



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R125:1979

**Vindstabilisering under
byggnadstiden av småhus
i träkonstruktioner**

**Åke Holmberg
Jaak Linkhorst**

TEKNISKA HÖGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FÖR VÄG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

Byggforskningen

R125:1979

VINDSTABILISERING UNDER BYGGNADSTIDEN
AV SMAHUS I TRÄKONSTRUKTIONER

En genomgång av förutsättningar och problem vid dimensionering av stödkonstruktioner för regelhus under byggnadstiden. Redovisning av skadefall. Förslag till produktionsanpassad stödkonstruktion.

Ake Holmberg
Jaak Linkhorst

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 780487-5 från Statens råd för byggnadsforskning till Bjerking's Ingenjörbyrå AB, Uppsala.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt
anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit
ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R125:1979

ISBN 91-540-3122-2

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1979 957779

INNEHÅLL	SID	
1	SAMMANFATTNING	7
2	BAKGRUND	9
3	MÅLSÄTTNING	10
4	VIND OCH VINDTRYCK	11-21
4.1	<u>Vindtrycket</u>	11
4.2	<u>Vindens karaktär</u>	11
4.3	<u>Registrering av vindhastigheter</u>	12
4.4	<u>Vindens höjdberoende</u>	16
4.5	<u>Sannolikhetsteoretiska synpunkter på vindhastigheter</u>	17
4.6	<u>Undersökningar av vindhastigheter</u>	18
4.7	<u>Vinddynamik</u>	20
4.8	<u>Alternativ metod för bestämning av vindtryck</u>	21
5	VINDLASTER	22-48
5.1	<u>Vindlastens fördelning på småhus</u>	22
5.2	<u>Förutsättningar för vindlastberäkningar</u>	28
5.3	<u>Lastberäkningar</u>	28-48
5.3.1	Utvändig vindlast, vind tvärs byggnaden	28
5.3.2	Utvändig vindlast, vind mot gavel	42
5.3.3	Utvändig vindlast, vind i 45° vinkel mot hussidorna Vertikala reaktioner (lyftkrafter)	46
5.3.4	Invändig vindlast, vind rakt mot hussida med öppning	48
5.3.5	Invändig vindlast, vind i 45° vinkel mot hussidorna	48
5.4	<u>Beräkningsexempel</u>	49-62
5.5	<u>Beräkningsgång</u>	63-64
6	STÖDKONSTRUKTIONER KRAV, UTFÖRANDE OCH KOSTNADER	65-103
6.1	<u>Allmänna krav på stödkonstruktioner</u>	65
6.1.1	Uppriktning av stommen i tidigt skede	65
6.1.2	Den halvfärdiga byggnadens och stödkonstruktionens egenskaper	65-67

6.2	<u>Exempel på beräkning och utformning av stödkonstruktioner</u>	67-90
6.2.1	Lastberäkningar	68
6.2.2	System med strävor	76
6.2.3	System med uppstyvande skivmaterial	81
6.2.4	System med speciella strävbockar	86
6.2.5	Kommentarer till beräkningsexemplet	89
6.3	<u>Kostnadsberäkningar gällande föregående exempel</u>	91-103
7	SKADEFALL OCH ANDRA UNDERSÖKTA PRAKTIKFALL	
7.1	<u>Skadefall nr 1</u>	104-117
7.1.1	Bildserie till skadefall nr 1	104
7.1.2	Analys av skadefall nr 1	112
7.2	<u>Skadefall nr 2</u>	118-136
7.2.1	Bildserie till skadefall nr 2	118
7.2.2	Analys av skadefall nr 2	133
7.3	<u>Skadefall nr 3</u>	137-151
7.3.1	Bildserie till skadefall nr 3	137
7.3.2	Analys av skadefall nr 3	147
7.4	<u>Praktikfall nr 4</u>	152
7.5	<u>Praktikfall nr 5</u>	155
8	FORSKNINGSBEHOV	158-160
8.1	<u>Vindhastigheter</u>	158
8.2	<u>Vindtryckens fördelning på en byggnad</u>	158
8.3	<u>Sambandet mellan vindens dynamiska karaktär och byggnadens dynamiska egenskaper</u>	158
8.4	<u>Brottlaster hos stödkonstruktioner</u>	158-159
8.4.1	Brottlaster hos spikförband	158
8.4.2	Brottlaster hos skivkonstruktioner	159
8.5	<u>Provprojekt</u>	159
8.6	<u>Möjligheterna att ytterligare reducera stabiliseringsåtgärderna genom att öka tillåtna laster</u>	159-160
9	REFERENSER	161-162

BETECKNINGAR

Här följer några exempel på använda beteckningar.

- α lutningsgrader, hos sträva eller stag
- β taklutning, grader
- b husbredd
- l huslängd
- h höjd från ök golvstomme till uk takstol
- t taksprång, takets utsprång från yttre väggliv
- ö höjd från underkant mellanbjälklag eller underkant takstol till huslivets skärning med yttertakets överyta
- s sockelhöjd eller höjd från omgivande mark till botten-
våningens golvnivå
- h_w husets totala höjd över omgivande terräng
- v vindhastighet
- q vindens hastighetstryck
- q_{red} reducerat hastighetstryck med hänsyn till kort användnings-
tid
- μ formfaktor vid bestämning av vindlaster
- A_1 vindlastyta, vertikalprojektion, för horisontell vindlast
tvärs byggnaden
- A_2 vindlastyta, verktillprojektion, för horisontell vindlast
längs byggnaden
- F kraft i allmänhet
- H horisontalkraft
- R vertikalkraft (reaktion)
- G egentyngd, kraft varmed jorden attraherar

N newton, kraftenhet enligt SI

kN kilonewton, kraftenhet = 1000 N

1 N = 0,1 kp = egentygden av ca 0,1 kg

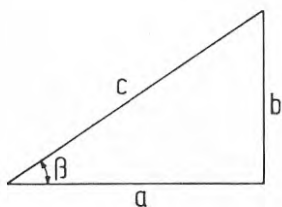
10 N = 1 kp = egentygden av ca 1 kg

1 kN = 100 kp

10 kN = 1 ton (tyngden av 1000 kg)

$$\cos \beta = a/c$$

$$\tan \beta = b/a$$



Rapporten behandlar problemet med vindstabilisering av småhus i träkonstruktion under byggnadstiden. Arbetsarkivstyrelsen utgav i november 1976 sitt meddelande 1976:33 där man kortfattat redogjorde för några ras under 1975 samt första hälften av 1976. Trots detta händer det fortfarande då och då att småhus eller radhus under uppförande rasar. I september 1978 omkom två arbetare i ett småhus som rasade. I november 1977 omkom en pojke under lek i ett radhus som rasade.

I rapporten utreds tre skadefall närmare, bl a de två med dödsfall enligt ovan. Flera objekt utan skador har också undersökts. I inget av de studerade fallen har dimensionering av stödkonstruktionen skett. Vindhastigheter under 20 m/s har många gånger visat sig innebära risker för skador genom att stödkonstruktionerna har för låg brotthållfasthet. Hållfastheten har då approximativt bestämts genom bedömning av spikförbandens brottlaster vid infästning av trästråvor och stålband.

Rapporten behandlar också vindens karaktär och de faktorer, som påverkar vindhastigheten, t ex geografiskt läge och lokala förhållanden. I rapporten ges formler för beräkning av vindtryck som bygger på tillämpning av SBN 1975 med kommentarer. Vidare ges för 4 huvudtyper av byggnader (småhus eller radhus under uppförande) beräkningsformler för bestämning av lyftkrafter och horisontalkrafter. Beräkningsanvisningarna är så utformade att dimensionerande krafter kan beräknas utan tillgång till eller djupare kännedom om vindlastnormerna. Dock bör man ha tillgång till och kunskap att utnyttja räknedosa med log-funktioner eller log-tabeller för att beräkna normvindlaster och därmed hastighetstryck. Dimensionerande hastighetstryck för byggnad under uppförande kan också bestämmas genom att räkna med 70 % av grundtrycket enligt SBN 1975, figur 21:621. $1 \text{ kPa} = 1 \text{ kN/m}^2$.

Målsättningen har varit att en byggnadsingenjör utan vana vid konstruktionsberäkningar med hjälp av rapporten själv skall kunna beräkna och dimensionera stödkonstruktioner. Han skall också förhoppningsvis genom studium av det allmänna kapitlet om vindens karaktär kunna göra egna bedömningar utgående från väderleksrapporter och lokala förhållanden.

För bedömning av kapaciteten hos skivor som anbringas mot regelverket på byggnadsplatsen hänvisar rapporten till broschyrer med anvisningar som utgives av materialleverantörer. Sådana anvisningar har också i viss utstäckning godkänts av Arbetsarkivstyrelsen.

Rapporten föreslår vidare ett system med flyttbara strävbockar som bör bli ekonomiska åtminstone vid någorlunda stora serier i grupphusbyggande. Sådana strävbockar skulle också kunna tillhandahållas för uthyrning, så att investeringskostnaden ej blir besvärande vid små serier eller styckehusbyggande.

I ett kapitel med exempel på dimensionering behandlas också kostnaden för de speciella strävningssåtgärderna.

Rapporten utmynnar i önskemål om bl a fortsatt forskning kring vindlasternas storlek och karaktär. En särskild styrgrupp har BFR:s uppdrag att bl a föreslå och initiera sådan forskning med målsättningen att få fram totalekonomiskt goda lösningar för stabilisering av färdiga småhus. Ett eventuellt fortsatt utredningsarbete kring stabilisering av småhus under uppförande bör därför samordnas med övrig forskning enligt ovan.

På senare decennier har kostnadsjakt med krav på materialbesparing och rationella byggmetoder medfört att många småhus under uppförande kommit att få en i vissa situationer starkt begränsad stabilitet mot yttre påverkningar. Många hus har helt följdriktigt störtat samman när de utsatts för laster av vind under dagar med stora vindstyrkor. Även där tillfälliga strävningståtgärder funnits, har i många fall husen störtat samman. Andra gånger har skyddssträvor varit tillfälligt borttagna för att möjliggöra uppsättning av permanenta skivmaterial. I något fall har de uppsatta permanenta skivorna ej räckt till för att säkra mot ras. En av huvudledningarna till husrasen har varit strävan att få arbeta under tak med färdigställandet av innerväggarna vars ofta väsentliga stabiliserande funktion sålunda försenas. Även ytterväggarnas färdigställande skjuter man ofta upp till dess taket kommit på. De på senare år lanserade vindtäta skivorna av mineralull, nyligen kompletterade med vindtät papp, är avsedda att sättas upp före de invändiga skivmaterialen. Följden av ovanstående förhållanden har blivit ökade krav på tillfälliga strävningståtgärder vilka måste vara dimensionerade för i princip full vindlast mot byggnaden. Flera av de senast rapporterade skadefallen hör till denna kategori byggnader.

Vi har närmare undersökt tre skadefall varav två med dödlig utgång. Tursamma omständigheter gjorde att ingen skadades i det tredje fallet, där samtidigt 5 hus berördes och 3 rasade. I ett av de 5 husen befann sig en elektriker. Han rusade ut när han genom tillrop uppmärksammades på att fara förelåg. Det hus han befunnit sig i var dock ett av de två hus som inte rasade utan endast fick en viss förskjutning.

Det är alldeles uppenbart att riskerna för skador på liv och egendom många gånger varit stora. Undersökningar på arbetsplatser utan skador har också visat att säkerheten ofta är dålig. Genom att bedöma hållfastheten hos utförda strävningståtgärder har vi påvisat att vindhastigheter mindre än 20 m/sek i byarna kunnat vara tillräckligt för att rasera hus under uppförande. Vi vill redan här framhålla att de vindhastigheter som anges i stormvarningar och väderleksrapporter i allmänhet är medelvindhastigheter inom en tidrymd av 10 minuter. Man måste räkna med att motsvarande hastigheter i en vindby mätt som medelhastigheten inom några sekunder kan vara betydligt större. SBN 1975 anger att medelvindhastigheten (underförstått inom 10 min) är 75 % av den dimensionerande vindhastigheten vilket också kan uttryckas så, att den dimensionerande vindhastigheten är 33 % högre än medelhastigheten. Om man sålunda i stormvarningar befarar vindhastigheter t ex 15 å 20 m/s så har vi att räkna med dimensionerande vindhastigheter ca 20 å 27 m/s. Sådana vindhastigheter ger dimensionerande grundtryck på 0,24 å 0,44 kN/m² eller med gamla mått 24 å 44 kp/m². För ett medelstort 1½-plans enfamiljshus blir då den samlade horisontalkraften mot bjälklaget över bottenvåningen av storleksordningen 19 å 35 kN eller 1,9 å 3,5 ton. För låga byggnader med flacka tak blir horisontalkrafterna betydligt mindre men i gengäld har vi då betydande lyftkrafter att ta hänsyn till.

Rapportens målsättning är i första hand att ge information om, samt så långt möjligt precisera krav på åtgärder för stabilisering av småhusen mot vindlast under byggnadstiden. Målsättningen är samtidigt att ett studium av rapporten skall ge den praktiskt verksamma ingenjören underlag och ökade kunskaper för dimensionering och utformning av stödkonstruktioner i aktuella objekt. Vi ger även exempel på kostnadsberäkningar för speciella stabiliseringsåtgärder under byggnadstiden. Kostnaden för sådana åtgärder kan ofta inbesparas t ex genom att permanenta stödfunktioner byggs in i ett tidigt skede av byggprocessen. Detta kan innebära beräkningsbara merkostnader, som kan jämföras med kostnaden för eljest nödvändiga tillfälliga åtgärder. En utökad målsättning borde vara att byggprocessen för alla småhus utvecklas så att stabiliteten successivt byggs upp utan speciella åtgärder. Så är i praktiken redan fallet med t ex många elementsystem. Om speciella åtgärder ändå visar sig totalekonomiskt fördelaktiga skall de givetvis användas men på ett sådant sätt att berättigade krav på arbetarskydd tillgodoses.

4 VIND OCH VINDTRYCK

4.1 Vindtrycket

Det allmänna sättet att karaktärisera vindtryck w mot en byggnad är

$$w = \mu \cdot q,$$

där μ är den s k formfaktorn och q är hastighetstrycket. Med faktorn μ tar man hänsyn till vindens riktning och byggnadens form. För vindens komponent parallellt med en ojämn yta, beaktar man även ytans råhet i faktorn μ . I våra beräkningar tar vi dock igen hänsyn till inverkan av råheten.

Hastighetstrycket q anger vindens rörelseenergi per volymsenhet, vilket kan skrivas som

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2,$$

där ρ är luftens densitet (massa per volymenhet). För praktiskt tillämpbara fall sätts $\rho = 1,2 \text{ kg/m}^3$, vilket medför att hastighetstrycket kan skrivas som

$$q = 0,6 v^2 \text{ N/m}^2.$$

4.2 Vindens karaktär

Vindhastigheten v varierar kraftigt både till storlek och riktning, varför kännedom om vindhastighetens fördelning är av stor betydelse för beräkningen av vindlasten. Detta i sin tur kräver tillgång till data om vinden, men stora svårigheter ligger i att beskriva vindhastighetens variationer. Därför var det av mycket stor betydelse när man kunde konstatera att under en kort betraktelseperiod, så varierar vinden helt slumpmässigt kring sitt medelvärde. Dessutom förblir sannolikhetsfördelningen lika över tiden på samma ort. Detta faktum innebär att det därför finns möjligheter att förutse max-, min- och medelvärden för vindens hastighet, dvs i sin tur för bestämningen av vindkrafterna. Önskemålet vid bestämningen av vindhastigheten är att välja en lämplig mätperiod sett ur statistisk synpunkt. Genom en analys av vindens energispektrum (se fig 4.2.1) kan man bedöma vilken period som har ett minimum i energiinnehållet, vilket alltså i sin tur innebär att förändringen från en mätperiod till en annan är liten. Denna period ligger i tidsintervallet från 5 minuter till några timmar. Figur 4.2.1 visar vindenergispiktrat där tre stycken toppar klart kan urskiljas. Topparna ligger på bestämda tidscyklar, där 4-dagarscykeln motsvarar variationerna i väderlekstyper, $\frac{1}{2}$ -dagstoppen motsvaras av övergångarna mellan natt och dag medan 1-minutsvariationerna registrerar uppprepningar i vindstötter.

