutningen i fjädern

$b$  är den yttre lasten

Skivelementets beteende kan beskrivas med följande differentialekvation, enligt Ottosen och Petersson (11),

$$\frac{\partial^2 M_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_{yy}}{\partial y^2} + q = 0 \quad (4.3)$$

där

$M_{ij}$  är momenten längs randen  $i$ , i riktning  $j$

$q$  är den yttre lasten

differentialekvationen för det tvådimensionella fjäderelementet kan härledas genom att frilägga skiv- och balkelementet och därefter betrakta dessa var för sig. Ekvationen för detta kan alltså ses som en kombination av ekvationerna 4.1, 4.2 och 4.3.

För att kunna lösa den aktuella differentialekvationen med hjälp av Finita element metoden, måste en sk svag formulering uttryckas. Denna erhålls genom att ekvationen multipliceras med en godtycklig viktfunktion, och uttrycket integreras över området. Sedan genomförs en elementvis approximation av differentialekvationen över hela området. Viktfunktionen väljs sedan, oftast enligt Galerkins metod, se Ottosen och Petersson (11). Lösningen till den ursprungliga funktionen kan då skrivas

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (4.4)$$

där

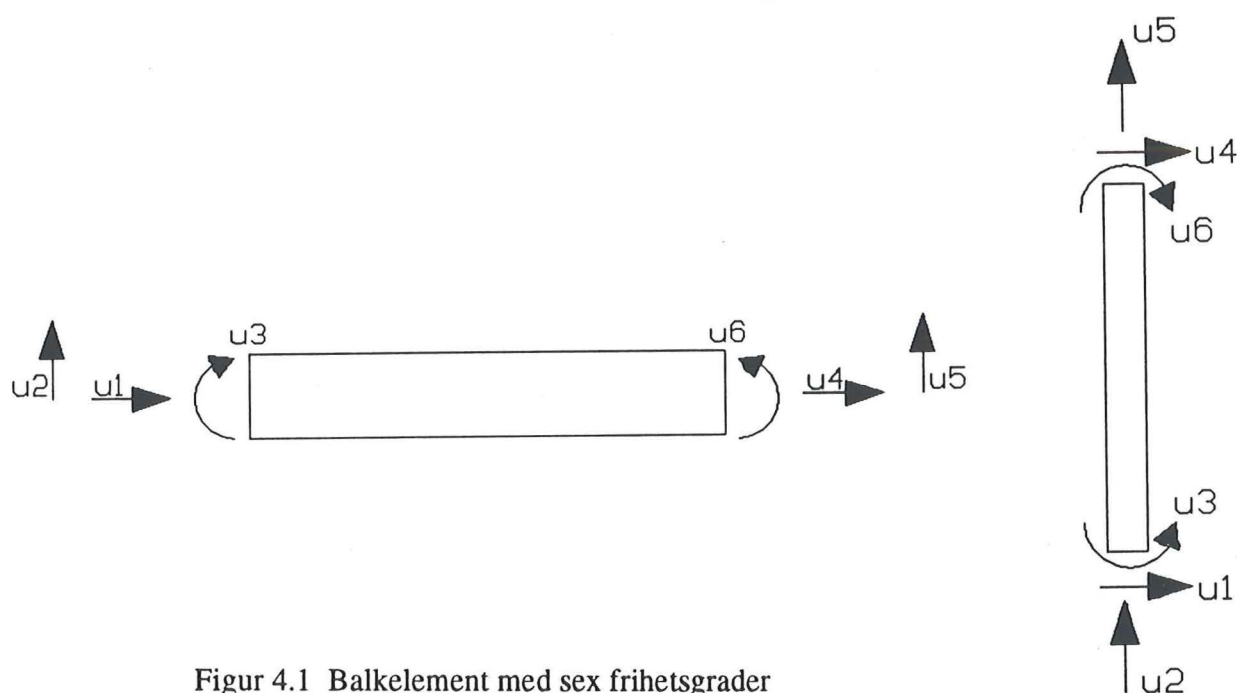
$\mathbf{K}$  är styvhetsmatrisen

**a** är förskjutningarna

**f** är de yttre lasterna

## 4.1 Balkelement

Primärbalkarna, takstolens underram, och sekundärbalkarna, glespanelen, modelleras i FE-modellen med ett balkelement med sex frihetsgrader.



Figur 4.1 Balkelement med sex frihetsgrader

Med ett balkelement enligt figur 4.1, där styvheten  $EI$  inte antas variera längs balken, kan följande FE-formulering göras av Bernoullis balkteori

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (4.5)$$

där

$$\mathbf{K} = EI \int_L \mathbf{B}^T \mathbf{B} \, dx$$

$$\mathbf{B} = \tilde{\nabla} \mathbf{N}$$

$$\tilde{\nabla} = \begin{bmatrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 \\ 0 & \frac{\delta}{\delta y} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} & 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} & x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} & \frac{x}{L} & \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} & -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{bmatrix}$$

$EI$  är böjstyvheten

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f} = [\mathbf{N}^T \mathbf{V}]_a^b - \left[ \frac{d\mathbf{N}^T}{dx} \mathbf{M} \right]_a^b + \int_a^b \mathbf{N}^T \mathbf{q} \, dx$$

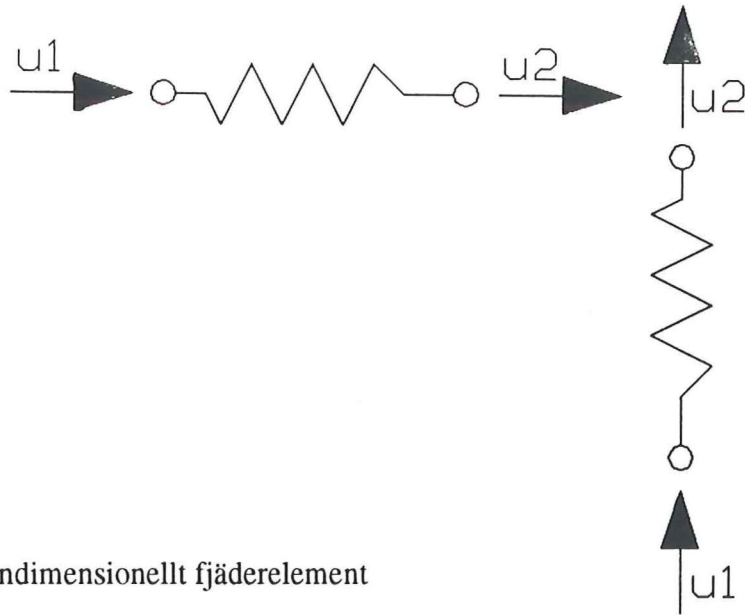
$\mathbf{V}$  är tvärkraften

$\mathbf{M}$  är momentet

$\mathbf{q}$  är en yttre belastning

## 4.2 Endimensionellt fjäderelement

Fästdonen mellan primär- och sekundärbalkarna modelleras med endimensionella fjäder-element.



Figur 4.2 Endimensionellt fjäderrelement

FE-formuleringen av det endimensionella fjäderrelementet, enligt figur 4.2, kan skrivas som

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (4.6)$$

där

$$\mathbf{K} = k \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

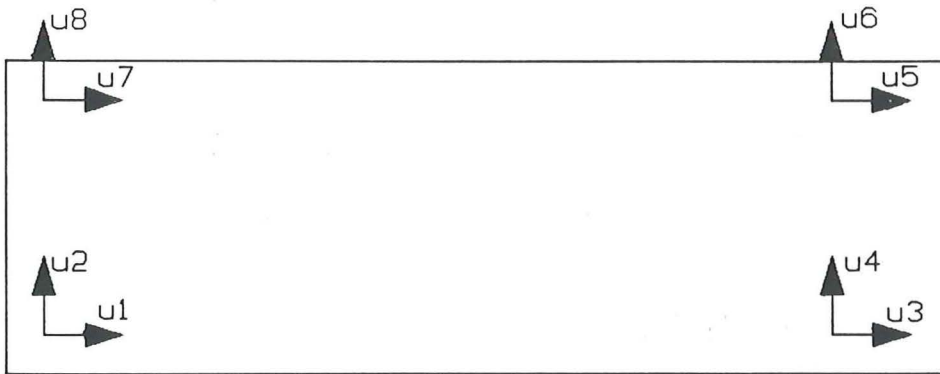
$k$  är fjäderkonstanten

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix}$$

### 4.3 Skivelement

Gipsskivorna modelleras med ett skivelement med åtta frihetsgrader.



Figur 4.3 Skivelement

Skivelementet enligt figur 4.3 erhåller en FE-formulering av differential ekvationen enligt

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (4.7)$$

där

$$\mathbf{K} = \iint_A \mathbf{B}^T \mathbf{D} \, dA$$

$$\mathbf{B} = \tilde{\nabla} \mathbf{N}$$

$$\tilde{\nabla} = \begin{bmatrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 \\ \frac{\delta}{\delta y} & 0 \\ \frac{\delta}{\delta y} & \frac{\delta}{\delta x} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

$$N_1 = \frac{1}{L_x L_y} \left( \frac{L_x}{2} - x \right) \left( \frac{L_y}{2} - y \right)$$

$$N_2 = \frac{1}{L_x L_y} \left( \frac{L_x}{2} + \frac{L_y}{2} \right) \left( \frac{L_y}{2} - y \right)$$

$$N_3 = \frac{1}{L_x L_y} \left( \frac{L_x}{2} + x \right) \left( \frac{L_y}{2} + y \right)$$

$$N_4 = \frac{1}{L_x L_y} \left( \frac{L_x}{2} - x \right) \left( \frac{L_y}{2} + y \right)$$

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix}$$

E är elasticitetsmodulen

$\nu$  är tvärkontraktionstalet, Poissons tal

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \\ u_8 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f} = \oint_L \mathbf{N}^T \left( V_{nz} + \frac{dM_{nm}}{dm} \right) dL - \oint_L (\nabla \mathbf{N})^T \mathbf{n} M_{nm} dL + \iint_A \mathbf{N}^T q dA$$