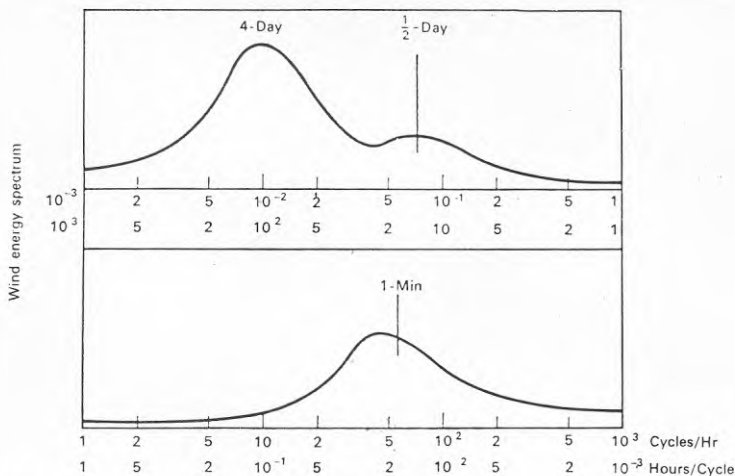


Fig 4.2.1 Vindenergispektrat

4.3 Registrering av vindhastigheter

Utseendet på energispektrat har medfört att man internationellt vanligen valt mätperioden för bestämningen av vindhastigheten till en timme. I Sverige används även 10 minuter som observationsperiod vid mätstationerna. Båda tidscyklerna ligger också inom det tidigare omtalade önskvärda tidsintervallet och uppfyller därför kravet på att variationerna i energiinnehållet är små vid upprepade mätningar. Genom att vi har flera klart avgränsade minimiområden i energispektrat, kan man betrakta fördelningarna för stormar och för vindvariationerna inom stormar, som två ur statistisk synpunkt oberoende storheter.

Vindhastigheten kan mätas som ett medelvärde av ett antal observationer under en bestämd tid. Lämplig tidsperiod för mätningarna har diskuterats tidigare. Tiden för den enstaka observationen blir beroende av mätinstrumentet som användes. Vanligtvis ger en anemometer registreringar var 3:e sekund. Dessa observationer sammanförs sedan till vissa tidsperioder, t ex per timme. Därefter beräknas ett värde som får karaktärisera denna period, t ex ett medelvärde. Medelvärdena för flera tidsperioder ger sedan en viss fördelning av vindhastigheterna. Dessa uppgifter kan användas som underlag för en bestämning av den dimensionerande vindhastigheten.

Vid ett flertal mätstationer i Sverige bestäms vindhastigheten genom att observatören gör iakttagelser av hur vinden påverkar omgivande natur och uppskattar dessa vindstyrkor enligt Beaufortskalan. Dessa observationer översätts sedan till vindhastigheter med hjälp av en tabell av den typ som visas nedan (Nord, 1975).

Tabell 1. Vindstyrka och vindhastighet (10 m över slät mark, fri från hinder).

Vindstyrka i Beaufort	Vindhastighet knop	Vindhastighet m/s	Namn till lands	Namn till sjöss	Vindens verkningar på land	Vindens verkningar på öppet hav
0	1	0-0,2	lugnt	stiltje	inga; röken stiger rätt upp	spegelblank sjö
1	1-3	0,3-1,5	svag	nästan stiltje	knappt märkbar för känsln, skorstensrök driver i vindens riktning	små fiskfjällsliknande krusningar bildas, men utan skum
2	4-6	1,6-3,3	svag vind	lätt bris	lyfter en vimpel, sätter små löv i rörelse	korta småvågor, som ej bryts
3	7-10	3,4-5,4	måttlig vind	god bris	sträcker en vimpel, sätter blad och tunna kvistar ² i oavbruten rörelse	vågkammor börjar brytas
4	11-16	5,5-7,9	måttlig vind	frisk bris	sätter kvistar och tunnare grenar ² i rörelse, damm och lös snö virvlas upp	längre vågor, vita skumkammor
5	17-21	8,0-10,7	frisk vind	styv bris	mindre lövträd svajar, grenar ² sätts i rörelse, vågor med kammor på insjöar	vågorna mera utpräglade och långa, överallt vita skumkammor
6	22-27	10,8-13,8	frisk vind	hård bris	sätter stora trädgrenar ² i rörelse, viner i telefonträd	större vågberg, vita skumkammor över större ytor
7	28-33	13,9-17,1	hård vind	styv kuling	hela träd svajar, man går ej obehindrat mot vinden	sjön tornar upp sig och bryter, skummet ordnar sig i strimor i vindens riktning
8	34-40	17,2-20,7	hård vind	hård kuling	bryter kvistar från träden ² ; besvärligt att gå i det fria, skador på hus, taktegel blåser ned	vågbergens längd och höjd betydande, skummet lägger sig i tätare strimor
9	41-47	20,8-24,4	halv storm	halv storm	sällsynt i inlandet, träd rycks upp med roten, betydande skador på hus	höga vågor med långa brottsjöar, havsytan vit av skum
10	48-55	24,5-28,4	storm	storm	mycket sällsynt i inlandet	fartyg försvinner bakom vågbergen, havsytan täckt av vitt skum, som även försämrar sikten
11	56-63	28,5-32,6	svår storm	svår storm	förekommer endast på fjällstationer samt i tromber	sällsynt, förekommer särskilt i tropiska cykloner
12	64-71	32,7-36,9				
13 ¹	72-80	37,0-41,4	orkan	orkan		
14 ¹	81-89	41,5-46,1				
15 ¹	90-99	46,2-50,9				

- Enligt beslut av den internationella meteorologiska organisationen, Paris 1946, har den gamla 12-gradiga Beaufort skalan utökats till 17 Beaufort. I denna tabell har dock de två högsta graderna uteslutits.
- Gäller för lövklädda träd. Barrträd och kala träd påverkas inte på samma sätt.

I Sverige finns för närvarande ingen landsomfattande statistik över vindhastigheter och -riktningar. Registrering av vinddata sker genom olika mätstationers försorg. Observationer av vind skall utföras var tredje timme, men detta villkor kan ej alltid uppfyllas. Mätningarna omfattar en avläsning av vindhastigheten för en 10-minutersperiod. Instrumenten är konstruerade så att man avläser ett värde på medelhastigheten för denna tidsperiod. För vissa stationer görs sedan månadsvis sammanställningar av den procentuella fördelningen av olika 10-minutersmedelvärden.

Denna statistik redovisas över en 10-årsperiod. I denna statistik ingår även observationer av vindriktningar. Den nuvarande vanliga observationsmetodiken medför dock att man ej kan registrera byvindhastigheterna.

I några länder (ej ännu i Sverige), finns kartor med sk isoveler, dvs linjer som sammanbinder orter med samma vindhastigheter, vilket ger möjligheter för hänsynstagande till geografiska variationer. Exempel på hur isovelkartor kan se ut visas i figurerna 4.3.1 och 4.3.2. Materialet är hämtat från Sachs, 1978 och visar isovelerna över England dels för medelhastigheterna i figur 4.3.1 dels maxhastigheterna i figur 4.3.2. Båda isoveldiagrammen avser vindhastigheter på 10 m höjd och sk 50-årsvindar.

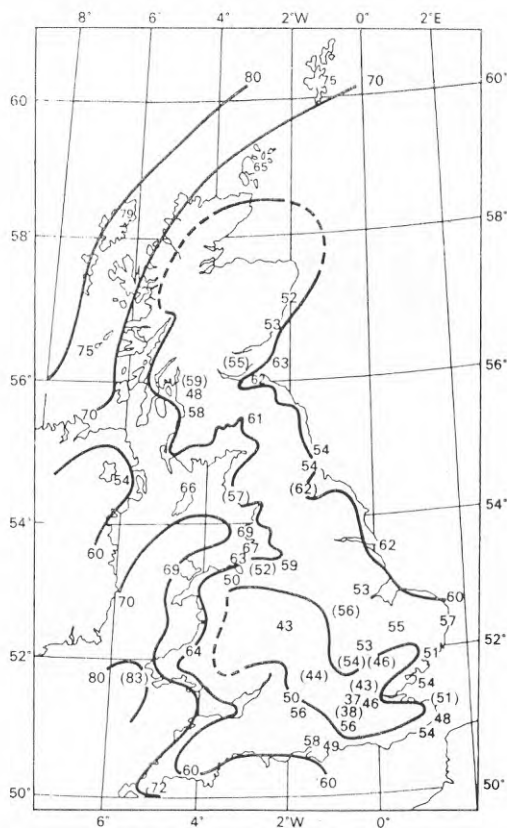


Fig 4.3.1 Isoveler för medelvindhastigheter.

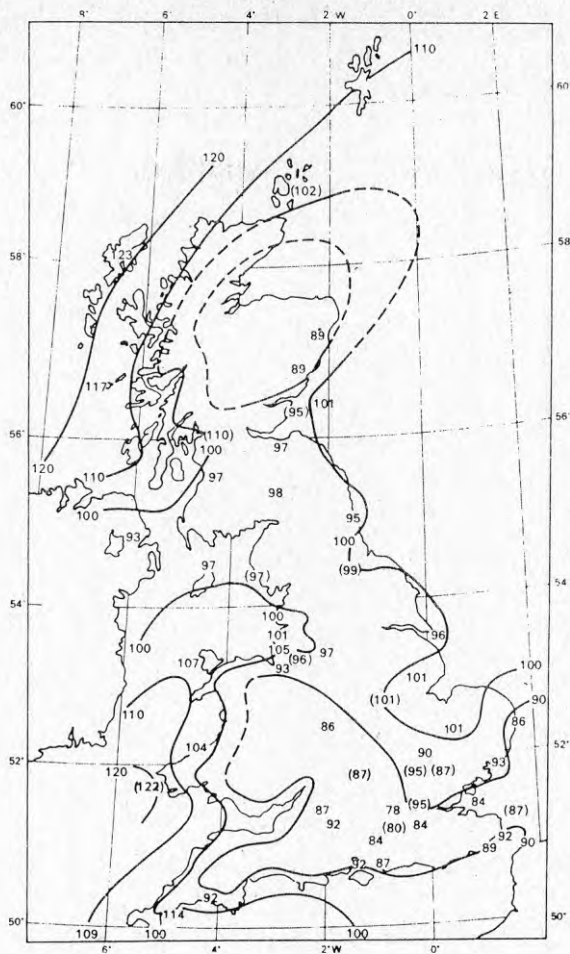


Fig 4.3.2 Isoveler för maxvindhastigheter.

Vid vindlastdimensioneringen måste man också bestämma den s k formfaktorn. Med begreppet formfaktor vill man ta hänsyn till den inverkan som en byggnads geometri har på vindlasten och dess fördelning. Formfaktorn förblir alltså konstant om storleken på kroppen (byggnaden) varierar, men geometrin är densamma. Jfr SBN 1975 kap 21:63.

4.4 Vindens höjdberoende

Enligt internationella överenskommelser skall vindhastigheten och -riktningen mätas på 10 m höjd över en slät vågrät markyta fri från hinder. Kan man ej mäta på 10 m höjd, finns det möjligheter att korrigera för denna höjdavvikelse. I Sverige avser många observationer andra höjder än 10 m. I Sachs, 1978, anges ett samband för hastigheterna på olika höjder:

$$\frac{v_z}{v_{z_0}} = \left(\frac{z}{z_0} \right)^p,$$

där

v_z = vindhastigheten på höjden z

v_{z_0} = vindhastigheten på en referenshöjd z_0 • z_0 är vanligtvis 10 m.

Faktorn p sägs vara beroende av markens utseende. I princip skiljer man på tre områdestyper, nämligen öppna områden med höga vindhastigheter, öppna områden med lägre vindhastigheter och inlandsområden i skyddade lägen. I Handa et al., 1979, beskrivs utförligare under vilka förutsättningar formeln ovan kan tillämpas och där ges också värden för p för olika terrängtyper.

I den svenska normen (SBN 1975) kommer höjdberoendet in i beräkningarna genom sambandet

$$v = k(2 + \log h) \text{ m/s}$$

där faktorn k tar hänsyn till det geografiska läget och h anger höjd över mark.

Kamal Handa, CTH, anger också en formel för vindhastigheten och denna är av formen

$$v_{\text{dim}} = \bar{v} \cdot k_1 \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{k_2} \quad \text{där } k_2 \text{ svarar mot exponenten } p \text{ ovan.}$$

k_1 och k_2 är faktorer som beror av terrängförhållanden, med faktorn k_2 som bestämmer höjdberoendet. Handa skiljer här på öppen och bebyggd terräng. För faktorn k_2 förestås följande värden

	Öppen terräng	Bebyggd terräng
k_2	0,15	0,25

En utförligare redovisning av Kamal Handas metod för beräkning av hastighetstryck lämnas i avsnitt 4.8.

4.5 Sannolikhetsteoretiska synpunkter på vindhastigheter

Av stor betydelse vid bestämningen av den dimensionerande vindlasten är vilken livslängd byggnaden skall dimensioneras för. Detta förhållande belyses tydligt av nedanstående tabell,

Tabell 2. Tidsperioden i år under vilken den dimensionerande vindhastigheten upprepar sig, vid given risknivå och livslängd för byggnaden.

Beräknad livslängd år	Risknivå								
	0.632	0.500	0.400	0.333	0.300	0.250	0.200	0.100	0.050
2	3	3	4	5	6	7	9	20	40
10	11	15	20	25	29	25	45	95	196
20	20	29	39	49	56	69	90	190	390
50	50	72	98	124	140	173	224	475	975
100	100	144	196	247	280	345	448	949	1950

som anger sambandet mellan den risknivå, som man dimensionerar för, den beräknade livslängden i år och den tidsperiod i år under vilken man har räknat med att den dimensionerande vindhastigheten upprepar sig en gång. Tabellen är hämtad från Sachs, 1978, och visar det principiella sambandet, som är av allmängiltig karaktär och därför av intresse för detta projekt. Man kan ur tabellen utläsa att det beräkningsmässigt finns 63 % risk för att en byggnad, som har en avsedd livslängd på 50 år blir utsatt för den vindlast som upprepas en gång under livslängden. Om vi istället sänker byggnadens livslängd, vilket kan sägas vara fallet för en dimensionering av en byggnad under uppförande, kommer man att vid samma dimensionerande vind (50-årsvinden) att få en avsevärt mindre brottrisk. Sannolikheten för dimensionerande last inom ett år är då endast 2 %, för s k 50-årsvind. Detta motiverar för vårt fall en sänkning av det dimensionerande hastighetstrycket, så att en likvärdig risknivå uppnås vid de två beskrivna fallen. En anpassning i riktning mot detta sätt att värdera risken, har tagits genom de anvisningar som Arbetarskyddsstyrelsen utgivit för dimensionering av vindstabiliserande åtgärder under byggnadstiden. För den praktiska dimensioneringen innebär dessa anvisningar en reduktion av hastighetstrycket till 70 % eller vindhastigheten till 85 % av det dimensionerande värdet enl SBN 1975, kap 21. Denna reduktion tillämpas vid de fortsatta vindlastberäkningarna. Anvisningen svarar mot SBN 1967 kap 21:6223 med en beräknad varaktighet av högst 2 år för den aktuella konstruktionen. Av statistiska skäl undviker man att räkna med en kortare tidsperiod än 2 år, även om det skulle vara teoretiskt möjligt. I den engelska normen rekommenderar man också att ej underskrida 2-årsvärdena.

4.6 Undersökningar om vindhastigheter

Som tidigare påpekats finns det inte tillräckligt med data insamlade i Sverige för att noggrannare bestämma byvindhastigheten och det material som finns är svårt att bearbeta.

I Nord, 1975, har man undersökt hur vindhastigheten avtar med avståndet från kusten och hur topografin inverkar på vindhastigheten. Man påpekar bl a att den nuvarande metoden att definiera kustzonen, som ett 10 km brett område, mätt i vindriktningen, ej tar hänsyn till landskapstypen.

Nord, 1975, har också studerat frekvensen av vissa höga vindhastigheter. Data för denna bearbetning har erhållits från SMHI's årsbok och vindhastigheterna avser alltså 10-minutersmedelvärden. Man har från detta material bl a konstaterat att, (10-minutersmedelvärdet) vindhastigheten 25 m/s överskrides i allmänhet en gång årligen. Vid de mest utsatta mätstationerna har denna vindhastighet inträffat 2-5 gånger per år.

När man kommer upp till vindhastigheterna ≥ 30 m/s (10-minutersmedelvärden), så inträffar de inte ens varje år, utom vid de mest utsatta platserna. Materialet visar också en viss geografisk spridning av mätvärdena. Man har konstaterat att västkusten uppvisar den högsta frekvensen höga vindhastigheter. Maximala hastigheterna (skall tolkas som den maximala 10-minutershastigheten som inträffar under en 10-årsperiod), har mätts till 28-32 m/s vid kuststationerna och till 35-40 m/s vid de mer exponerade mätstationerna. Huvudsyftet med rapporten Nord, 1975, var att studera vindhastighetens variation med avståndet från kust. Resultatet visar att man har ett i princip likartat variationsförlopp oberoende av vilken del av landet som betraktas (se fig 4.6.1). Gemensamt för alla kurvorna är att vindhastigheten avtar snabbast närmast kusten.

Enligt SBN 1975, indelas landet i 3 olika områden för beräkningen av vindhastigheterna. Den första zonen, kustzonen, sträcker sig från kusten och 10 km in i landet, i vindriktningen räknat. Närmast efter kustzonen kommer en övergångszon på avståndet 10-20 km från kusten och slutligen har vi inlandszonen, som börjar 20 km från kusten. Nord, 1975, konstaterar att förhållandet v_{rel} , mellan vindhastigheten v_{Iz} i inlandszonen och vindhastigheten v_{kz} i kustlandszonen, mätta på samma höjd, (dvs $v_{rel} = v_{Iz}/v_{kz}$) är 0,91.

Enligt profilkurvorna från fig 4.6.1, underskrivs detta värde på v_{rel} för samtliga medianvindprofiler för alla mätstationerna.

Slutsatserna från Nord's undersökning gäller för kusten och inlandet betraktade i större skala. Om man även vill ta hänsyn till lokala effekter av terrängen, krävs andra typer av undersökningar. Vid bestämningen av den dimensionerande vindlasten tar man hänsyn till detta genom korrektionsfaktorer. I SBN 1975 skiljer man på värden i skyddat läge (ojämn terräng och bebyggelse) och vanliga värden. Nord, 1975, pekar i sin

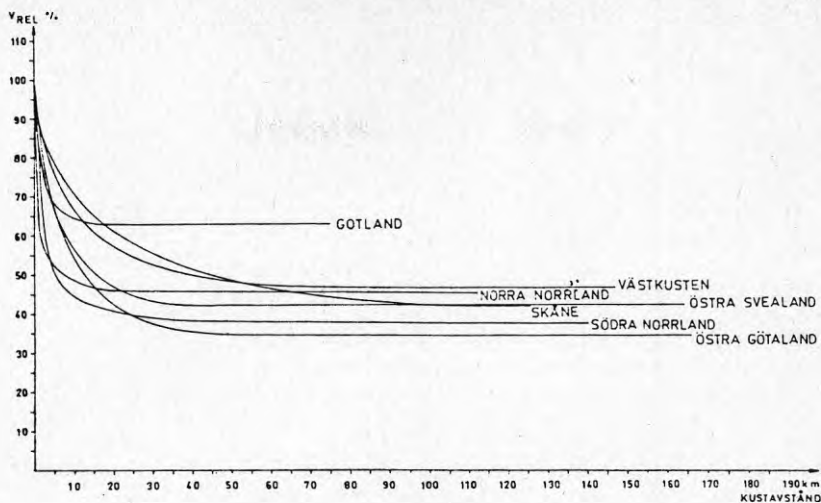


Fig 4.6.1 Vindhastighet på olika avstånd från kust, uttryckt i procent av samtidig kustvindhastighet. Medianprofiler.

rapport på observationer, som bekräftar sambandet mellan vindhastigheterna och de lokala terrängförhållandena. Man har t ex funnit att vindhastigheten ökar i smala dalgångar om vindriktningen sammanfaller med dalgångens riktning.

En ökning av vindhastigheten kan också konstateras på platser som är högt och fritt belägna. Dessa områden ger alltså avvikande vindhastigheter jämfört med de framtagna områdesprofilerna för hastigheterna. En motsatt effekt, dvs en minskning av vindhastigheterna jämfört med områdesprofilerna, erhöles på platser där man t ex hade skog eller bebyggelse. I analysen av de i detta projekt studerade skadefallen bekräftas sambandet mellan lokala förträngningar och en ökning av vindhastigheten.

En förträngning innebär att man åstadkommer en ökning av vindhastigheten, då vinden passerar in mellan formationer i naturen eller mellan lokala hinder, t ex ett par kullar. Förträngningen kan innebära att man har ett brett fält där vinden passerar över och träffar hinder med öppningar.

En annan effekt uppnås vid kanaliseringen av vinden genom en dalgång. Kanalisering innebär främst en riktningsinstyrning, men också hastighetsökningar av förträngningseffekter. En vind snett infallande mot dalgångsriktningen kommer att styras in som om vinden ursprungligen kommer längs dalgången. På samma

sätt kommer vind tvärs dalgången att innebära att byggnader i dalgången blir mindre påverkade. För en byggnad i dalgången blir följden att förhärskande vindriktningen mot byggnaden blir bestämd genom kanaliseringseffekten.

Inom SMHI arbetar man med ett BFR-projekt, som syftar till att klarlägga sambanden mellan medelvindhastigheten och byvindhastigheter. Projektet innebär därför bl a en framtagning av vinddata som omfattar observationer av vind med kort varaktighet (några sekunder). De observerade byvindhastigheterna jämförs med motsvarande 10-minutersmedelvärden och om ett samband mellan dessa kan bekräftas finns möjligheter att utnyttja detta för en tillämpning på hela landet, som för närvarande täcks av 10-minutersobservationerna. Kännedom om maxvindhastigheten är av avgörande betydelse vid dimensioneringen av byggnader för vindlast. Som jämförelse kan nämnas att den nuvarande dimensioneringen enligt byggnorm SBN 1975, grundar sig på ett beräknat medelvärde för vindhastigheter, som med viss sannolikhet upprepas en gång på 50 år. Den dimensionerande momentana vindhastigheten v beräknas ur medelvindhastigheten v_m genom sambandet $v = 0,75 v_m$.

4.7 Vinddynamik

Den vindlast som vi normalt dimensionerar småhus för, betraktas som en statisk last. Detta är detsamma som att ett småhus betraktas som en stel kropp. En eftergivlig konstruktion skulle ge möjlighet att ta upp vindstötsenergi, och därmed minska de momentana krafterna. En bedömning av sådana dynamiska effekter kräver bl a en analys av byggnadens egensvängningar i relation till den frekvens som genereras av vindstötter eller virvelavlösningar. Eftersom massan är liten för den typ av byggnader vi studerar i detta projekt blir tyvärr dessa dynamiska effekter begränsade. Den rent dimensioneringstekniska behandlingen av dynamisk påverkan är svår med nuvarande kunskap om småhuskonstruktionernas deformationsegenskaper, särskilt när det gäller förbandens deformationer. Något försök att närmare klarlägga dessa frågor görs ej i detta projekt.

4.8 Alternativ metod för bestämning av vindtryck

Enligt ett förslag från Kamal Handa, CTH, bör vindtrycket beräknas enligt formeln

$$q = 0,6 \cdot v_{\text{dim}}^2 (1 + 6 k_3) \text{ N/m}^2,$$

$$\text{där } v_{\text{dim}} = \bar{v} \cdot k_1 \left(\frac{z}{10} \right)^{k_2} \text{ m/s.}$$

Vid beräkningen av v_{dim} utgår man från tre stycken vindhastigheter beroende på geografiskt läge. Inom avståndet 10 km från kustlinjen sätts $\bar{v} = 27 \text{ m/s}$. Mellan 10 och 20 km från kustlinjen sätts $\bar{v} = 25 \text{ m/s}$ och därefter blir $\bar{v} = 23 \text{ m/s}$. Med faktorn k_1 gör Handa en korrigering för den lokala terrängvariationen eller markens råhet. I samma uttryck för v_{dim} ingår även en korrigering för det absoluta höjdberoendet genom koefficienten k_2 . Värdena på k_2 är också terrängberoende. I formeln för beräkningen av vindtrycket q , vill man genom faktorn k_3

indirekt ta hänsyn till byigheten hos vinden. Byigheten uttrycks härigenom som ett förhöjt hastighetstryck i stället för en vindhastighetsökning.

Faktorn grundar sig på en statistisk analys av vindens fördelning. Även i detta fall tar man hänsyn till terrängförhållandena.

Sammanfattningsvis redovisas siffervärden till Handas förslag för k_1 , k_2 och k_3 , med hänsyn tagen till olika terrängförhållanden:

	Öppen terräng	Bebyggd terräng*
k_1	1	0,66
k_2	0,15	0,25
k_3	0,17	0,30

* Koefficienterna för bebyggd terräng är valda för en bebyggelsestruktur som förekommer i medelstora svenska städer.

5 VINDLASTER

5.1 Vindlasten och vindlastens fördelning

Lasterna beräknas enligt föreskrifter i SBN 1975 21:6. Speciellt tillämpas föreskriften i SBN 1967 21:6223, som gäller för föremål med en varaktighet av högst 2 år. Lasten får då antagas vara 70 % av normlasten. Alternativt kan vindhastigheten antagas vara 85 % av normenlig dimensionerande vindhastighet, vilket enligt teorin motsvarar $\sqrt{0,85} \cdot 100 = 72,25$ % av normlasten.

Enligt kommentarerna till SBN 1975 gäller formeln för dimensionerande vindhastighet $v = k(2 + \log h_w)$ m/sek där h_w är byggnadens totala höjd i meter över omgivande terräng. Konstanten

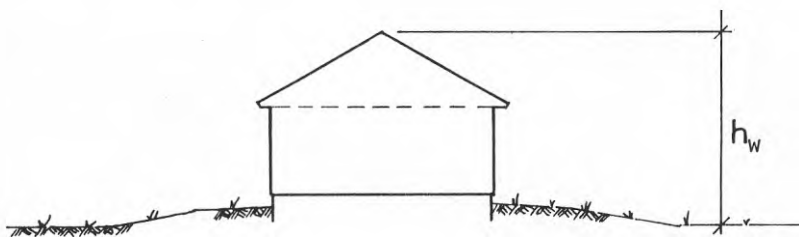


Fig 5.1.1 Definition av höjden h_w .

k varierar med hänsyn till läge i förhållande till kusten samt med hänsyn till skyddande föremål i omgivningen.

Läge	k
Kusten	13 (kurva A)
Inlandet	12 (kurva B)
Kusten, skyddat läge	10,4 (kurva C _A)
Inlandet, skyddat läge	9,6 (kurva C _B)

h_w sätts lägst = 4 m

Hastighetstrycket, även kallat grundtrycket, beräknas ur formeln

$$q = 0,6 v^2 \text{ N/m}^2 = 0,6 v^2 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2.$$

Formeln gör att man slipper läsa diagram.

Logfunktionen är också vanligt förekommande i räknedosor.

I tabell visas vanliga värden på grundtrycket för byggnadshöjder i småhus. Vid tillämpning måste man beakta att höjden h_w räknas över markytan i omgivande öppen terräng inom ett avstånd på ca 50 m från byggnaden. Under byggnadstiden kan gammal orörd skog betraktas som skydd, om det står klart att avverkning ej skall ske då. Man bör dock beakta att en ut-huggning i en skog ofta innebär risker att tidigare skyddade träd, som utsätts för storm, löper större risk att stormfällas.

I tabellen nedan redovisas det reducerade grundtrycket (= 70 % av normtryck för permanent bebyggelse). Angivna vindhastigheter utgör ca 84 % av normenlig vindhastighet för att svara mot hastighetstrycket enligt formeln

$q_{red} = 0,6 v_{red}^2 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$, med $q_{red} = 0,7 \cdot q_{norm}$ och
 $v_{red} = 0,837 \cdot k(2 + \log h_w) \text{ m/sek}$. I tabellen anges h_w , k ,
 q_{red} samt motsvarande dimensionerande vindhastighet v_{red} . För lägen mellan 10 och 20 km från kusten, får man interpolera mellan q -värdena för kust respektive inland.

Tabell 3. Hastighetstrycket q_{red} = reducerat hastighetstryck kN/m^2 med hänsyn till kort användningstid och motsvarande reducerande dimensionerande vindhastigheter v_{red} (medelhastigheter inom ca 3 sek).

Läge	k enl norm	h_w meter							
		4		7		9		12	
		q_{red}	v_{red}	q_{red}	v_{red}	q	v	q	v
Kusten	13	0,481	28,3	0,575	30,9	0,619	32,1	0,673	33,5
Inlandet	12	0,409	26,1	0,490	28,6	0,528	29,7	0,573	30,9
Kusten, skyddat	10,4	0,308	22,6	0,368	24,8	0,396	25,7	0,431	26,8
Inlandet, "	9,6	0,262	20,9	0,313	22,9	0,338	23,7	0,367	24,7

h_w anger hushöjden (nockhöjden) över omgivande terräng.

Som framgår av tabellen har husets läge och höjd stor betydelse.

Förhållandet mellan q_{max} och q_{min} i samma läge med $h_{w_{max}} = 12 \text{ m}$ och $h_{w_{min}} = 4 \text{ m}$ är 1,40 medan för samma hushöjd i olika lägen

förhållandet q_{\max}/q_{\min} är ca 1,83 och totalt med hänsyn till max hushöjd 12 m och kustläge kontra min hushöjd 4 m och skyddat inlandsläge $q_{\max}/q_{\min} = 2,57$.

Följande huvudtyper behandlas:

- 1 1½-plans småhus
- 2 1-plans småhus
- 3 2-planshus
- 4 Enbart takskivor

Hustyperna visas schematiskt i figur 5.1.2.