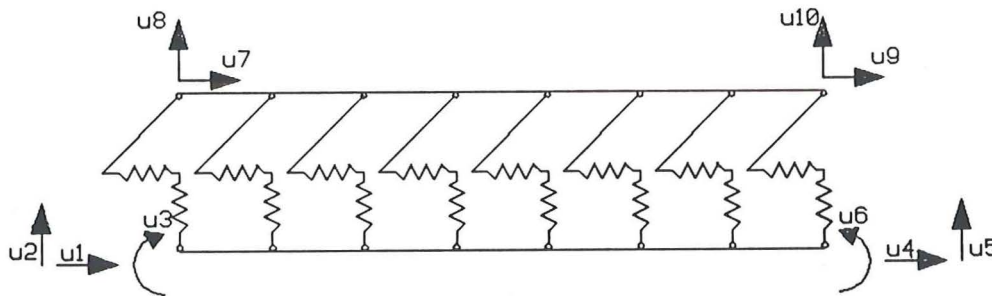
$V_{nz}$  är tvärkraften i z-led längs randen n

$M_{nm}$  är böjande moment längs randen n

q är yttre last

## 4.4 Tvådimensionellt fjäderelement

Det tvådimensionella fjäderelementet används i formuleringen för skruv- eller spikförbanden mellan glespanelen och gipsskivorna. Det inkluderar en rad av fästdon. Elementet finns presenterat av Alsmarker i (3). Det tar hänsyn både till styvheten vid böjning av balken och fästdonens inverkan. Då balkelementet erfordrar tre frihetsgrader per nod och skivelementet två, behövs totalt sett tio frihetsgrader för ett tvådimensionellt fjäderelement. Figur 4.4 visar det tvådimensionella fjäderelementet med tillhörande frihetsgrader.



Figur 4.4 Tvådimensionellt fjäderelement

FE-formuleringen av det tvådimensionella fjäderelementet kan skrivas

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (4.8)$$

där

$$\mathbf{K} = k \begin{bmatrix} N_1N_1 & 0 & 0 & N_1N_4 & 0 & 0 & N_1N_7 & 0 & N_1N_9 & 0 \\ 0 & N_2N_2 & N_2N_3 & 0 & N_2N_5 & N_2N_6 & 0 & -N_2N_8 & 0 & -N_2N_{10} \\ 0 & N_3N_2 & N_3N_3 & 0 & N_3N_5 & N_3N_6 & 0 & -N_3N_8 & 0 & -N_3N_{10} \\ N_4N_1 & 0 & 0 & N_4N_4 & 0 & 0 & N_4N_7 & 0 & N_4N_9 & 0 \\ 0 & N_5N_2 & N_5N_3 & 0 & N_5N_5 & N_5N_6 & 0 & -N_5N_8 & 0 & -N_5N_{10} \\ 0 & N_6N_2 & N_6N_3 & 0 & N_6N_5 & N_6N_6 & 0 & -N_6N_8 & 0 & -N_6N_{10} \\ N_7N_1 & 0 & 0 & N_7N_4 & 0 & 0 & N_7N_7 & 0 & N_7N_9 & 0 \\ 0 & -N_8N_2 & -N_8N_3 & 0 & -N_8N_5 & -N_8N_6 & 0 & N_8N_8 & 0 & N_8N_{10} \\ N_9N_1 & 0 & 0 & N_9N_4 & 0 & 0 & N_9N_7 & 0 & N_9N_9 & 0 \\ 0 & -N_{10}N_2 & -N_{10}N_3 & 0 & -N_{10}N_5 & -N_{10}N_6 & 0 & N_{10}N_8 & 0 & N_{10}N_{10} \end{bmatrix}$$

$$N_1(x) = 1 - \frac{x}{L}$$

$$N_2(x) = 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3}$$

$$N_3(x) = x - 2\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}$$

$$N_4(x) = \frac{x}{L}$$

$$N_5(x) = 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3}$$

$$N_6(x) = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}$$

$$N_7(x) = \frac{x}{L} - 1$$

$$N_8(x) = 1 - \frac{x}{L}$$

$$N_9(x) = -\frac{x}{L}$$

$$N_{10}(x) = \frac{x}{L}$$

$k$  är fjäderkonstanten

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \\ u_8 \\ u_9 \\ u_{10} \end{bmatrix}$$



$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \\ P_7 \\ P_8 \\ P_9 \\ P_{10} \end{bmatrix}$$

## 4.5 Icke-linjäritet

Den valda materialmodellen tar hänsyn till det icke linjära förhållandet mellan kraft och töjning som finns hos fästdonen mellan primär- och sekundärbalkarna, och mellan sekundärbalkarna och skivorna. I den finita elementmodellen har detta beaktats genom att styvheten på förbanden varierats i beräkningen. Proceduren som använts är den sk inkrement styvhetsmetoden, se Dahlblom (5).

Denna metod innebär att lasten adderas till konstruktionen i inkrement, vilket ger upphov till inkrementella förskjutningar och inkrementella krafter i strukturen. De inkrementella förskjutningarna används sedan för att beräkna en ny rådande styvhet hos förbandet, vilket betyder att det icke-linjära problemet överförs till ett linjärt i varje inkrement, vilket kan ge upphov till att jämvikten för systemet inte är uppfyllt i varje iteration. I många fall ignoreras detta fel vid en icke-linjär analys, med resultat att lösningen tenderar att avvika från den verkliga lösningen på problemet. Ett bättre resultat erhålls om man beräknar de obalanskrafter, som definieras som skillnaden mellan den totala yttre lasten och summan av de inre lasterna. Obalanskrafterna adderas sedan i det kommande inkrementet till den yttre lasten, vilket ger ett bättre resultat.

Ekvationerna kan skrivas som

$$\mathbf{K} \delta \mathbf{u} = \delta \mathbf{P} + \delta \bar{\mathbf{P}} \quad (4.9)$$

där

$K$  är problemets styvhetsmatris

$\delta u$  är förskjutningen av lastinkrementet

$\delta P$  är det yttre lastinkrementet

$\delta \bar{P}$  är obalanskrafterna

Beräkningsgången kan beskrivas på följande sätt. Initialt bestäms de rådande material styvheterna för de element som modelleras med ett icke linjärt förhållande mellan töjning och spänning. Därefter beräknas elementstyvheterna för elementen vilka assembleras till det globala systemet, varefter förskjutningen av lastinkrementet kan beräknas genom att ekvationssystemet löses. På basis av de beräknade nodförskjutningarna kan så de inkrementella fästonskrafterna beräknas, vilka adderas till en total kraftvektor. Då kan de sk obalanskrafterna beräknas för varje fästdon, som sedan transformeras till nodlaster, vilka adderas till det kommande lastinkrementet. Därefter utförs ytterligare ett steg av beräkningen, då tillskotts-förskjutningen  $\delta u$  beräknas genom att lösa ekvationssystemet enligt ekvation 4.9.

## 5 Beräkning med CAMFEM

CAMFEM, *Computer Aided Modelling of the Finite Element Method*, är ett datorprogram som utvecklats vid Avdelningen för byggnadsmekanik vid LTH av Ola Dahlblom, Anders Peterson och Hans Petersson (4). Det innehåller rutiner för finit element analys av ett flertal problem, med hjälp av olika typer av element.

### 5.1 Problemanpassning

I det problem som avhandlas i detta arbete kompletterades CAMFEM med rutiner för icke-linjär analys av det tvådimensionella fjäderelementet. Till grund för dessa rutiner har den av Alsmarker i (3) presenterade härledningen legat. Rutinerna presenteras i avsnitt 5.11, och det iterationsförfarande som använts beskrivs i 5.12.

#### 5.11 Beräkningsrutiner

De rutiner som skapats för att kunna hantera problemet med de tvådimensionella fjäder-elementen beskrivs här översiktligt. De program som skapats för analysen är skrivna i Fortran 77, se Ekman och Eriksson (7).

**TRANSK EP EKR EK (J)** bildar elementstyvhetismatrisen för det tvådimensionella fjäderelementet. Detta ska baseras på momentant gällande fjäderstyvheterna för de enskilda fästdonen i elementet. Detta kan innehålla två grupper av fästdon, med skilda centrumavstånd och utsträckning. **EP** består av en rad och åtta kolumner. Den innehåller uppgifter om elementets längd, dess vinkel mot horisontal-axeln samt centrumavstånd, start och slutpunkt för första respektive andra fästdonsgruppen. **EKR** innehåller de aktuella fjäderstyvheterna för fästdonen i elementet. Det är en matris med det antal rader som det finns element som beskrivs av matrisen EN, och samma antal kolumner som det finns fästdon i elementet. Den elementstyvhetismatris som beräknas av rutinen för elementet lagras i matrisen **EK** som är en 10 x 10 matris. **J** är en skalär som indikerar vilken rad i **EKR** som motsvarar det aktuella elementet.

**TRANSI EP EN DU EKR EDF** är en rutin som beräknar kraftinkrementet av i varje

fästdon. **EN** innehåller elementtopologin för de element som har egenskaper enligt **EP**. Det är en matris med 11 kolumner. **DU** innehåller de inkrementförskjutningar som beräknats genom rutinen **SOLVE**. Matrisen har samma antal rader som det finns noder i konfigurationen, och en kolumn. I **EDF** lagras de beräknade inkrement-fjäderkrafterna. Matrisen består av en rad och samma antal kolumner som antalet fästdon i förbandet.

**MMSLSF EP EMP EN U ESF** beräknar fjäderkrafterna i fästdonen enligt de karaktäristika som angivits. **EMP** innehåller en rad och sex kolumner, med information om förbandets idealiserade beteende. Det är fjäderstyvheten i tre faser och förskjutningen vid dessa brytpunkter. **ESF**, en matris med en rad och samma antal kolumner som det finns fästdon i elementet, innehåller de beräknade fjäderkrafterna. **U** innehåller de totala förskjutningarna för noderna, och har samma storlek som **DU**.