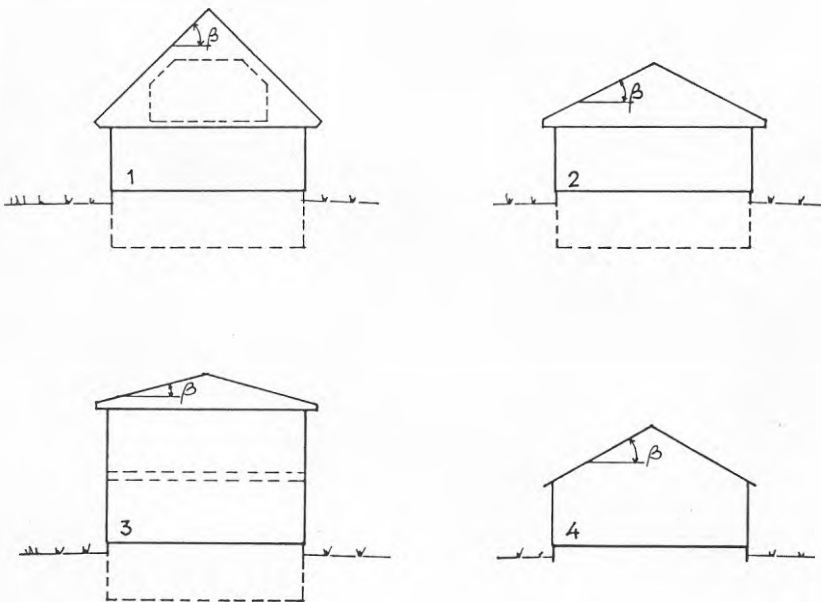
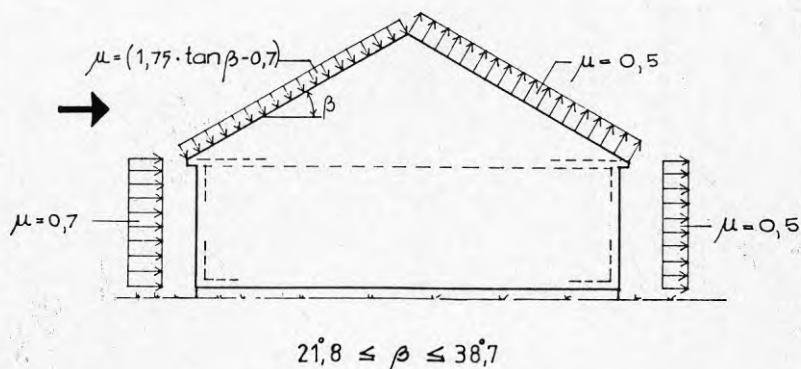


Fig 5.1.2 Hustypsindelning.

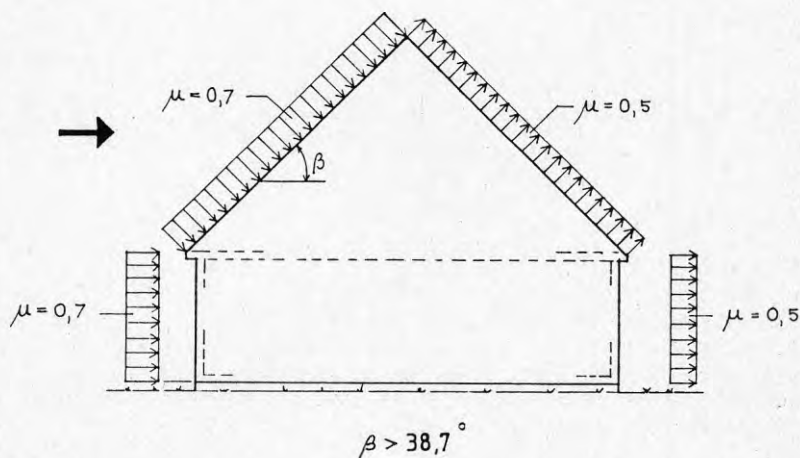
Förutom att ovanstående figurer visar olika byggnadstyper, representerar de också olika huvudtyper när det gäller förväntad vindlastfördelning. Vid taklutning $> 38,7^\circ$ förväntas endast tryck mot taket på lovartsidan. Vid taklutning $< 22,8^\circ$ antages endast sugkrafter förekomma i lovart. För mellanliggande taklutningar skall man räkna med alternativt tryck eller sugkrafter.

I uttrycket för bestämningen av vindkraftens storlek ingår den s k formfaktorn μ (my), som sättes positiv för tryck- och negativ för sugkrafter. Den antagna verkliga kraften vid resp yta beräknas som $w = \mu \cdot q$, där q är grundtrycket. Lastens relativa variation mot byggnader kan sålunda anges med "lastdiagram" motsvarande μ -värdena.

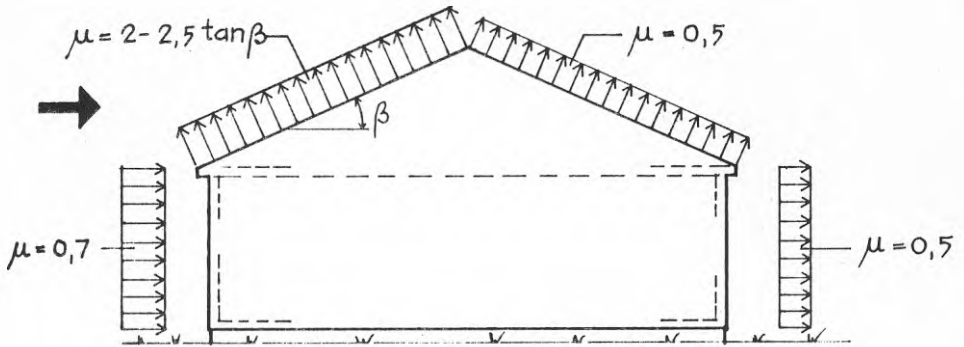
För de fyra huvudtyperna gäller då följande regler, som vi bedömer lämpliga att tillämpa för mer seriösa kalkyler och som direkt ansluter till SBN 1975 21:6. Först behandlas huset som "tätt" utan beaktande av inre tryckförhållanden. Det inre undertrycket, som SBN 75 anger, tas inte med i våra beräkningar, då man bör kunna anse att husen under byggnadstiden är otätare än den s k normala otätheten man har i färdigställda hus. Detta medför alltså att vi bortser från den gynnsamma faktorn, som ett medräknande av det inre undertrycket innebär. Fall 1, 2A, 2B och 3 får då följande utseende:



FALL 2A

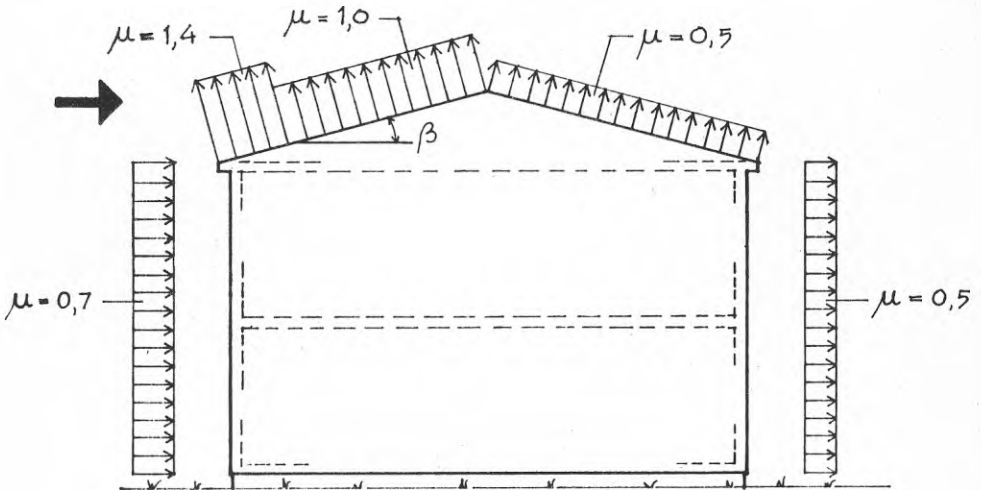


FALL 1



$$21,8 \leq \beta \leq 38,7$$

FALL 2B

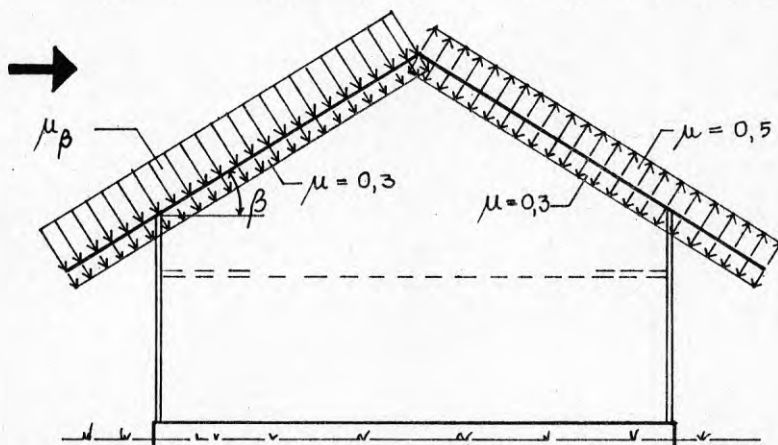


$$\beta < \text{ca } 22^\circ$$

FALL 3

Med ovanstående belastningsfördelning $w = \mu \cdot q$ (i utländsk litteratur ofta $w = c \cdot q$) kan man utföra mera fullständiga kalkyler för hela huset eller delar av huset. Det inre trycket, att $\mu = +0,7$ och $\mu = -0,7$ kan antagas uppträda när huset har stora öppningar (se SBN 1975 21:632).

För det fall att enbart taket är på och väggarna endast består av regelverket kan för takskivorna lasterna antagas fördelade enligt följande.



FALL 4

μ varierar med vinkeln β så att följande riktvärden är rimliga:

β	μ
10°	-1,20
20°	-0,40
30°	0
38°	+0,2
45°	+0,4
60°	+0,7

För mellanvärden på μ kan interpoleras rätlinjigt.

För $30^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$ gäller med erforderlig noggrannhet

$$\mu = \left(\frac{7\beta}{300} - 0,7 \right) \text{ om } \beta \text{ insättes i grader. I ett skadefall}$$

(nr 1) har ovanstående tryckfördelning visats någorlunda stämma med uppmätt vindhastighet och uppskattad brotthållfasthet i strävsystemet.

5.2 Förutsättningar för vindlastberäkningar

För att beräkna alla krafter av betydelse för stabiliteten i olika skeden av byggprocessen krävs ett studium av "snittkrafter" på olika nivåer. Om vi ser till verkligheten med redovisade skadefall måste främst snitten i nivå med takstolens underkant samt anslutningen till grundkonstruktionen studeras. Därefter, eller kanske i första hand, måste tvärkraftsupptagningen i undervåningen säkras. Detta kan enkelt uttryckas i krav på strävor eller/och avstyvande väggskivor. Med t ex monteringsfärdiga väggblock tillfredsställs oftast automatiskt den allmänna stabiliteten så snart bjälklaget över den våning som skall stabiliseras är så klart att det kan ge en viss kraftöverförande funktion som en horisontell "balk", som i olika riktningar överför horisontalkrafter till skivorna.

5.3 Lastberäkningar

Beräkningarna av utvändig vindlast av vind tvärs byggnaden utförs med en uppdelning på de tidigare presenterade fem olika typfallen och i enlighet med redovisade principer. Vi behandlar vidare fallet med vind rakt mot gavelsidan. Dessutom redovisar vi lyftkrafter av vind i 45° vinkel mot hussidorna ("rakt mot ett hörn"). Dessutom beräknas effekterna av inre vindlast orsakad av öppningar i lovartsidan.

5.3.1 Utvändig vindlast, vind tvärs byggnaden

Vindlast vid takfot

Innan vi går in på beräkningsgången måste vi klara ut hur kraftspelet enligt normen ser ut kring takfoten. För att möjliggöra en enklare behandling av de fortsatta beräkningarna, så studeras inledningsvis lastförhållandena vid takfoten för de olika typfallen med vind tvärs byggnaden.

Vi måste då skilja på 4 fall

$$1 \quad \tan \beta > 0,8$$

$$2a \quad 0,4 \leq \tan \beta \leq 0,8 \quad \text{Tryck}$$

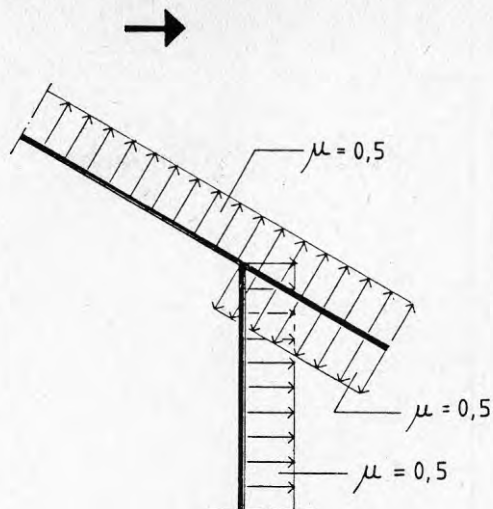
$$2b \quad 0,4 \leq \tan \beta \leq 0,8 \quad \text{Sug}$$

$$3 \quad 0 < \tan \beta < 0,4 \quad (\text{Sug})$$

$$\tan \beta = 0,4 \text{ svarar mot } \beta = 21,8^\circ$$

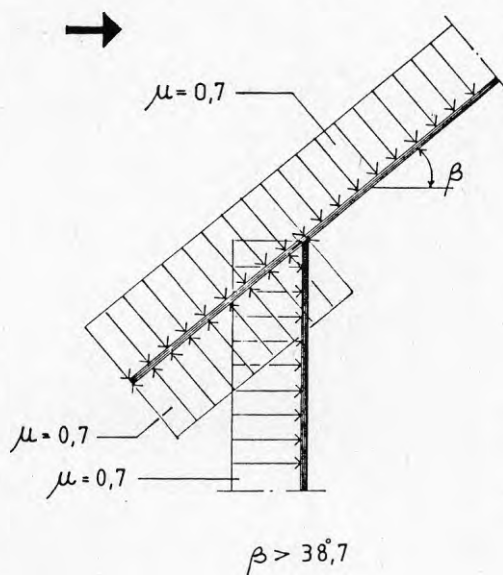
$$\tan \beta = 0,8 \text{ svarar mot } \beta = 38,7^\circ$$

Man betraktar först områdena kring takfoten och konstaterar följande gällande takfoten i lä:

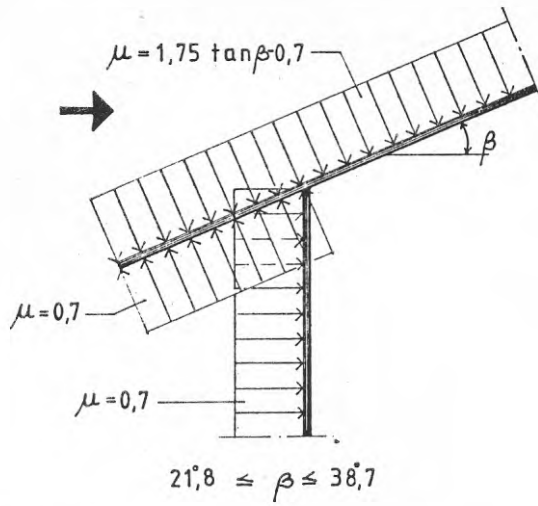
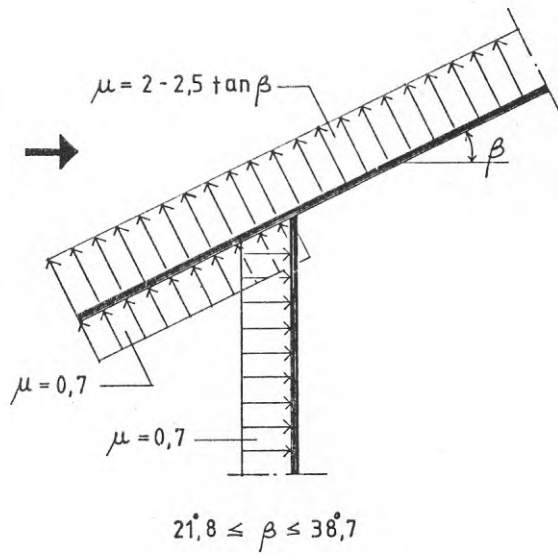


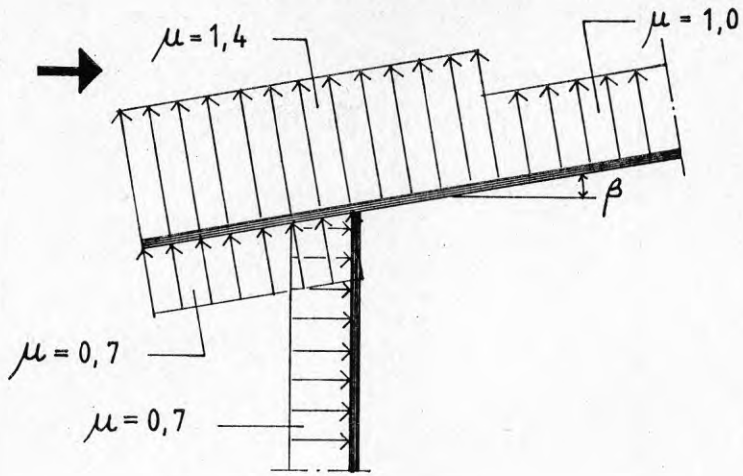
På takutsprånget kan vi antaga att vindsugen på över- och undersida tar ut varandra, vilket också kan uttryckas så, att takutsprånget "ligger i ett vakuum". I beräkningsfiguren kan vi alltså normalt låta bli att rita ut takfoten.

Förhållandet vid takfoten på lovartsidan kan beskrivas i följande fyra figurer representerande de fyra olika fallen enligt ovan.



FALL 1

FALL 2 aFALL 2 b



$$0^\circ < \beta < 21,8^\circ$$

FALL 3

Vi inser lätt att vi i fall 1 liksom för läsidan även på lovartsidan kan utesluta taksprånget vid beräkningen.

För fall 2a kan vi notera följande:

Vid $\beta = 21,8^\circ$ blir på takets utsida $\mu = 0$ medan trycket på undersidan är kvar. Detta fall ger dock mindre uppåtriktad last på taksprånget än för fall 2b och är därför ej dimensionerande för lyftkrafter. Om vi tänker på den resulterande horisontalkraften, så minskar den totala horisontalkraften i vindriktningen med ett belopp $W_t \cdot \sin$. Resulterande lyftkraften takytan blir (q sättes = 1) i fall 2a:

$$\frac{W_t}{q} = \frac{t}{\cos\beta} (0,7 - (1,75 \tan\beta - 0,7)) = \frac{t}{\cos\beta} (1,4 - 1,75 \tan\beta)$$

Horisontalkomponenten =

$$H_t = \frac{W_t}{q} \cdot \sin = t \cdot \tan\beta (1,4 - 1,75 \tan\beta)$$

H_t beräknas för några olika taklutningar β :

$$\beta = 21,8^\circ \text{ ger } H_t = t \cdot 0,4 \cdot 0,7 = 0,28 t$$

$$\beta = 38,7^\circ \text{ ger } H_t = t \cdot 0,8 \cdot 0,0 = 0$$

$$\beta = 25^\circ \text{ ger } H_t = t \cdot \tan 25^\circ (1,4 - 1,75 \cdot \tan 25^\circ) = 0,27 t$$

$$\begin{aligned} \beta = 27^\circ \text{ ger } H_t &= t \cdot \tan 27^\circ (1,4 - 1,75 \cdot \tan 27^\circ) = \\ &= t \cdot 0,510 (1,4 - 1,75 \cdot 0,510) = \\ &= t \cdot 0,51 \cdot 0,508 = 0,26 t \end{aligned}$$

$$\beta = 30^\circ \text{ ger } H_t = t \cdot \tan 30^\circ (1,4 - 1,75 \cdot \tan 30^\circ) = 0,23 t$$

$$\beta = 35^\circ \text{ ger } H_t = t \cdot \tan 35^\circ (1,4 - 1,75 \cdot \tan 35^\circ) = 0,12 t$$

Vi inser lätt att kraften H_t (som ju verkar minskande på horisontalkraften) kan försummas, vilket medför värden som ligger något på säkra sidan.

$$\text{Den större lyftkraften} = V_t = \frac{W_t}{q} \cdot \cos\beta = V_t = t(1,4 - 1,75 \tan\beta)$$

är ointressant, eftersom större lyftkraft erhålles enl fall 2b.

Vid beräkning av horisontalkraft enligt fall 2a kan alltså taksprånget t också uteslutas ur beräkningsfiguren.

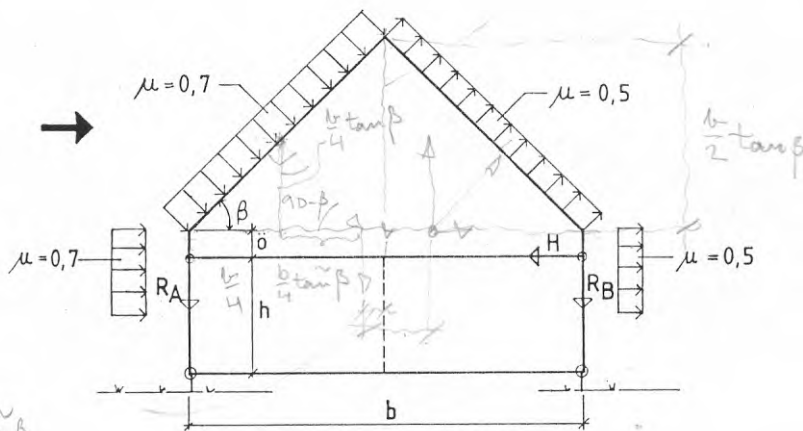
I fallen 2b och 3 blir lyftkraften på taksprånget så stort att det ej kan försummas. Dessa lastfall ger ofta horisontalkrafter mot vinden vilket verkar i gynnsam riktning.

Vindlaster mot husets långsida.

Med stöd av analysen i förra avsnittet avseende vindlaster på taksprången kan vi göra vissa förenklingar med hänsyn till beräkningsfigurerna och således betrakta följande figurer som ett slutligt underlag för en generell beräkning av uttrycken för den horisontala reaktionen H , respektive de vertikala reaktionerna R_A och R_B samt R_G och R_F i förekommande fall. Vi beräknar även inverkan av vind mot taksprången, vilket resulterar i hörnkrafterna, $R_{A_{\text{hörn}}}$ och $R_{B_{\text{hörn}}}$ (eventuellt $R_{G_{\text{hörn}}}$ och $R_{F_{\text{hörn}}}$). Storheten q_{red} beräknas enligt avsnitt 5.1.

Vid beräkningen av horisontalkraften H , har vi bortsett från gaveltaksprångens inverkan. Ett enkelt sätt att approximativt få med inverkan av t_2 är, att sätta in $l + t_2$ i stället för l . I $1\frac{1}{2}$ -planshus egentligen $l + 1,5 t_2$.

Fall 1 - $\tan \beta > 0,8$, dvs $\beta > 38,7^\circ$.



$$\beta > 38,7$$

FALL 1

$$\# = \underbrace{(0,7+0,5) \cdot \frac{h}{2}}_{0,6qh} + \underbrace{(0,7+0,5) \cdot 6}_{1,2q_0} + \underbrace{(0,7+0,5) \cdot \frac{b}{2} \tan \beta}_{0,6b \tan \beta}$$

$$H = \frac{q_{\text{red}}}{5} \cdot 1 (3h + 6\ddot{o} + 3b \cdot \tan \beta) \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{20 \cdot b} (12\ddot{o}^2 - 4b^2 + 3b \cdot \tan \beta (b \cdot \tan \beta + 4\ddot{o})) \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{20 \cdot b} (2b^2 - 12\ddot{o}^2 - 3b \cdot \tan \beta (b \cdot \tan \beta + 4\ddot{o})) \text{ kN/m}$$

eller

$$R_B = - \frac{q_{\text{red}}}{10} \cdot b - R_A \text{ kN/m}$$

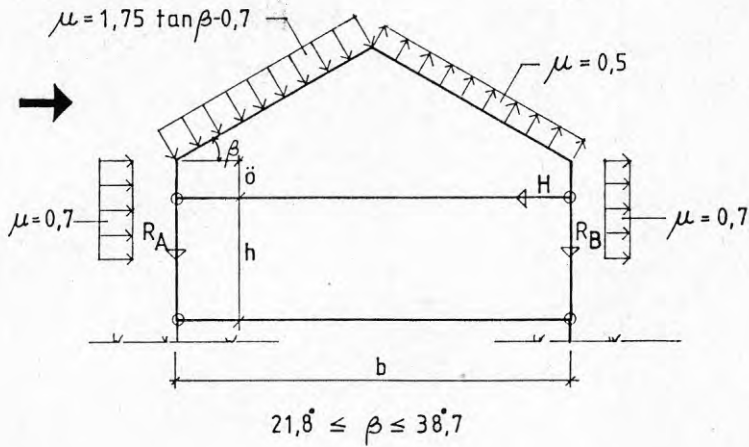
samt

$$R_{A_{\text{hörn}}} = R_A \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{B_{\text{hörn}}} = R_B \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

Observera att positiva värden på R_A och R_B innebär lyftkrafter verkande på bottenväningens stomme och att negativa värden följaktligen innebär tryckkrafter på underkonstruktionen.

Fall 2 a - $0,4 \leq \tan \beta \leq 0,8$, dvs $21,8^\circ \leq \beta \leq 38,7^\circ$.



FALL 2 a

$$H = \frac{q_{\text{red}}}{40} \cdot 1 (24h + 48\ddot{o} + (35 \tan \beta - 4) b \cdot \tan \beta) \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{160b} (96\ddot{o}^2 - (105 \tan \beta - 52)b^2 + (35 \tan \beta - 4)(b \cdot \tan \beta + 4\ddot{o}) b \cdot \tan \beta) \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{160b} ((44 - 35 \tan \beta) b^2 - 96\ddot{o}^2 - (35 \tan \beta - 4) \cdot (b \cdot \tan \beta + 4\ddot{o}) b \cdot \tan \beta) \text{ kN/m}$$

eller

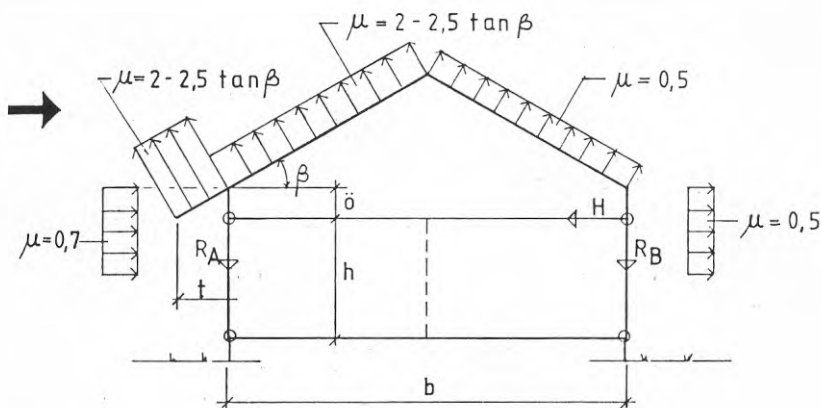
$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{40} \cdot b (24 - 35 \tan \beta) - R_A \text{ kN/m}$$

samt

$$R_{A_{\text{hörn}}} = R_A \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{B_{\text{hörn}}} = R_B \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

Fall 2 b - $0,4 \leq \tan \beta \leq 0,8$, dvs $21,8^\circ \leq \beta \leq 38,7^\circ$.



$$21,8 \leq \beta \leq 38,7$$

FALL 2 b

$$H = \frac{q_{\text{red}}}{20} \cdot (12h + 24\ddot{o} + (25\tan\beta - 15)b \cdot \tan\beta + (50\tan\beta - 54)t \cdot \tan\beta) \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{80b} (48\ddot{o}^2 + (100\tan\beta - 108)(t^2 \cdot \tan\beta - 2t \cdot b - t^2) + (25\tan\beta - 15)(b \cdot \tan\beta + 4\ddot{o})b \cdot \tan\beta - (75\tan\beta - 65)b^2) \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{80b} ((35 - 25\tan\beta)b^2 - 48\ddot{o}^2 - (100\tan\beta - 108)(t^2 \cdot \tan^2\beta - t^2) - (25\tan\beta - 15)(b \cdot \tan\beta + 4\ddot{o})b \cdot \tan\beta) \text{ kN/m}$$

eller

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{20} ((54 - 50\tan\beta)t + (1 - \tan\beta)25b) - R_A \text{ kN/m}$$

samt

$$R_{A_{\text{hörn}}} = R_A \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{B_{\text{hörn}}} = R_B \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

Fall 2 b - förenklad behandling

Om vi gör den approximationen att lasten på lovarttaksprånget ersätts med en lika stor kraft angripande i taket i riktning R_A , får vi följande förenklade uttryck,

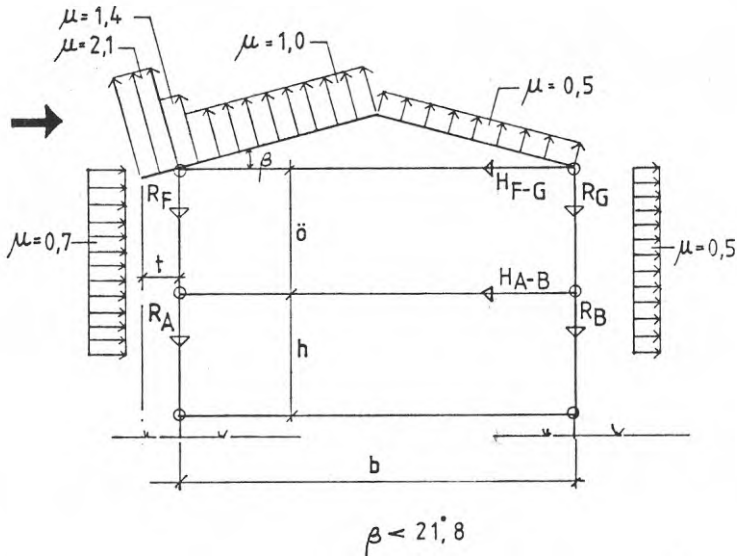
$$H = \frac{q_{\text{red}}}{20} \cdot (12h + 24\delta + (25\tan\beta - 15)b \cdot \tan\beta) \text{ kN.}$$

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{80b} (48\delta^2 - (200\tan\beta - 216)t \cdot b - (75\tan\beta - 65)b^2 + (25\tan\beta - 15)(b \cdot \tan\beta + 4\delta)b \cdot \tan\beta) \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{20} ((54 - 50\tan\beta)t + (1 - \tan\beta)25b) - R_A \text{ kN/m}$$

Fall 3 - $\tan\beta < 0,4$, dvs $\beta < 21,8^\circ$.

2 olika hustyper kan förekomma, nämligen 2-plans- och 1-planshus. För 2-planshus gäller för övre nivån F-G.