**MMSLTR EP EMP EN U EKR** är det kommando som på basis av valda materialegenskaper hos förbandet uppdaterar rådande fjäderstyvheter hos de enskilda fästdonen. Dessa lagras i matrisen **EKR** som innehåller samma antal rader som **EN** och samma antal kolumner som det finns fästdon i elementet.

**TRANRS EP EN U EF SPF** beräknar fjäderkrafterna i fästdonen i x- respektive y-riktningen. I **EF** lagras den totala resultanten för fjäderkraften i fästdonen. Matrisen innehåller en rad och samma antal kolumner som det finns fästdon i elementet. **SPF**, en matris med två rader och samma antal kolumner som **EF**, innehåller de beräknade fjäderkrafterna för fästdonen, uppdelade i komponenter.

**TRANSR EP EN U DSF ER (J)** är en rutin som beräknar obalanskrafter i de enskilda fästdonen för ett tvådimensionellt fjäderelement. Matris **DSF**, med en kolumn och samma antal rader som det finns fästdon i elementet, innehåller obalanskrafterna för varje fästdon. Krafterna erhålls genom att subtrahera matris **ESF** från **EF**. I **ER** finns obalanskrafter för noderna hos det enskilda fjäderelementet. Skalären **J** definierar vilken rad i **DSF** som gäller för det aktuella fästdonet.

## 5.12 Iterationsförfarande

Beräkningen genomfördes genom en iterativ process där varje steg innebar att en ökning av den yttre lasten gjordes. Beräkningsgången illustreras med följande flödesschema.

**Definiera och ge indata och begynnelsevärde, där så finns, för konfigurations- och materialspecifika matriser i problemet**

Förskjutningsmatrisen  $U$   
Lastmatrisen  $P$   
Lastinkrementmatrisen  $RI$

Materialmatriser  $EP$   
Materialmatriser för icke-linjäritet  $EMP$   
Fästdons fjäderstyvhets matriser  $EKR$   
Topologi matriser  $EN$   
Fästdons fjäderkrafts matriser  $EF$  och  $ESF$

Upplagsvillkors matrisen  $B$   
Lastinkrement matrisen  $DP$

**Genomför ett steg av iterationen**

Addera lastinkrement matrisen  $DP$  till lastmatrisen  $P$ .

Beräkna element styvhetsmatriser  $EK$  för elementen.

Addera  $EK$  till den globala styvhetsmatrisen  $K$  med hjälp av topologi matriserna  $EN$

Lös ekvationssystemet

$$K DU = DR$$

med randvillkoren enligt  $B$ .

Addera inkrement-förskjutningarna  $DU$  till förskjutningsmatrisen  $U$ .

Beräkna fästdons fjäderkrafts matriser  $EDF$  för inkrement-förskjutningen, addera dessa till de totala fästdons fjäderkraftsmatriserna  $EF$ .

Beräkna rådande fästdons fjäderkrafter  $ESF$  för de rådande förskjutningarna.

Addera dessa till fästdons fjäderkraftsmatriserna  $EF$ .

Beräkna obalans fjäderkrafterna i fästdonen i matrisen  $DSF$ .

Subtrahera dessa från fästdons fjäderkrafterna i matriserna  $EF$ .

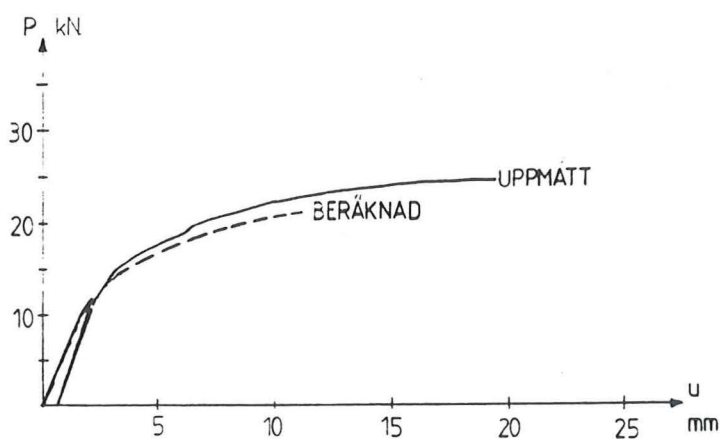
**Fortsätt med ytterligare steg i iterationen tills sökt lastnivå har nåtts.**

## 5.2 Jämförelse med provning

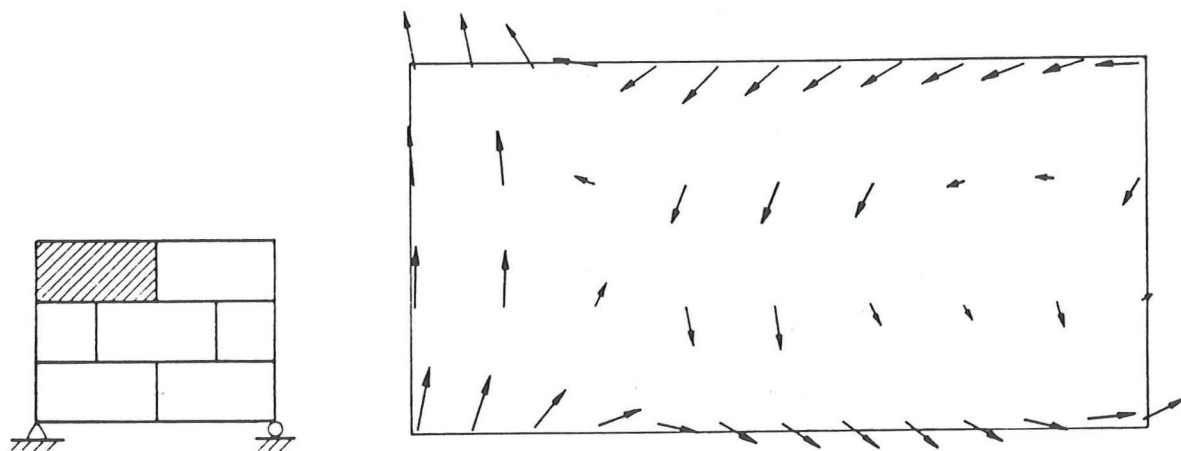
För att kunna få en uppfattning om hur väl den antagna modellen stämmer med ett verkligt beteende, gjordes beräkningar enligt denna för provningsuppställningen. Beräkningsmodellen av uppställningen gjordes enligt principen i figur 2.9.

En mycket god överensstämmelse erhöles, vilket kan ses i figur 5.1. Denna visar en jämförelse mellan beräknad och mätt förskjutning i den centrala primärbalken parallellt med lastens verkningslinje. De beräknade kraftriktningarna i ett belastningstillstånd nära brott, är enligt beräkningarna mycket likt det som legat till grund för antagandet om fästdonens beteende. De beräknade lasternas fördelning i en skiva samt i motsvarande reglar visas i figur 5.2 respektive 5.3. Beteendet kan liknas vid det mellan flänsen och livet hos en I-balk utsatt för ren böjning.

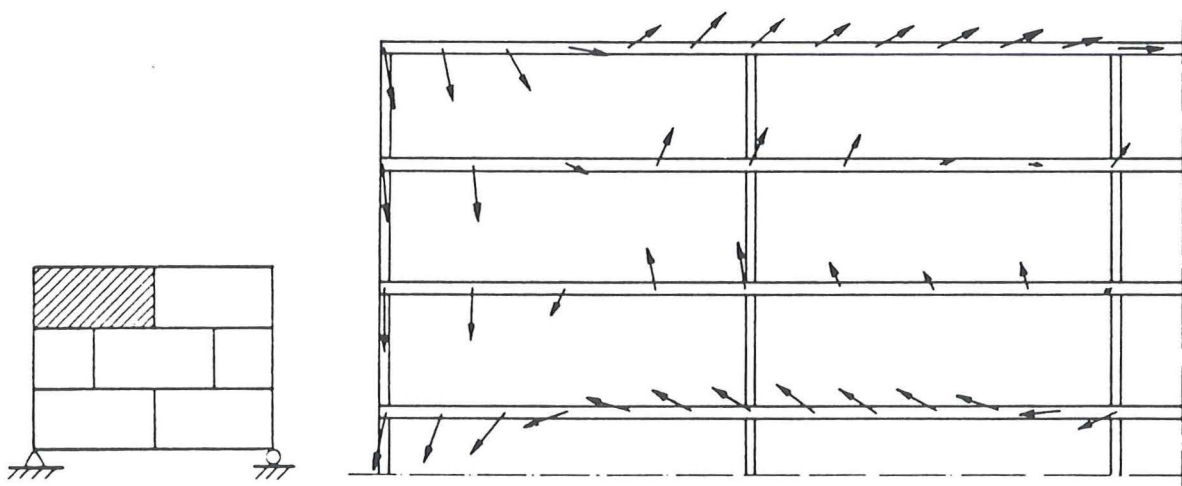
Summering av de horisontella komponenterna för varje fästdonsrad ger tryck- respektive dragkrafterna som verkar på varje glespanel. Panelen där två skivor har sina upplag får därför en belastning som är väsentligt mindre, då skivornas laster i detta fall verkar i motsatt riktning.



Figur 5.1 Jämförelse mellan beräknad och mätt förskjutning i mittregeln



Figur 5.2 Kraftfördelning i skivan



Figur 5.3 Kraftfördelning i reglarna



### 5.3 Beräkningar

Ett antal beräkningar genomfördes för att kontrollera inverkan av olika parametrar i problemet. För att se påverkan av annan än de normalt förekommande placeringarna av glespanelen och skivorna valdes att utföra beräkningar där dessa inte placerades omlott. Två beräkningar där inverkan av upplag på innerväggar studerades genomfördes också.