FALL 3

$$H_{F-G} = \frac{q_{red}}{100} \cdot 1(60\ddot{o} - \tan\beta(29b + 178t)) \text{ kN}$$

$$R_F = \frac{q_{red}}{500b} ((239 - 30\tan^2\beta)b^2 - ((b - 8t)^2 - 525t^2) \tan^2\beta + 917t \cdot b + 461t^2) \text{ kN/m}$$

$$R_G = \frac{q_{red}}{500b} ((30\tan^2\beta + 156)b^2 + ((b - 8t)^2 - 525t^2) \tan^2\beta - 27t \cdot b - 461t^2) \text{ kN/m}$$

eller

$$R_G = \frac{q_{red}}{500} (890t + 395b) - R_F \text{ kN/m}$$

samt

$$R_{F \text{ hörn}} = R_F \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{G_{\text{hörn}}} = R_G \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

För den undre nivån A-B i 2-planshuset gäller

$$H_{A-B} = \frac{q_{\text{red}}}{100} \cdot 1(60h + 120\ddot{o} - (29b + 178t)\tan\beta) \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{500b} ((239 - 30\tan^2\beta)b^2 - ((b - 8t)^2 - 525t^2)\tan^2\beta + 917t \cdot b + 461t^2 + 300\ddot{o}^2) \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{500b} ((30\tan^2\beta + 156)b^2 + ((b - 8t)^2 - 525t^2)\tan^2\beta - 27t \cdot b - 461t^2 - 300\ddot{o}^2) \text{ kN/m}$$

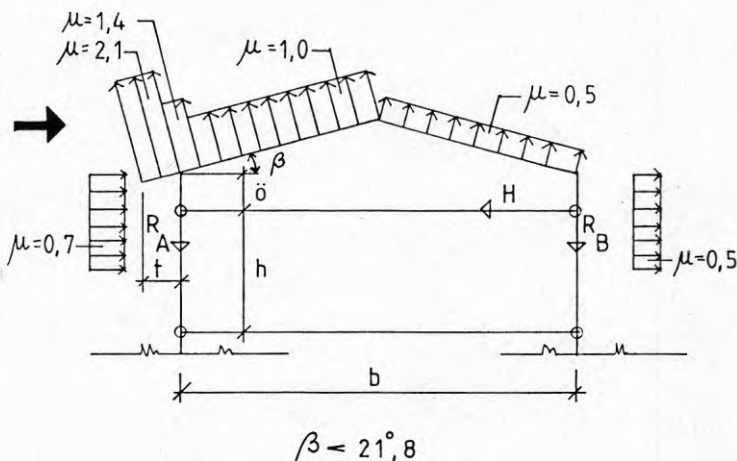
eller

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{5b} \cdot 3\ddot{o}^2 - R_F \text{ kN/m}$$

och

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{500} (890t + 395b) - R_A \text{ kN/m}$$

För 1-planshus gäller



FALL 3

1-planshus

där

$$H = \frac{q_{\text{red}}}{100} (60h + 120\ddot{o} - (29b + 178t)\tan\beta)$$

och

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{500b} ((239 - 30\tan^2\beta)b^2 - ((b - 8t)^2 - 525t^2)\tan^2\beta + 917t \cdot b + 461t^2 + 300\ddot{o}^2) \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{500b} ((30\tan^2\beta + 156)b^2 + ((b - 8t)^2 - 525t^2)\tan^2\beta - 27t \cdot b - 461t^2 - 300\ddot{o}^2) \text{ kN/m}$$

eller

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{500} (890t + 395b) - R_A \text{ kN/m}$$

samt

$$R_{A_{\text{hörn}}} = R_A \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{B_{\text{hörn}}} = R_B \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

Fall 3 - förenklad behandling.

En snabbare beräkningsmetod, men ändå med tillräcklig precision, uppnås om vi ersätter lasten på taksprånget och extralasten av $\mu = 0,4$ en bit in på taket med en kraft angripande i taket i riktning R_F (enl figur Fall 3, 2-planshus). Vi får då följande uttryck.

$$H_{F-G} = q_{\text{red}} \cdot l(0,6\ddot{o} - 0,5b \cdot \tan\beta) \text{ kN}$$

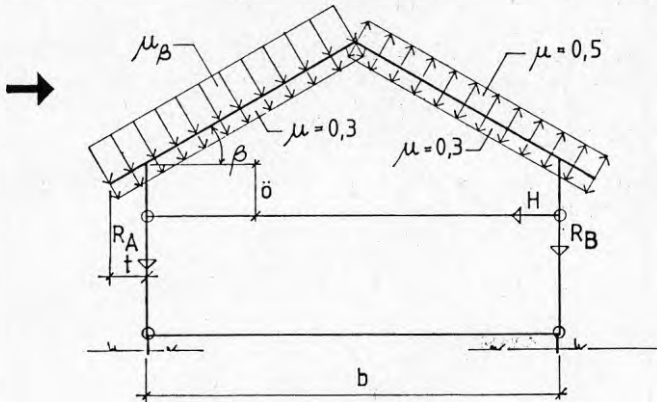
$$R_F = \frac{q_{\text{red}}}{400b} (712t + 16b - b^2(25\tan^2\beta - 175)) \text{ kN/m}$$

$$R_G = \frac{q_{\text{red}}}{400} (712t + 316b) - R_F \text{ kN/m}$$

$$H_{A-B} = q_{\text{red}} \cdot l(0,6h + 1,2\ddot{o} - 0,5b \cdot \tan\beta) \text{ kN}$$

R_A och R_B beräknas enkelt ur tidigare samband mellan R_A och

R_F respektive R_A och R_B .

Fall 4 - alla β .FALL 4

$$H = \frac{q_{\text{red}}}{4} 1(2\mu_{\beta} + 1)(b + 2t) \tan \beta \quad \text{kN}$$

samt

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{80b} (b + 2t)(5 \tan \beta (2\mu_{\beta} + 1)((b - 2t) \tan \beta + 4\ddot{o}) - 10\mu_{\beta}(3b + 2t) - (7b + 10t)) \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{80b} (b + 2t)(-5 \tan \beta (2\mu_{\beta} + 1)((b - 2t) \tan \beta + 4\ddot{o}) - 10\mu_{\beta}(b - 2t) + (3b + 10t)) \quad \text{kN/m}$$

eller

$$R_B = \frac{q_{\text{red}}}{20} (10\mu_{\beta} + 1)(b + 2t) - R_A \quad \text{kN/m}$$

samt

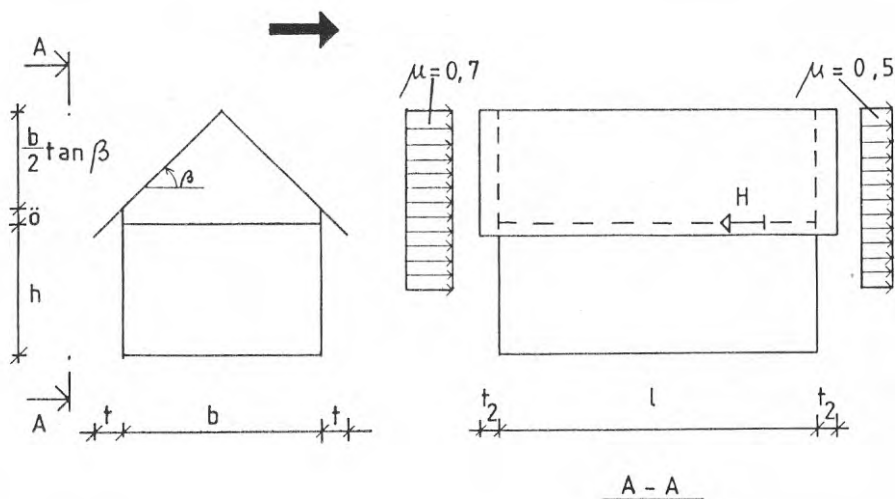
$$R_{A_{\text{hörn}}} = R_A \cdot t_2 \quad \text{kN/hörn}$$

$$R_{B_{\text{hörn}}} = R_B \cdot t_2 \quad \text{kN/hörn}$$

5.3.2 Utvändig vindlast, vind mot gavel.

På samma sätt som vid vind tvärs husets längdriktning bestämmer vi nu reaktionerna av vindlast mot gavel. Vi beräknar dels den horisontella reaktionen H , dels den vertikala reaktionen R i långsidor och hörn mot vind. Normen skiljer också på två belastningsfall, beroende på taklutningen β . Vi har vid dimensioneringen förutsatt att endast långsida och hörn utgör mothåll för lyftkrafterna, ej gavel, d v s reaktionerna tas upp i takstolarnas upplagsändar.

Horisontalkraften H kan beräknas enligt följande, med beteckningar enligt figur:



$$H = \mu_H \cdot q_{\text{red}} \cdot A_2$$

där

$$\mu_H = 1,2$$

q_{red} bestäms enligt avsnitt 5.1 och den aktuella vindytan A_2 blir

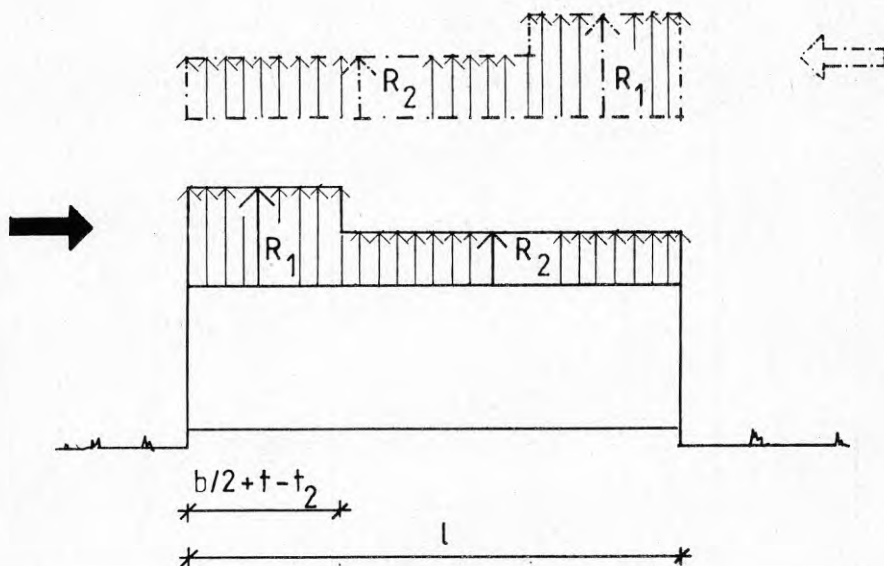
$$A_2 = \left(\frac{h}{2} + \ddot{o} \right) b + \frac{1}{2} b \cdot \frac{b}{2} \tan \beta$$

vilket ger

$$H = \frac{3 \cdot q_{\text{red}} \cdot b}{10} (2h + 4\ddot{o} + b \cdot \tan \beta) \text{ kN}$$

Vi beräknar också lyftkrafterna verkande dels på långsidan, R_1 och R_2 , dels på hörn, $R_{\text{hörn}}$.

Beräkningen av lyftkrafterna R_1 och R_2 sker enligt SBN 75, figur 21:6332a. Detta illustreras i figur, där streckprickat anger motsatt vindriktning.



Räknat per breddmeter vägg, om vi bortser från taksprången t , så blir

$$R_1 = 1,0 \cdot q_{\text{red}} \cdot \frac{b}{2} \quad \text{kN/m huslängd}$$

och

$$R_2 = 0,5 \cdot q_{\text{red}} \cdot \frac{b}{2} \quad \text{kN/m huslängd}$$

dvs

$$R_1 = \frac{q_{\text{red}} \cdot b}{2} \quad \text{kN/m huslängd}$$

$$R_2 = \frac{q_{\text{red}} \cdot b}{4} \quad \text{kN/m huslängd}$$

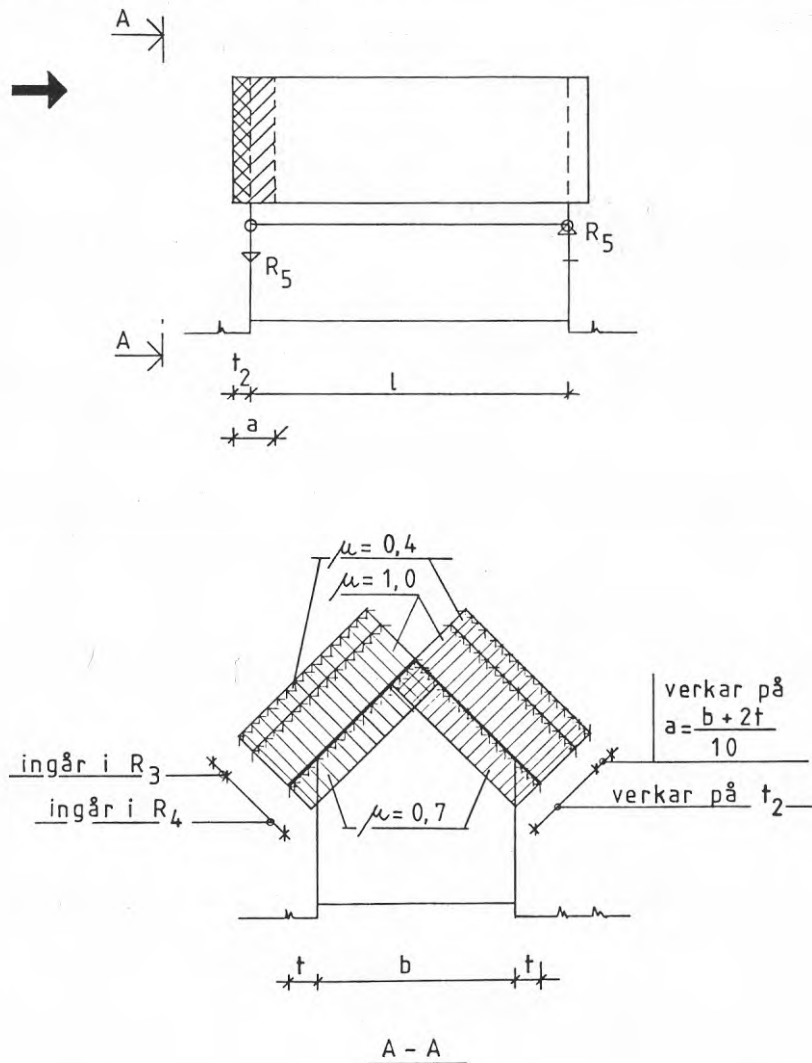
Om så erfordras, skall även hänsyn tas till det inre övertrycket enligt 5.3.4.

För beräkning av $R_{\text{hörn}}$ gäller att vi får skilja på två fall beroende på taklutningen β (enl SBN 75, figur 21:6332a).

$R_{\text{hörn}}$ kan skrivas som

$$R_{\text{hörn}} = R_3 + R_4 + R_5 \text{ där}$$

R_3 uttrycker den vertikala tillskottsreaktionen av vindsuget på ytan $(b + 2t) 0,1 (b + 2t)$, där $0,1(b + 2t)$ motsvarar a i SBN 75, figur 21:6332a (nedersta figuren) vid ökning av μ från 1,0 till 1,4 och R_4 är reaktionen av resterande krafter mot gaveltaksprånget. Vidare ger vindlasten mot gaveln, W , ett moment med avseende på hörnen, momentupptagande med ett kraftpar, som kan sägas resultera i kraftpar med b l a en lyftkraft R_5 i det betraktade hörnet. I figuren redovisas förutsättningarna för de fortsatta beräkningarna.