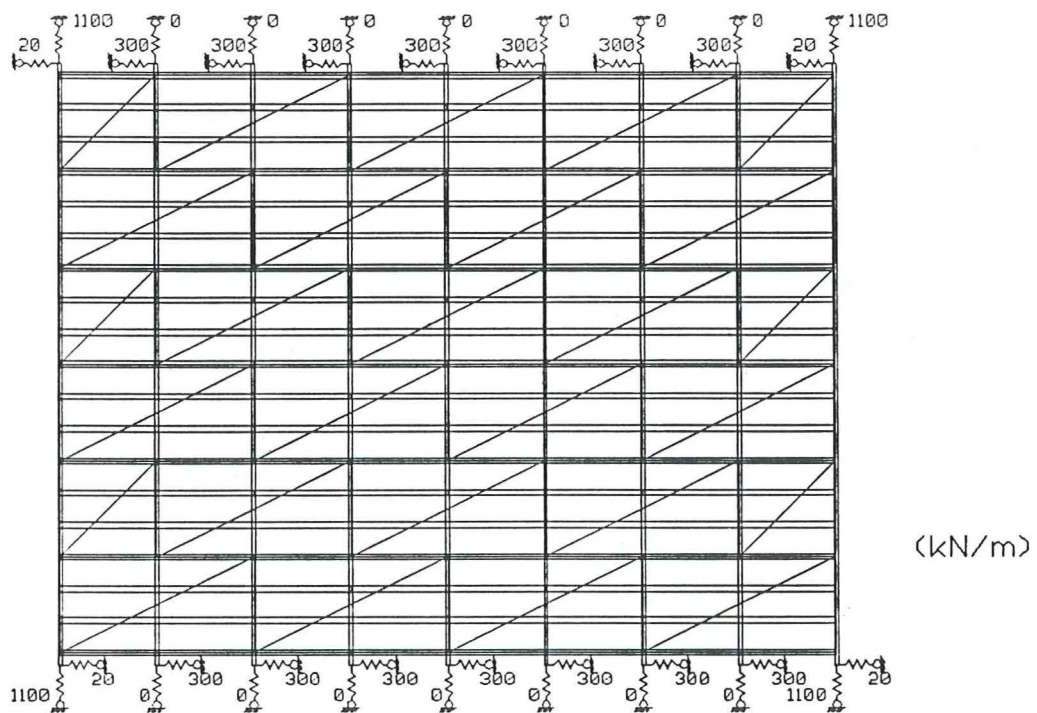
Materialdata för problemet sammanfattas i följande uppställning:

Underram	$A = 7,65 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	$I = 1,26 \times 10^{-6} \text{ m}^4$	$E = 7,0 \times 10^9 \text{ Pa}$
Glespanel	$A = 1,96 \times 10^{-5} \text{ m}^2$	$I = 8,00 \times 10^{-7} \text{ m}^4$	$E = 7,0 \times 10^9 \text{ Pa}$
Skivor	$t = 0,013 \text{ m}$	$\nu = 0,0$	$E = 3,0 \times 10^9 \text{ Pa}$

Fästdon mellan underram och glespanel, fjäderstyvhet enligt figur 2.5

Fästdon mellan glespanel och skivor, fjäderstyvhet enligt figur 2.5

Upplagen på väggarna modellerades med fjädrar, med en fjäderstyvhet som framgår av figur 5.4, där också den anbringade lasten illustreras.



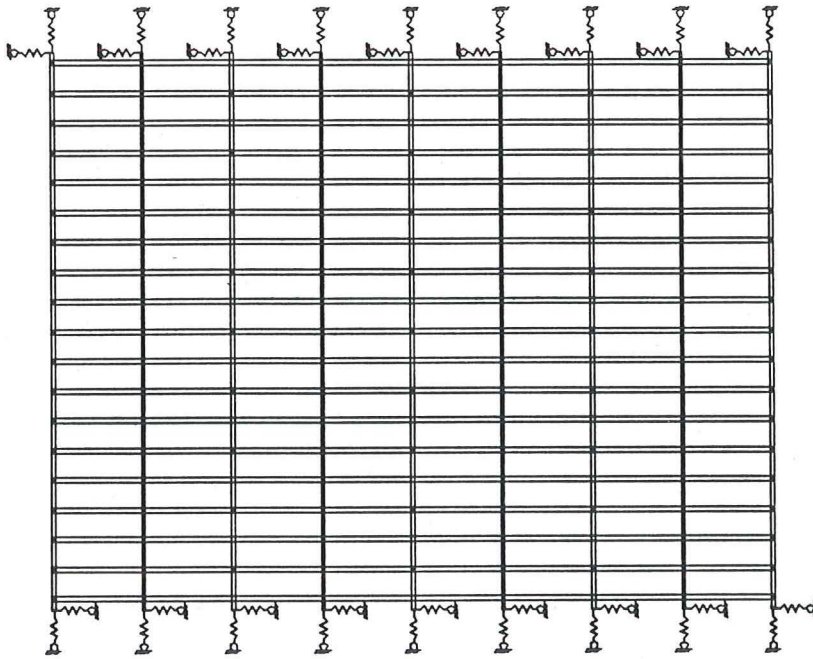
Figur 5.4 Fjäderstyheter

### 5.31 Normalfall

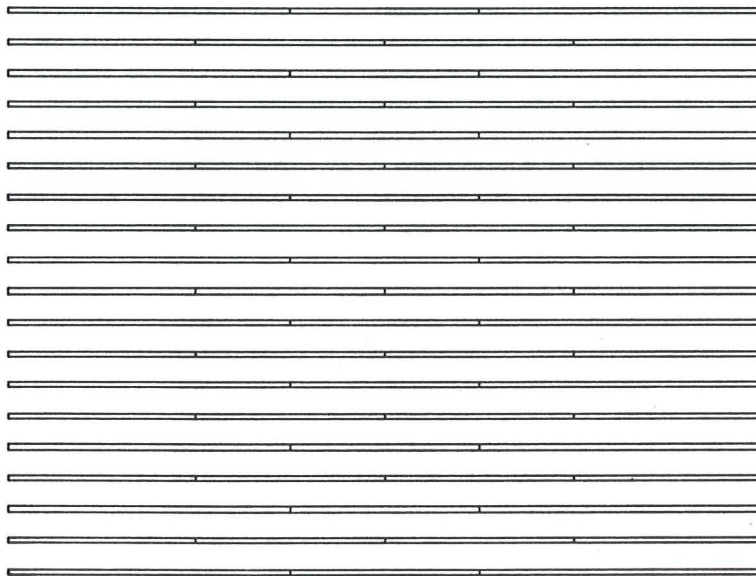
Som jämförelseobjekt genomfördes beräkningar på ett småhus med yttermåten 7,2 x 9,6 m. Konfigurationen visas i figur 5.5.

I denna har primärreglarna givits ett centrumavstånd av 1200 mm. Detta avviker från det normala i svenska småhus, åtminstone vad gäller 1 och 1/2 plans hus. Dessa har normalt takstolen, där underramen fungerar som balk i mellanbjälklaget, på ett centrumavstånd av 1200 mm, och förtätande regler i mellanbjälklaget på ett centrumavstånd av 1200 mm. Detta innebär ett totalt centrumavstånd av 600 mm på primärreglarna. I beräkningar visade sig inte styvheten på primärreglarna ha stor inverkan på resultatet, vilket innebär att den antagna fördelningen på ett korrekt sätt återspeglar ett verkligt beteende.

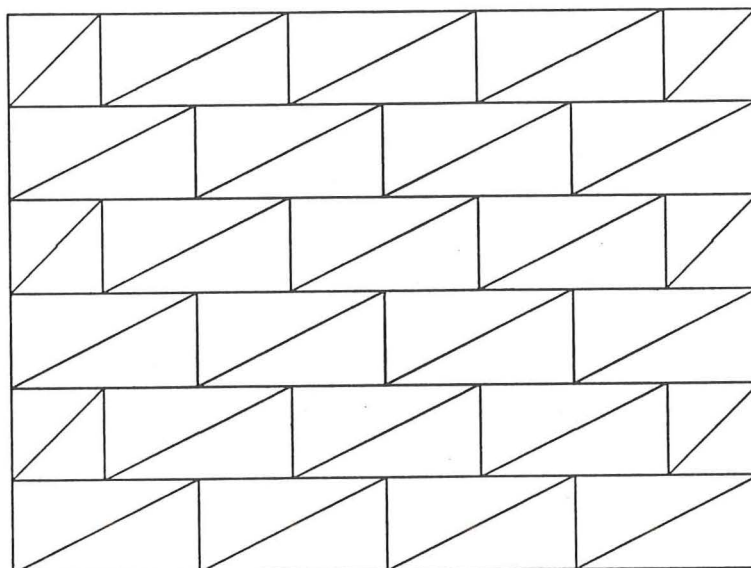
Fördelningen av glespanelen gjordes enligt figur 5.6. Ett centrumavstånd av 300 mm, och en förskjutna fördelning av glespanelen enligt denna figur har antagits. Skivornas placeras förskjutna enligt figur 5.7.



## 5.5 Normalfall



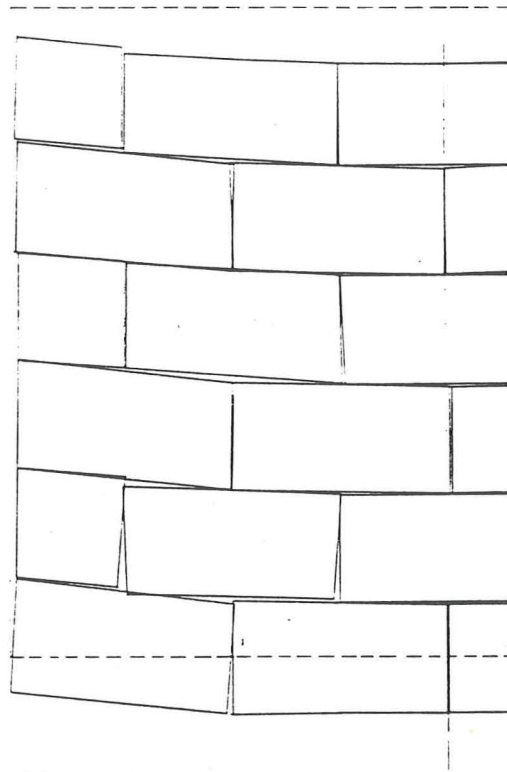
## 5.6 Glespanelens fördelning i normalfallet



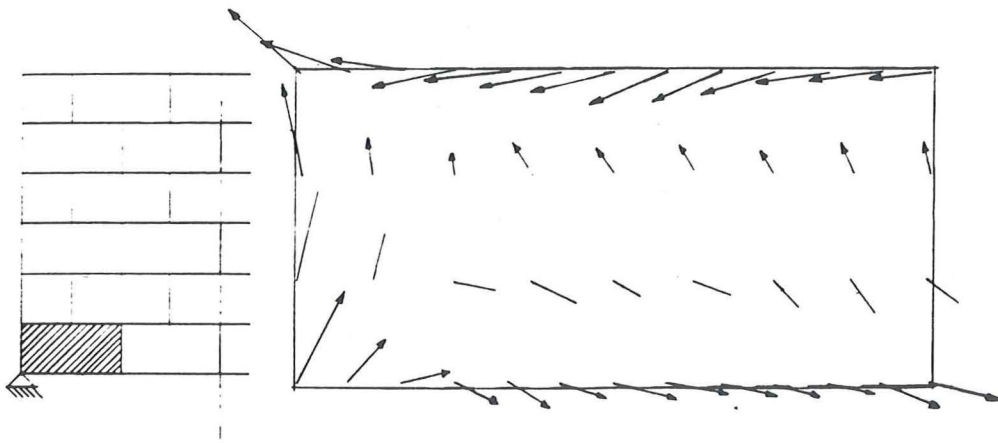
### 5.7 Skivornas fördelning i normalfallet

Skivorna erhåller i beräkningen en förskjutning som ger vid handen att skivverkan fungerar genom att konfigurationen beter sig som en hög balk. Förskjutningen är i stort sett konstant för de olika primärreglarna. En differens på mindre än 5% kunde noteras mellan förskjutningarna av de fem mittersta primärreglarna. Den beräknade förskjutningen återfinns i figur 5.8, observera att endast halva konfigurationen visas av symmetriskäl. Förskjutningen är förstord med en skalfaktor motsvarande 20 gångers förstoring.

Kraftfördelningen i en skiva illustreras i figur 5.9. Noterbart här är att den "virvel" av krafterna som kunde noteras i figur 5.2 även kan noteras här. Antagandet att de yttersta skruvarna i stort sett uppvisar en kraftriktning vinkelrätt mot glespanelen stämmer, är också av intresse att notera.

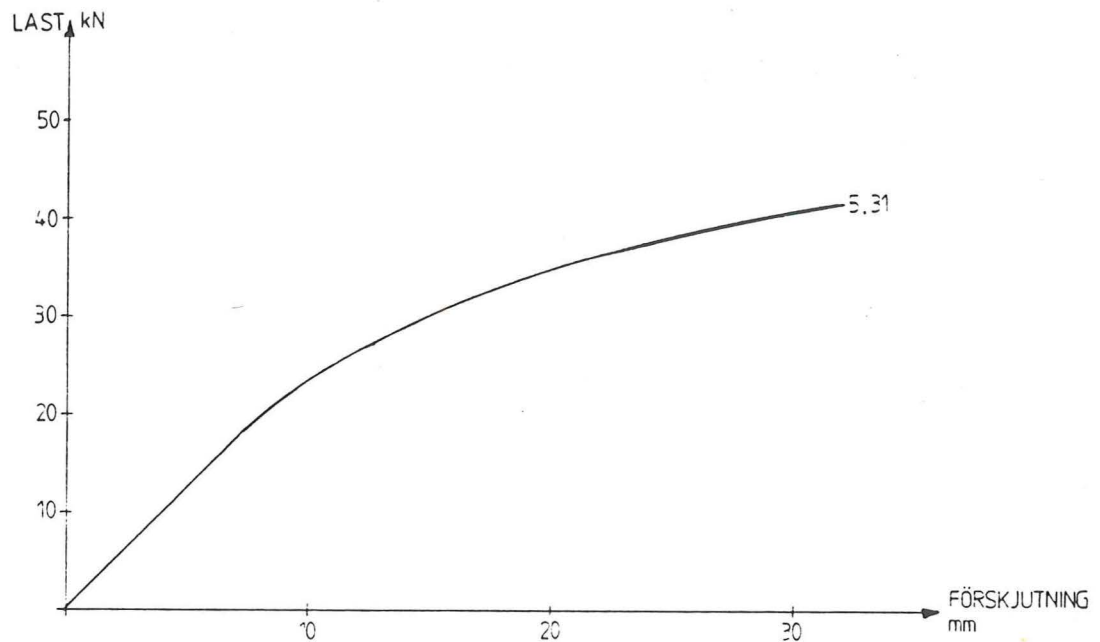


5.8 Förskjutningen av skivorna i normalfallet



5.9 Kraftfördelning i en skiva i normalfallet

Mittregelns totala förskjutning visas i figur 5.10. Ett i stort sett linjärt förhållande råder till en last som motsvarar den karaktäristiska lasten enligt Nybyggnadsreglerna. Det beräkningsmässiga brottet i konfigurationen sker i de yttre fästdonen i skivorna mot kortsidan, i de fästdon som har en i det närmaste vinkelrät kraftriktning mot skivkanten i förhållande till glespanelen.



5.10 Förskjutning av mittregeln i normalfallet

### 5.32 Ej förskjutna skarvar i glespanel

För att studera inverkan av glespanelens placering genomfördes en beräkning med dessa placerade enligt figur 5.11. Det visar sig att påverkan av denna till synes ganska ogynnsamma placering inte nämnvärt förändrar resultatet. En något lägre last kan upptas av konstruktionen, men brott sker vid i det närmaste identisk förskjutning jämfört med normalfallet. Arbetskurvan för detta försök redovisas i figur 5.13. Ur praktiskt synpunkt kan dock en viss problematik uppstå kring överföringen av stora dragkrafter i förbandet där

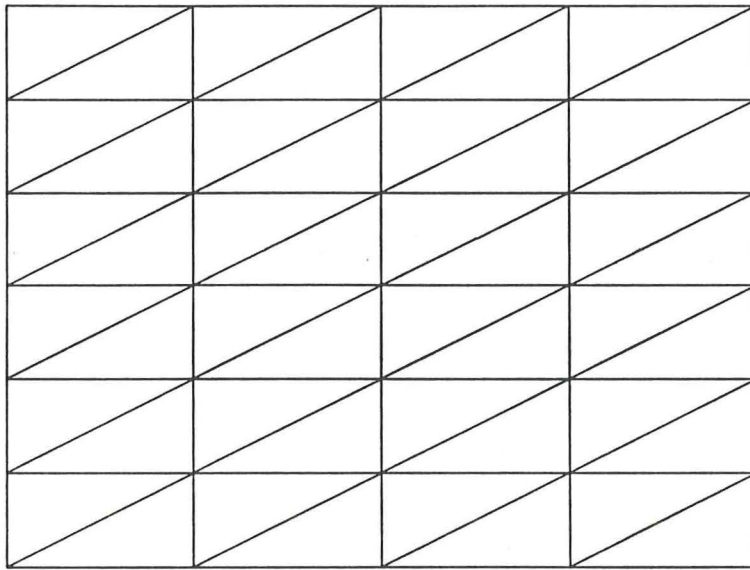
glespanelen skarvas. Infästningen av glespanelen måste ske på en mindre area, vilket kan ge upphov till sprickor i primärbalken.



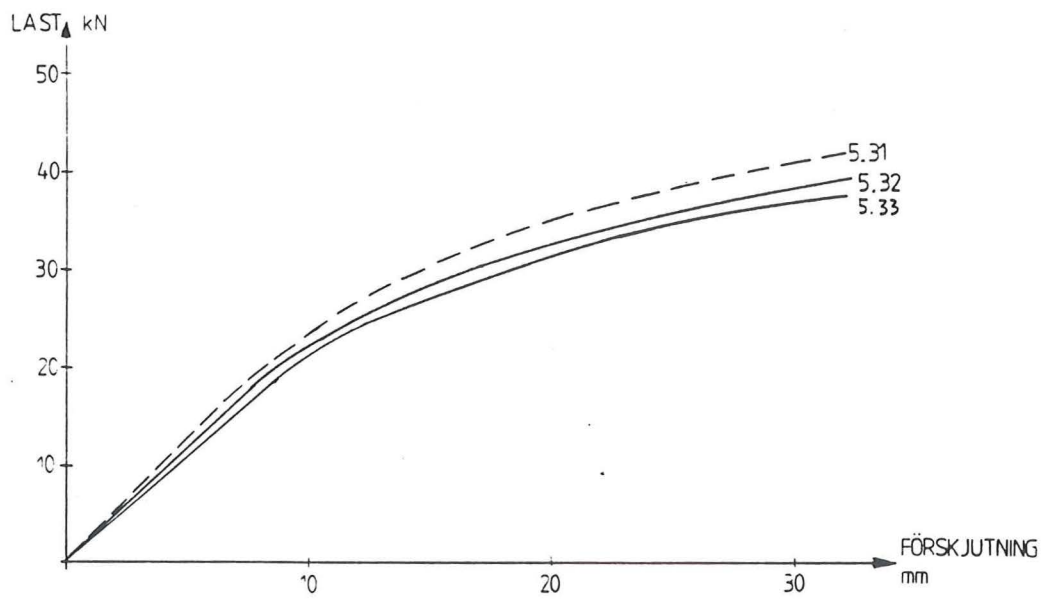
#### 5.11 Ej förskjutna skarvar i glespanel

### 5.33 Ej förskjutna skarvar i gipsskivor

För att studera inverkan av gipsskivornas placering genomfördes en beräkning med dessa placerade enligt figur 5.12. Det visar sig att påverkan av denna till synes ganska ogynnsamma placering inte nämnvärt förändrar resultatet. En något lägre last kan upptas av konstruktionen, men brott sker vid i det närmaste identisk förskjutning jämfört med normalfallet. Arbetskurvan för detta försök redovisas i figur 5.13.