Med tillämpning av tidigare måttbeteckningar får vi:

$$R_3 = \frac{q_{\text{red}}}{50} (b + 2t)^2 \quad \text{kN/hörn för } \tan\beta \leq 0,2$$

$$R_3 = 0 \quad \text{för } \tan\beta > 0,2$$

$$R_4 = \frac{17 \cdot q_{\text{red}}}{20} \cdot t_2 (b + 2t) \quad \text{kN/hörn}$$

$$R_5 = \frac{q_{\text{red}}}{40} \cdot \frac{b}{T} (12\delta^2 + b^2 \cdot \tan^2\beta + 6b \cdot \delta \cdot \tan\beta - 3h^2) \quad \text{kN/hörn}$$

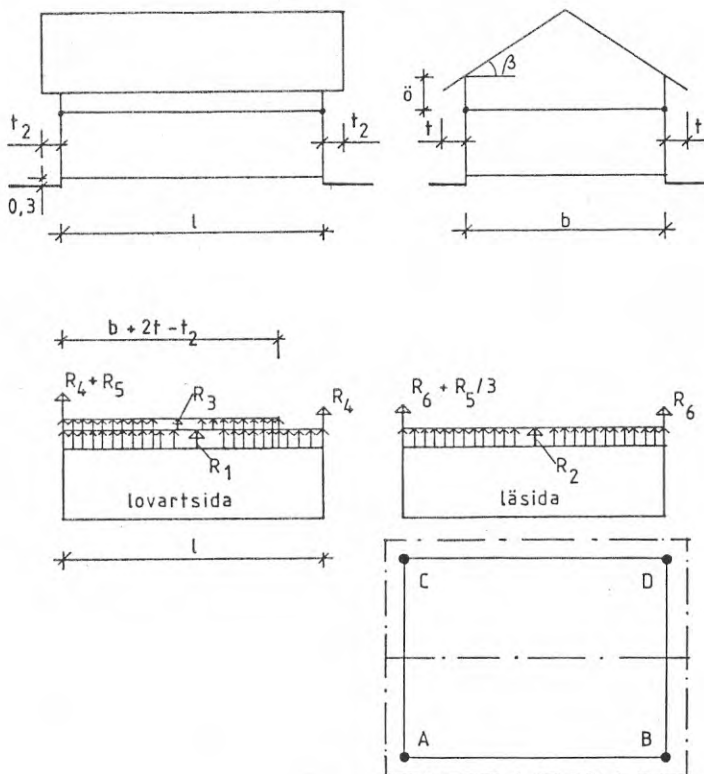
och

$$R_{\text{hörn}} = R_3 + R_4 + R_5 \quad \text{kN/hörn}$$

5.3.3 Utvärdig vindlast, vind i 45° vinkel mot hussidorna. Vertikala reaktioner (lyftkrafter).

Vi har tagit fram formler för vertikala reaktioner i ytterväggar när taket överkas av de sugkrafter som föreskrivs enligt SBN 1975 figur 21:6332a, mellersta planfiguren och motsvarande diagram för μ . Vi måste sålunda betrakta två huvudfall med i ena fallet $0,4 < \tan\beta < 1,0$ och i andra fallet $0 < \tan\beta < 0,4$. I första fallet har vi tillåtit oss att förlänga funktionslinjerna så att giltighetsområdet blir $0,4 < \tan\beta < 1,2$ dvs $\beta > 21,8^\circ$ t o m $50,2^\circ$. Brantare tak är sällan aktuella. Andra fallet gäller sålunda för $\beta = 0^\circ$ t o m $21,8^\circ$. Tryckförhållanden under taksprånget beaktas ej i formelerna. Korrekationer kan dock göras av den som önskar, så att $\mu = +0,4$ lyfter inom taksprånget på lovartsidorna och $\mu = -0,5$ håller ner taksprånget på läsidorna. Jämför med SBN 1975 figur 21:632!

Reaktionerna antagas verka på byggnadens långsidor och hörn i nivå med underkant av bjälklaget över bottenvåningen vilket oftast är detsamma som underkant takstol. Beteckningar enligt följande figurer.



$$0,4 < \tan\beta \leq 1,2 \text{ eller } (21,8^\circ < \beta \leq 50,2^\circ)$$

$$R_1 = \frac{b + 2t}{24b} (3b - 6t + (1 - \tan\beta)(15b + 10t) + 2(1 + 5\tan\beta) \cdot (\frac{b - 2t}{4} \cdot \tan\beta + \delta)\tan\beta) q_{red} \text{ kN/m}$$

$$R_2 = \frac{b + 2t}{24b} (9b + 6t + (1 - \tan\beta)(5b - 10t) - 2(1 + 5\tan\beta) \cdot (\frac{b - 2t}{4} \tan\beta + \delta)\tan\beta) q_{red} \text{ kN/m}$$

$$R_4 = R_1 \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_6 = R_2 \cdot t_2 \text{ kN/hörn}$$

$$R_3 = 0 \quad R_5 = 0$$

$$0 < \tan\beta \leq 0,4 \quad (0 < \beta \leq 21,8^\circ)$$

$$R_1 = R_2 = \frac{b + 2t}{2} \cdot q_{red} \text{ kN/m}$$

$$R_3 = \frac{(b + 2t)(19b + 18t)}{250b} q_{red} \text{ kN/m}$$

$$(R_3 = \frac{2(b + 2t)}{25} q_{red} \text{ kN/m})$$

$$R_4 = R_6 = \frac{t_2(b + 2t)}{2} q_{red} \text{ kN/hörn}$$

$$R_5 = \frac{(b + 2t)^2(3b + 2t)}{100b} q_{red} \text{ kN i lovarthörn}$$

Observera att för dimensionering av förankringar lyftkrafterna får minskas med högst 2/3 av de aktuella egentyngder som belastar i samma linjer eller punkter.

5.3.4 Invändig vindlast, vind rakt mot hussida med öppning.

Vid öppningar i hussidorna uppkommer en invändig vindlast. Storleken av denna är beroende av öppningens orientering i förhållande till vindriktningen. Denna vindlast inverkar på storleken av de vertikala upplagsreaktionerna. Vid beräkningen av effekten av den invändiga vindlasten väljes det mest ogynnsamma fallet, nämligen det med en öppning vinkelrätt mot vindriktningen. Detta fall ger ett inre övertryck, och formfaktorn som motsvarar detta tryck ges av SBN 1975 till $\mu = +0,7$. Vi får härigenom ett tillskott ΔR till de tidigare beräknade upplagsreaktionerna. Med tidigare införda beteckningar kan ΔR skrivas som,

$$\Delta R = 0,7 q_{\text{red}} \frac{b}{z} \text{ kN/m av byggnadens långsidor.}$$

Totalt sett får vi alltså nu upplagsreaktionerna

$$R_{\text{tot}} = R + \Delta R \text{ där } R \text{ är reaktioner enl kap 5.3.1 och 5.3.2.}$$

Den inre vindlasten ger inget tillskott till horisontalkrafterna. Däremot innebär en öppning på lovartsidan, att den angripande horisontalkraften har flyttats till läsidans insida.

Vid lastfall med tillfälliga öppningar tillåter SBN 1975 en reduktion av hastighetstrycket q , till ett värde $0,70 q$. Denna reduktion kan dock ej åberopas vid våra beräkningar, då vi redan tidigare tagit hänsyn till denna faktor, genom att vi dimensionerat byggnaden för en vindlast orsakad av $s_k 2$ -årsvind ($q_{\text{red}} = 0,7 q$).

5.3.5 Invändig vindlast, vind i 45° vinkel mot hussidorna

Vid öppningar i lovartsida i 45° vinkel uppstår ett tillskott till lyftkraften för ett inre övertryck motsvarande $\mu = +0,4$,

$$\text{dvs } \Delta R = 0,4 \cdot q_{\text{red}} \cdot \frac{b}{z} \text{ kN/m på byggnadens långsidor som}$$

alltså skall läggas till de lyftkrafter som framräknas enligt kap 5.3.3.

5.4 Beräkningsexempel

Vi vill med hjälp av några genomräknade exempel, dels göra det lättare för var och en att tillämpa de tidigare framtagna formlerna och dels visa hur krafterna varierar för olika hustyper och geografiska lägen.

Vi kommer att behandla två stycken $1\frac{1}{2}$ -planshus och två 1-planshus. Dessutom jämför vi med ett hus av vardera typen, placerade på hög höjd. Exempel 1 kommer att redovisas noggrannare än de övriga exemplen, då vi i fortsättningen följer samma beräkningsmall.

Exempel 1.

Samma $1\frac{1}{2}$ -planshus, som senare använts för exemplifiering av strävsystem och för kostnadsberäkningar. Figur 5.4.1.

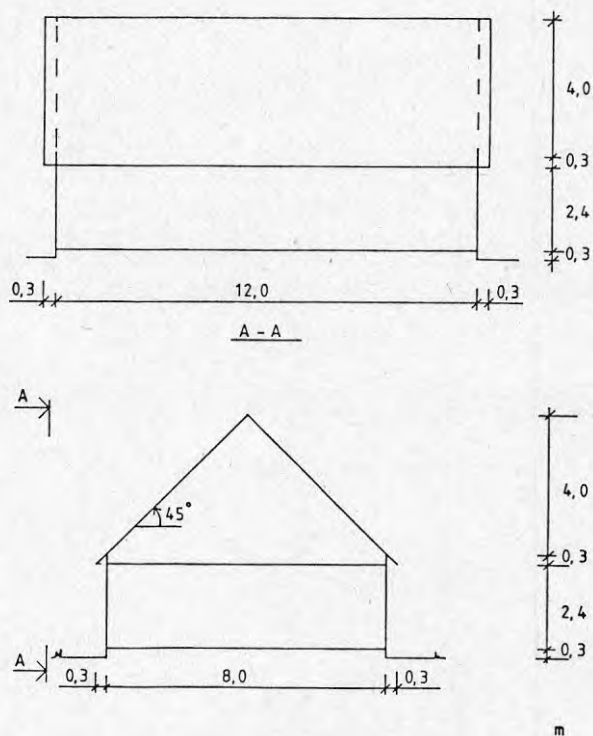


Fig 5.4.1 $1\frac{1}{2}$ -planshuset i exempel 1.

Vi har följande förutsättningar

$$\begin{aligned} \beta &= 45^{\circ} && \text{längder i m} \\ b &= 8,0 \\ l &= 12,0 \\ h &= 2,4 \\ \ddot{o} &= 0,3 \\ t &= 0,3 \\ t_2 &= 0,3 \\ s &= 0,3 \end{aligned}$$

inlandet, utsatt läge, jämn terräng.

Inledningsvis skall vi diskutera beräkning av hastighetsstrycket:

Med tillgång till SBN 1975 figur 21:621 kan vi direkt avläsa det normenliga hastighetstrycket som svarar mot den största dimensionerande vindhastighet som beräknas uppträda inom en 50-årsperiod. Man väljer där den kurva som svarar mot husets läge i landet: vid kusten kurva A, i inlandet kurva B. Om byggnaden kan anses ligga i skyddat läge kurvor AC resp BC.

Sedan vi valt rätt kurva går vi in med det aktuella husets höjd h_w över omgivande mark. Enligt förutsättningen skall vi välja kurva B!

$$h_w = 4,0 + 0,3 + 2,4 + 0,3 = 7,0 \text{ m}$$

Vi kan då läsa av $q = \text{ca } 0,70 \text{ kPa}$ vilket är detsamma som $0,70 \text{ kN/m}^2$. Men detta gäller vid dimensionering för permanent byggnad. För den korta tid som vår stabilisering under byggnadstiden skall fungera får vi räkna med reduktion till 70 % dvs

$$q_{\text{red}} = 0,7 \cdot 0,70 = 0,49 \text{ kN/m}^2.$$

För att närmare analysera innebörden av detta går vi tillbaka till formeln för hastighetstrycket

$q = 0,6 \cdot v^2$ där q mäts i N/m^2 och där v är den vindhastighet som orsakar hastighetstrycket q .

$$q = 0,70 \text{ kN/m}^2 \text{ motsvarar } q = 700 \text{ N/m}^2$$

$700 = 0,6 \cdot v^2$ ger $v = \sqrt{\frac{700}{0,6}} = 34,16 \text{ m/sek}$ vilket alltså motsvarar den maximala vindhastighet som antages kunna uppträda 1 gång inom 50 år.

Om vi väljer $q = 0,49 \text{ kN/m}^2 = 490 \text{ N/m}^2$ får vi på motsvarande sätt $v_{\text{red}} = 28,58 \text{ m/sek}$ vilket alltså motsvarar den maximala vindhastighet som antages kunna uppträda inom den tidsperiod som vårt tillfälliga strävsystem skall fungera.

Vi ser att den reducerade vindhastigheten $v_{red} = 83,7\%$ av den vindhastighet som det permanenta huset skall klara. Detta kan direkt fås som $\sqrt{0,7} = 0,837!$

Vi jämför nu med vindhastigheter enligt väderleksrapporter. Som vi tidigare visat avser ju sådana rapporter 10-minuters-medelvärden. I byarna kan man ungefär räkna med att vindhastigheten är 33 % större. Den vindhastighet $v_{red} = 28,58$ m/sek som svarar mot vårt reducerade hastighetstryck $0,49$ kN/m² skulle alltså ungefär svara mot en väderprognos med $28,58/1,33 = 21,4$ m/sek. I sammanhanget bör också framhållas, att en prognos kan slå fel både uppåt och nedåt!

Beräkning av vindhastighet med formler:

Enligt SBN 21:62K (se även kap 5.1) ges följande allmänna formel för dimensionerande vindhastighet $v = k(2 + \log h_w)$. I vårt exempel är $h_w = 7,0$. För inlandet gäller i utsatt läge att $k = 12$. Vi får $v = 12(2 + \log h_w)$

$$\text{eller } v_{red} = 0,837 \cdot 12(2 + \log h_w) = 28,58 \text{ m/sek}$$

$$\text{och } q_{red} = 0,6 \cdot 28,58^2 = 490 \text{ N/m}^2 = 0,49 \text{ kN/m}^2.$$

Med tillgång till en räknedosa med log-funktion får vi alltså på enkelt sätt värdet

$$q_{red} = 0,6 (0,837 \cdot k(2 + \log h_w))^2 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

eller ännu enklare

$$q_{red} = 0,42 (k(2 + \log h_w))^2 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

k enligt tabell kap 5.1.

Reaktionerna av vind mot långsidan beräknas.

Då $\beta = 45^0$ gäller formlerna för fall 1 enligt 5.3.1. Vi har att

$$H = \frac{q_{red}}{5} \cdot l(3h + 6\ddot{o} + 3b \tan \beta)$$

dvs

$$H = \frac{0,490 \cdot 12}{5} (3 \cdot 2,4 + 6 \cdot 0,3 + 3 \cdot 8 \cdot \tan 45^0) = 38,81 \text{ kN}$$

Nu beräknas de vertikala reaktionerna R_A och R_B (avsnitt 5.3.1).

$$R_A = \frac{q_{\text{red}}}{20b} (12\ddot{o}^2 - 4b^2 + 3b \tan \beta (b \tan \beta + 4\ddot{o}))$$

dvs

$$R_A = \frac{0,490}{20 \cdot 8} (12 \cdot 0,3^2 - 4 \cdot 8^2 + 3 \cdot 8 \cdot \tan 45 (8 \cdot \tan 45 + 4 \cdot 0,3)) = -0,10 \text{ kN/m huslängd}$$

och

$$R_B = -\frac{q_{\text{red}}}{10} - R_A$$

dvs

$$R_B = -\frac{0,490}{10} \cdot 8 + 0,10 = -0,29 \text{ kN/m huslängd.}$$

Vi ser att R_A och R_B blir negativa, dvs att inga lyftkrafter uppkommer.