### 5.12 Ej förskjutna skarvar i gipsskivor



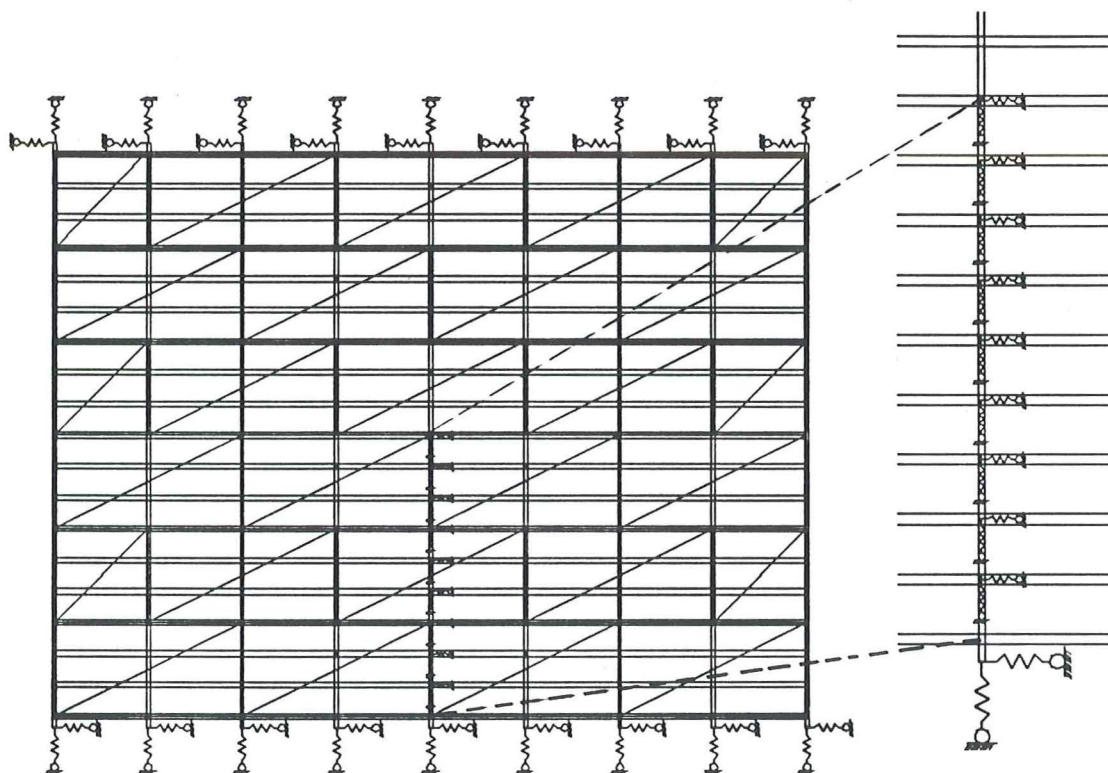
### 5.13 Förskjutning av mittregel i 5.31, 5.32 och 5.33



### 5.34 Upplag på en innervägg

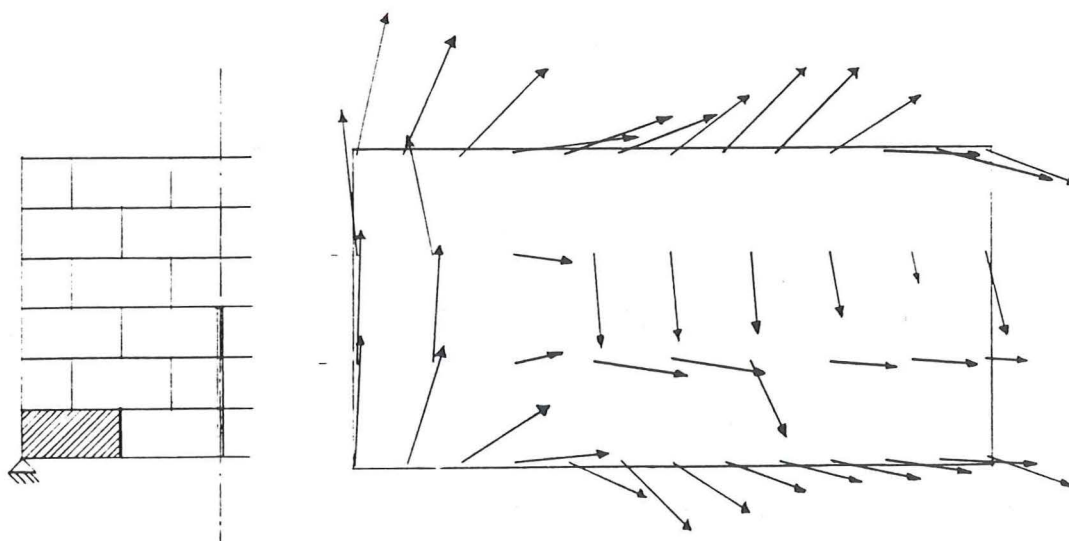
Inverkan av upplag på innerväggar studerades genom två konfigurationer, den första visas i figur 5.14. Innerväggen antas ha en längd av 3,6 m, vilket motsvarar halva totala bredden på byggnaden.

Styvheten hos fjädrarna som motsvarar innerväggen gavs samma styvhet som fasadväggarna i längsled, det vill säga 300 kN/m. Kraftfördelningen i en skiva visas i figur 5.15. Här kan man notera att den "virvel" som tidigare har beskrivit kraftriktningarna i fästdonen har förändrats, men trots detta kan anas.



5.14 Upplag på en innervägg

Förskjutningen av den mest förskjutna regeln, 1200 mm till höger respektive vänster från centrumlinjen visas i figur 5.18. Även i denna konfiguration sker det beräkningsmässiga brottet i de yttersta fästdonen i de skivor som ligger längs konstruktionens kortsidor.

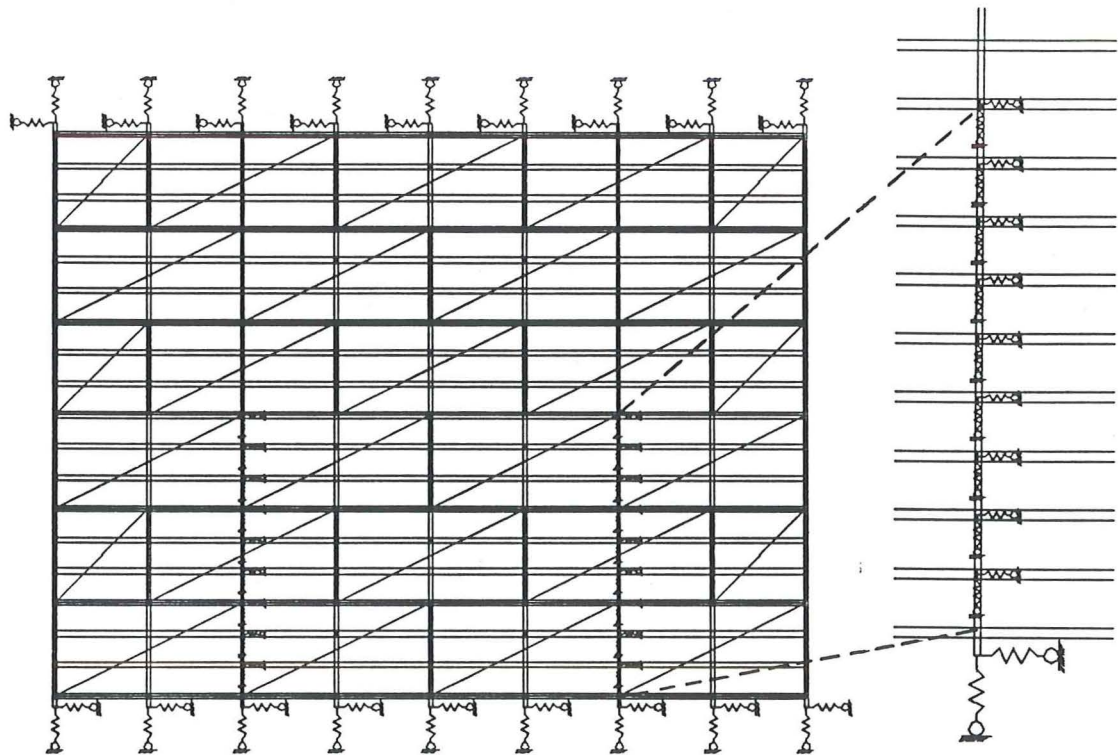


5.15 Kraftfördelning i en skiva, upplag på en innervägg

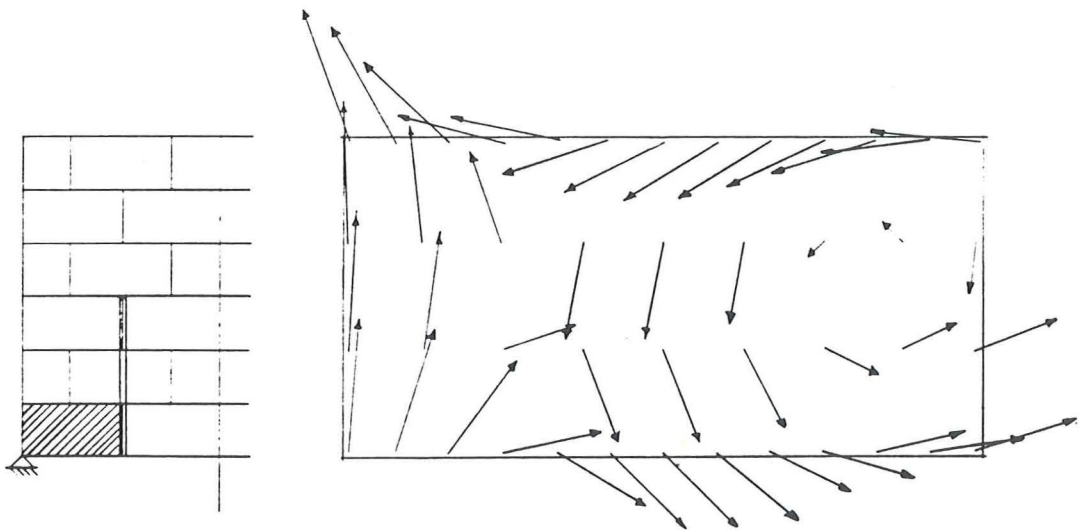
### 5.35 Upplag på två innerväggar

Konfigurationen med upplag på två innerväggar visas i figur 5.16. Även dessa har antagits ha en utbredning som motsvarar halva bredden på byggnaden. Kraftfördelningen i en skiva visas i figur 5.17. Här kan man notera att den "virvel" som tidigare har beskrivit kraftriktningarna i fästdonen har förändrats, men trots detta kan anas.

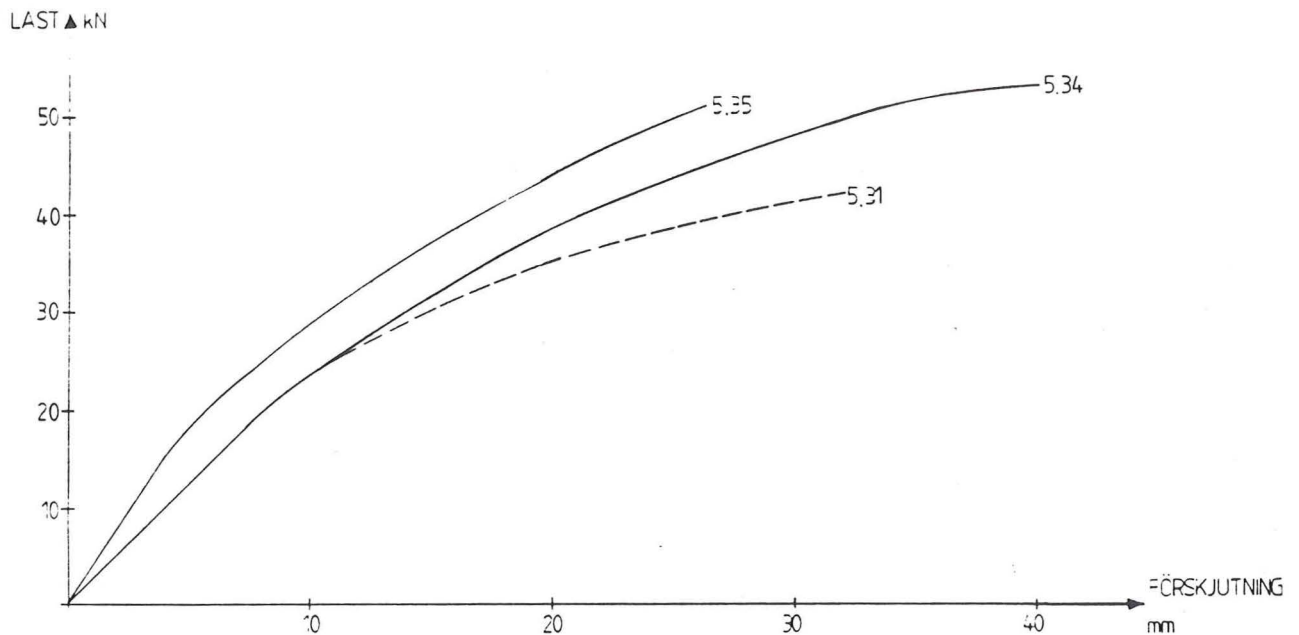
Förskjutningen av den mest förskjutna regeln, 1200 mm till höger respektive vänster från centrumlinjen visas i figur 5.18. Även i denna konfiguration sker det beräkningsmässiga brottet i de yttersta fästdonen i de skivor som ligger längs konstruktionens kortsidor.



5.16 Upplag på två innerväggar



5.17 Kraftfördelning i en skiva, upplag på två innerväggar



5.18 Förskjutning av regel 5.31, 5.34 och 5.35

Resultatet enligt figur 5.18 kan ses som något förvånande, då upplaget på innerväggen inte påverkar resultatet i någon nämnvärd omfattning. Jämförande beräkningar visar att innerväggen måste ges en relativt stor styvhet för att denna ska påverka resultatet. Naturligtvis påverkar en innervägg med större utbredning i planet också resultatet av beräkningen. Detta fall torde dock inte vara aktuellt vid normalt småhusbyggande, då öppningar för dörrar eller andra oregelbundenheter i väggens utbredning ofta är av sådan omfattning att detta endast ger en sammanhängande innervägg motsvarande den antagna i beräkningen.

Detta innebär att innerväggarnas inverkan inte bör betraktas i den av Alsmarker presenterade handräkningsmodellen (se avsnitt 2.4), så länge det är frågan om en normal fördelning av dessa i byggnaden.

## 6 Slutsatser och avslutande synpunkter

Modelleringen av konstruktionen ger vid handen att denna kan användas som stabiliserande element vid småhusbyggande. Ett tämligen segt brott kan noteras, vilket måste anses som eftersträvansvärt. Konfigurationen kan alltså ses som användbar, då återstår så problemet att kunna beräkna den last som en konstruktion av denna typ kan bära.

Överensstämmelsen mellan den provning och de CAMFEM beräkningar som genomförts visar att denna metod att analysera problemet fungerar. Detta kan dock inte bli aktuellt i en verklig situation, då detta beräkningssätt måste anses som alltför tidsödande för att ha en praktisk relevans.

Den förenklade beräkningsmodell som Alsmarker presenterat i (3) ger för konfigurationen enligt 5.31 en maximal last av 32,4 kN, att jämföra med den beräknade på 39,8 kN. Detta resultat, och de i kapitel 5.31 till 5.36 redovisade beräkningarna, visar att denna mycket enkla beräkningsmetod ger en tillräcklig god noggrannhet för den studerade konfigurationen. Inverkan av fördelning av glespanelens och gipsskivornas placering kan bortses ifrån liksom inverkan av upplag på innerväggar. Vid en beräkning i en praktiskt tillämpbar situation av konstruktionen kan man bortse från det ickelinjära beteendet hos fästdonen, såvida det faktiska kraftspelet under mycket höga belastingar inte är intressant.

Den belastning som man ska dimensionera för, förutsatt att den horisontella belastningen sätts som huvudlast är 31,5 kN (se beräkningar i appendix 1). Detta jämfört med den maximala beräknade kapaciteten, ger en säkerhetsfaktor i konstruktionen lika med 1,25. Detta kan tyckas något lågt, då avgörande parametrar som fästdonens styvhet givits värden enligt försök utan någon reduktion. Dock har det beräkningsmässiga brottet endast baserats på en maximal deformation av fästdonen, vilket innebär att detta trots allt ses som acceptabelt. Brottet i konfigurationen sker dessutom enligt ett segt beteende.

Intressant i en fortsatt undersökning av funktionssättet hos den studerade konfigurationen, vore att i storskaliga försök studera funktionssättet hos upplagen för den horisontella skivkonstruktionen på de vertikala bärverken. Frågor som då kan besvaras är, vilken styvhet behövs på innerväggen för att ge inflytande som upplag, hur fungerar konfigurationen i detalj kring upplaget och vad är inverkan av håltagningar.

---

## Litteraturförteckning

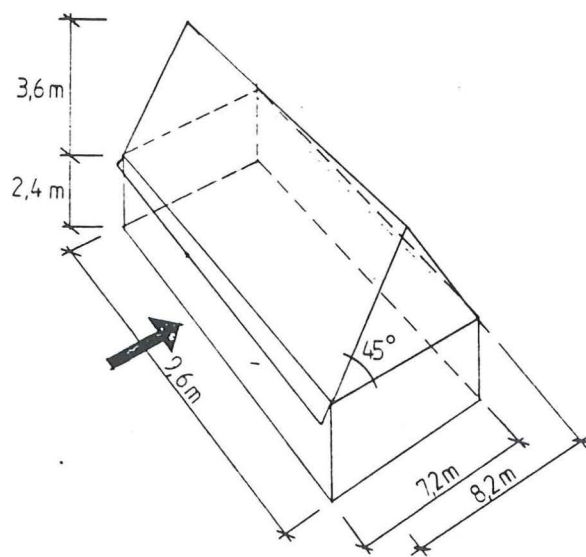
- 1 Alsmarker T.: Structural diaphragms in wood-framed buildings; Proceedings of the 1991 International Timber Engineering Conference, Vol. 4: 354 - 361, London, 1991.
- 2 Alsmarker T.: Gipsskivor som stabiliserande element i innertak; Artikel i Bygg & Teknik, nr 2 1992.
- 3 Alsmarker T.: Gypsum plasterboards as wind bracing elements in timber framed buildings; Report TVBK-1007, Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics, Lund 1992.
- 4 Dahlblom O., Peterson A.: CAMFEM-Computer aided modelling based on the finite element method; Report TVSM-3001, Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics, Lund 1982.
- 5 Dahlblom O.: Camfem applied to nonlinear structural analysis; Report TVSM-7016, Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics, Lund 1982.
- 6 Degerman T., Åkerlund S.: Stabilisering av småhus, beräkningsmodeller för horisontella bärverk; Rapport TVBK-3006, Lunds Tekniska Högskola, Avdelningen för bärande konstruktioner, Lund 1979
- 7 Ekman T., Eriksson G.: Programmering i Fortran 77; Andra upplagan, Studentlitteratur, Lund 1981.
- 8 Gyproc Handbok Lättbyggnadsteknik; Andra upplagan, Skogs, Malmö 1986.
- 9 Källsner B.: Skivor som stabiliserande element på träregelväggar; Trätekrapport Nr 56, Trätek, Stockholm 1984.

- 
- 10 Nybyggnadsregler. BFS 1988:18; Boverket och Allmänna förlaget, Stockholm 1989.
  - 11 Ottosen N.S., Petersson H.: Introduction to the finite element method; Second edition, Report TVSM-3014, Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics, Lund 1991.
  - 12 Ranby A., Sihvonen M.: Skivor som stabiliserande element på glespanel; Examensarbete, Lunds Tekniska Högskola, Avdelningen för bärande konstruktioner, Lund 1988.
  - 13 SBN, Svensk Byggnorm, avd 2A Bärande konstruktioner; PFS 1979:7. Liber förlag Stockholm 1980.
  - 14 Stål och Trä, FK2. Kurskompendium i Bärande Konstruktioner LTH. Lunds Tekniska Högskola, Avdelningen för bärande konstruktioner, Lund 1991.
  - 15 Träbyggnadshanbok, del 2 Tak; Träinformation och Träteknik, Stockholm 1991

## Appendix 1

### Beräkningar för tillämpningar

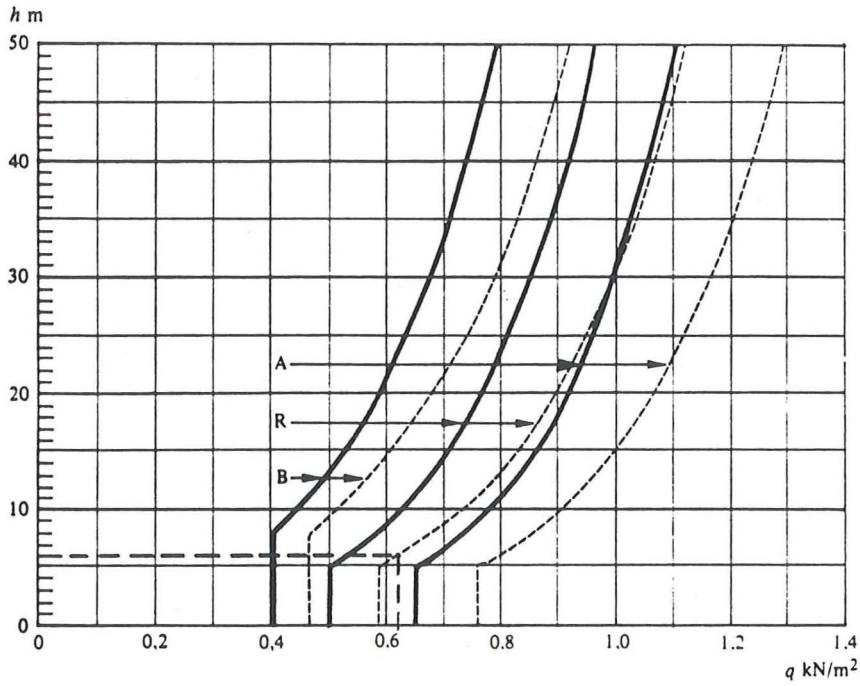
Ett lämpligt småhus enligt figur A.1, valdes ut som studieobjekt.



Figur A.1 Studerad byggnad

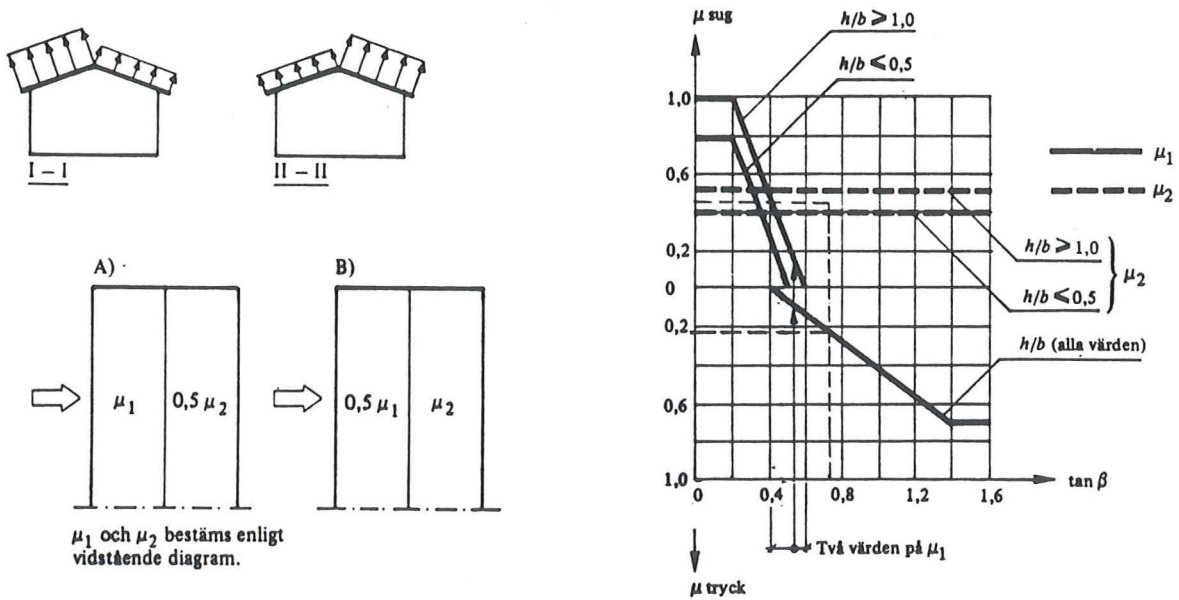
Enligt Nybyggnadsreglerna (10) kapitel 6.26, där byggnadens läge bestämdes till zon R med ett avstånd överstigande 10 km till kusten, valdes vindlasten  $q_k$  till  $0,6 \text{ kN} / \text{m}^2$  (se figur A.2).





Figur A.2 Belastning av vinden

Med  $h / b = 6,0 / 8,2 = 0,73$  och  $\tan\beta = \tan 45^\circ = 1,0$  ges enligt Svensk Byggnorm (13) kapitel 22:5332, formfaktorerna  $\mu_1 = 0,27$  (tryck) och  $\mu_2 = 0,45$  (sug) enligt figurerna A.3 och A.4. Bidragen till horisontalbelastningen från yttertaket kan då beräknas enligt



Figur A.3 och A.4 Formfaktorer för vindlast på tak

$$H_1 = 1,2 \times 0,45 \times 0,6 \times \cos 45^\circ \times (5,1 + 0,7) = 1,329 \text{ kN}$$

och

$$H_2 = 1,2 \times 0,27 \times 0,5 \times 0,6 \times \cos 45^\circ \times (5,1 + 0,7) = 0,399 \text{ kN}$$

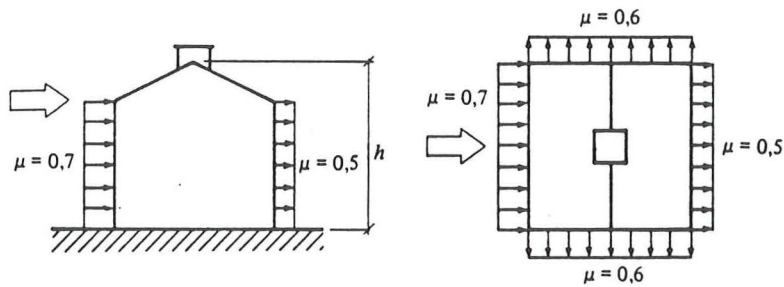
Formfaktorerna för belastningen på ytterväggen bestämdes enligt Svensk Byggnorm (13) kapitel 22:5331 till  $\mu_1 = 0,7$  på lovartsidan och  $\mu_2 = 0,3$  på läsidan, enligt figur A.5.

Dessutom ska innerväggen belastas med en last med formfaktorn  $\mu = 0,5$  (sug) enligt kapitel 22:532 eller  $\mu = 0$  om detta ger en farligare belastning. Detta ger bidraget till belastningen från vindlasten på väggen till

$$P_1 = 2,4 / 2 \times 1,2 \times (0,7 + 0,3) \times 0,6 = 0,864 \text{ kN}$$

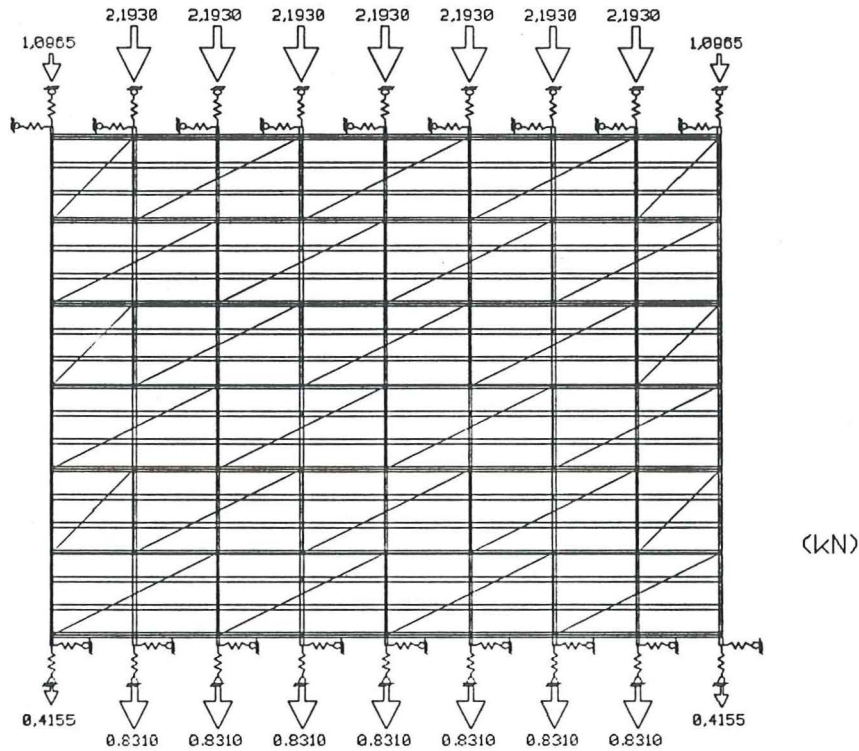
och

$$P_2 = 2,4 / 2 \times 1,2 \times (0,5 + 0) \times 0,6 = 0,432 \text{ kN}$$



Figur A.5 Formfaktorer för belastning på väggar

Den totala belastningen ges då enligt figur A.6.



Figur A.6 Total belastning

Den totala belastningen på byggnaden uppgår till 24,2 kN, vilket är det karakteristiska värdet på belastningen. Detta motsvarar 50-års lasten, och ska inte kombineras med andra karakteristiska laster. Om denna belastning utses till huvudlast för konstruktionen erhåller den värdet  $24,2 \times 1,3$ , dvs 31,5 kN.