Även reaktionerna av vind mot gaveln skall beräknas. Enligt 5.3.1 är

$$H = \frac{3 \cdot q_{\text{red}}}{10} \cdot b(2h + 4\ddot{o} + b \cdot \tan \beta)$$

dvs

$$H = \frac{3 \cdot 0,490}{10} \cdot 8(2 \cdot 2,4 + 4 \cdot 0,3 + 8 \cdot \tan 45) = 16,46 \text{ kN}$$

blir den totala horisontallasten som huset måste stabileras för i riktning tvärs gaveln.

Lyftkrafter orsakade av vind mot gavel beräknas enligt avsnitt 5.3.2. Vi har att

$$R_1 = \frac{q_{\text{red}} \cdot b}{2} \text{ kN/m huslängd}$$

dvs

$$R_1 = \frac{0,490 \cdot 8}{2} = 1,96 \text{ kN/m huslängd}$$

och

$$R_2 = \frac{R_1}{2} = \frac{1,96}{2} = 0,98 \text{ kN/m huslängd.}$$

Med öppning i gaveln mot vinden får vi ett inre övertryck av storleken (enl avsnitt 5.3.4)

$$\Delta R = 0,7 \cdot q_{\text{red}} \cdot \frac{b}{2} \text{ kN/m huslängd}$$

dvs

$$\Delta R = 0,7 \cdot 0,490 \cdot \frac{8}{2} = 1,37 \text{ kN/m huslängd.}$$

Detta ger

$$R_1 = (1,96 + 1,37) = 3,33 \text{ kN/m huslängd}$$

$$R_2 = (0,98 + 1,37) = 2,35 \text{ kN/m huslängd.}$$

Som mothållande kraft kan normenligt viss del av takkonstruktionens egentygnder utnyttjas. Enligt tidigare beräkningar blev egentygnder $0,372 \text{ kN/m}^2$. Längsväggen belastas då av

takets egentygnd med $\frac{8}{2} \cdot 0,372 = 1,488 \text{ kN/m}$. Dimensionerande

lyftkrafter med öppning i gaveln blir nu

$$R_{1 \text{ dim}} = 3,33 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 2,34 \text{ kN/m huslängd}$$

eller $1,2 \cdot 2,34 = 2,81 \text{ kN/takstol}$

$$R_{2 \text{ dim}} = 2,35 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 1,36 \text{ kN/m huslängd}$$

eller $1,2 \cdot 1,36 = 1,63 \text{ kN/takstol}$.

I hörn beräknas lyftkraften till

$$R_3 = 0 \text{ ty } \tan\beta > 0,2$$

$$R_4 = \frac{17 \cdot q_{\text{red}}}{20} \cdot t_2(b + 2t) \text{ kN/hörn}$$

dvs

$$R_4 = \frac{17 \cdot 0,490}{20} \cdot 0,3(8 + 2 \cdot 0,3) = 1,07 \text{ kN/hörn}$$

$$R_5 = \frac{q_{\text{red}}}{40} \cdot b \cdot \sqrt{12b^2 + b^2 \tan^2\beta + 6b \tan\beta - 3h^2} \text{ kN/hörn}$$

dvs

$$R_5 = \frac{0,490}{40} \cdot \frac{8}{12} (12 \cdot 0,3^2 + 8^2 \cdot \tan^2 45^\circ + 6 \cdot 8 \cdot 0,3 \cdot \tan 45^\circ - 3 \cdot 2,4^2) = 0,51 \text{ kN/hörn.}$$

Total lyftkraft vid hörn blir nu

$$R_{\text{hörn}} = -(0 + 1,07 + 0,51) = -1,58 \text{ kN/hörn}$$

Som mothållande kraft utnyttjas gavelns egentygnd. Gaveln

belastar ett hörn med $\frac{8}{2} \cdot 0,296 = 1,18 \text{ kN}$. Dimensionerande

lyftkraft vid hörn blir då

$$R_{\text{hörn}} = 1,58 - \frac{2}{3} \cdot 1,18 = 0,79 \text{ kN/hörn.}$$

Vi ser att ett förankringsbehov föreligger för lyftkrafter orsakade av vind mot gavel, i vilken det finns en öppning.

Exempel 2.

1½-planshus från exempel 1, med annat geografiskt läge, samt större taksprång. Beteckningar enligt figur 5.4.1 och med följande mått:

$$\begin{aligned}\beta &= 45^\circ \\ b &= 8 \\ l &= 12 \\ h &= 2,4 \\ \ddot{o} &= 0,3 \\ t &= 0,6 \\ t_2 &= 0,4 \\ s^2 &= 0,3\end{aligned}$$

kust, utsatt läge, jämn terräng, öppning i gavel.

$$v_{\text{red}} = 0,837 \cdot 13(2 + \log(0,3 + 2,4 + 0,3 + 4,0)) = 30,96 \text{ m/s}$$

och

$$q_{\text{red}} = 0,6(30,96)^2 \cdot 10^{-3} = 0,575 \text{ kN/m}^2$$

Man bör observera att den vindhastighet, som t ex anges i väderleksrapporten, blir i detta fall $0,75 \cdot 30,96 \approx 23 \text{ m/s}$.

Vid de fortsatta beräkningarna kan dessa förenklas genom att utnyttja resultaten från exempel 1. Vi får då en proportiona-

$$\text{litetsfaktor } \frac{0,575}{0,490} = 1,17.$$

Vind mot långsidan.

Då $\beta = 45^\circ$ gäller fall 1.

$$H = 1,17 \cdot 38,81 = 45,41 \text{ kN}$$

$$R_A = -1,17 \cdot 0,10 = -0,12 \text{ kN/m}$$

$$R_B = -1,17 \cdot 0,29 = -0,34 \text{ kN/m}$$

Inget förankringsbehov mot lyftkrafter föreligger.

Vind mot gavel

$$H = 1,17 \cdot 16,46 = 19,32 \text{ kN}$$

$$R_1 = 1,17 \cdot 1,96 = 2,30 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = \frac{R_1}{2} = 1,15 \text{ kN/m}$$

$$\Delta R = 1,17 \cdot 1,37 = 1,61 \text{ kN/m}$$

$$R_1 + \Delta R = 2,30 + 1,61 = 3,91 \text{ kN/m}$$

$$R_2 + \Delta R = 1,15 + 1,61 = 2,76 \text{ kN/m}$$

$$\text{Takkonstruktionens egentyngd} = 0,372 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Längsväggen belastas med } \frac{8}{2} \cdot 0,372 = 1,488 \text{ kN/m}$$

$$R_{1 \text{ dim}} = 3,91 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 2,92 \text{ kN/m} \\ = 3,50 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{2 \text{ dim}} = 2,76 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 1,77 \text{ kN/m} \\ = 2,12 \text{ kN/takstol}$$

$R_{\text{hörn}}$ beräknas nu.

$$R_3 = 0$$

$$R_4 = \frac{17 \cdot 0,575}{29} \cdot 0,4(8 + 2 \cdot 0,6) = 1,80 \text{ kN/hörn}$$

$$R_5 = 1,17 \cdot 0,51 = 0,60 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{\text{hörn}} = 1,80 + 0,60 = 2,40 \text{ kN/hörn}$$

$$\text{Gavelns egentyngd } \frac{8}{2} \cdot 0,296 = 1,18 \text{ kN utnyttjas som mothållande}$$

kraft. Vi får

$$R_{\text{hörn dim}} = 2,40 - \frac{2}{3} \cdot 1,18 = 1,61 \text{ kN/hörn}$$

Förankringsbehov föreligger för lyftkrafterna.

Beräkningskontroll av vind i 45° vinkel rakt mot hörn, visar att detta fall ej blir dimensionerande.

Exempel 3.

Detta exempel avser ett 1-planshus med ett lätt tak. Mått och beteckningar enligt figur 5.4.2.

Följande antages gälla:

$$\begin{aligned}\beta &= 14^{\circ} \\ b &= 8 \\ l &= 14 \\ h &= 2,4 \\ \ddot{o} &= 0,2 \\ t &= 0,3 \\ t_2 &= 0,3 \\ s &= 0,3\end{aligned}$$

Inlandet, skyddat läge, jämn terräng, öppning i gavel.

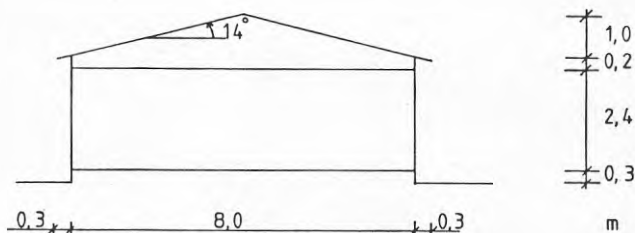


Fig 5.4.2 1-planshuset i exempel 3.

Observera att beräknat

$$h_w = 0,3 + 2,4 + 0,2 + 1,0 = 3,9 \text{ m}$$

vilket medför att vi måste räkna med $h_w = 4,0 \text{ m}$ i fortsättningen.

$$v_{\text{red}} = 0,837 \cdot 9,6(2 + \log 4) = 20,91 \text{ m/s}$$

$$q_{\text{red}} = 0,6(20,91)^2 \cdot 10^{-3} = 0,262 \text{ kN/m}^2$$

Vind mot långsida.

Då $\beta = 14^{\circ}$ gäller fall 3.

$$\begin{aligned}H &= \frac{0,262 \cdot 14}{100} (60 \cdot 2,4 + 120 \cdot 0,2 - \\ &\quad - (29 \cdot 8 + 178 \cdot 0,3) \tan 14^{\circ}) = 3,55 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$R_A = \frac{0,262}{500 \cdot 8} ((239 - 30 \cdot \tan^2 14^\circ) 8^2 - ((8 - 8 \cdot 0,3)^2 - 525 \cdot 0,3^2) \tan^2 14^\circ + 917 \cdot 0,3 \cdot 8 + 461 \cdot 0,3^2 + 300 \cdot 0,2^2) = 1,14 \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{0,262}{500 \cdot 8} (890 \cdot 0,3 \cdot 8 + 395 \cdot 8^2) - 1,14 = 0,66 \text{ kN/m}$$

Öppningar i gaveln mot vinden ger ett inre övertryck.

$$R = 0,7 \cdot 0,262 \cdot \frac{8}{2} = 0,73 \text{ kN/m}$$

Egenvikten av en lätt takkonstruktion är beräknad till 0,30 kN/m² horisontalyta.

Längsväggen belastas med $\frac{8,6}{2} \cdot 0,30 = 1,29 \text{ kN/m}$

$$R_{A \text{ dim}} = 1,87 - \frac{2}{3} \cdot 1,29 = 1,01 \text{ kN/m} \\ = 1,21 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{B \text{ dim}} = 1,52 - \frac{2}{3} \cdot 1,29 = 0,66 \text{ kN/m} \\ = 0,79 \text{ kN/takstol}$$

Vind mot gavel.

$$H = \frac{3 \cdot 0,262}{10} \cdot 8(2 \cdot 2,4 + 4 \cdot 0,2 + 8 \cdot \tan 14^\circ) = 4,78 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{0,262 \cdot 8}{2} = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = \frac{R_1}{2} = 0,52 \text{ kN/m}$$

$$R = 0,73 \text{ kN/m}$$

Egenvikten är 1,29 kN/m

$$R_{1 \text{ dim}} = 1,78 - \frac{2}{3} \cdot 1,29 = 0,92 \text{ kN/m} \\ = 1,10 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{2 \text{ dim}} = 1,25 - \frac{2}{3} \cdot 1,29 = 0,39 \text{ kN/m} \\ = 0,47 \text{ kN/takstol}$$

$R_{\text{hörn}}$ beräknas.

$$R_3 = 0$$

$$R_4 = \frac{17 \cdot 0,262}{20} \cdot 0,3(8 + 2 \cdot 0,3) = 0,57 \text{ kN/hörn}$$

$$R_5 = \frac{0,262}{40} \cdot \frac{8}{14} (12 \cdot 0,2^2 + 8^2 \cdot \tan^2 14^\circ + 6 \cdot 8 \cdot 0,2 \cdot \tan 14^\circ - 3 \cdot 2,4^2) = -0,04 \text{ kN/hörn}$$

dvs

$$R_{\text{hörn}} = R_3 + R_4 + R_5 = 0 + 0,57 - 0,04 = 0,53 \text{ kN/hörn}$$

Exempel 4.

1-planshus av bungalowtyp. Mått och beteckningar enligt figur 5.4.3.

Följande storheter gäller för huset:

$$\begin{aligned} \beta &= 9^{\circ} \\ b &= 8 \\ l &= 15 \\ h &= 2,4 \\ \ddot{o} &= 0,2 \\ t &= 1,5 \\ t_2 &= 1,0 \\ s &= 0,3 \end{aligned}$$

Kust, jämn terräng, öppningar i gaveln.

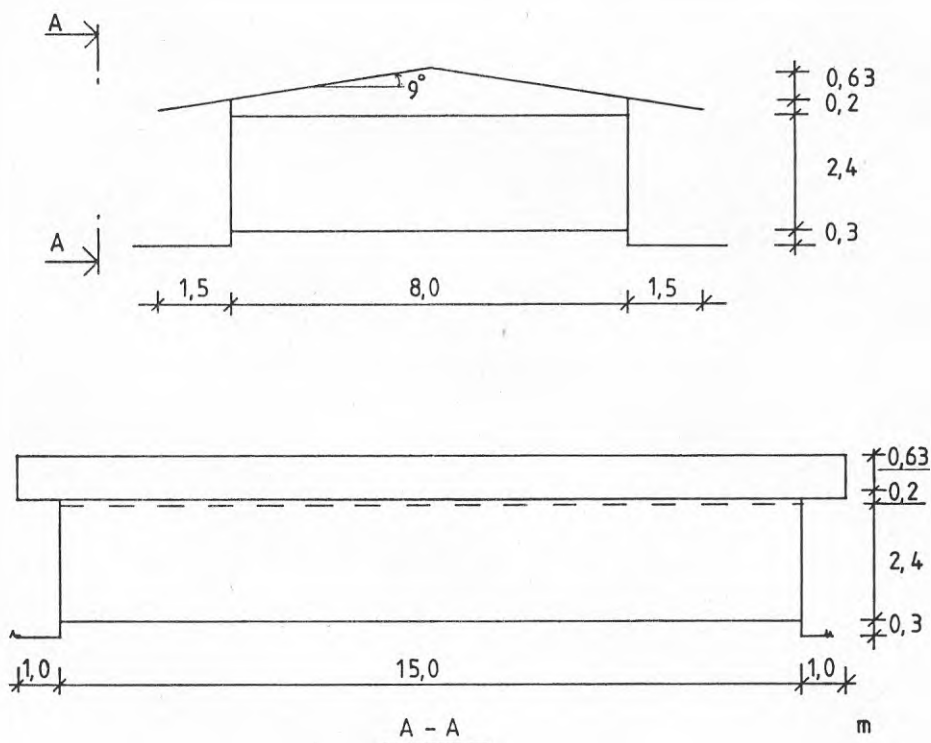


Fig 5.4.3 1-planshus i exempel 4.

Beräkna h_w .

$$h_w = 0,3 + 2,44 + 0,2 + 0,63 = 3,53 \text{ m}$$

Då beräknat h_w är mindre än 4 m, måste vi normenligt sätta $h_w = 4 \text{ m}$.

$$v_{\text{red}} = 0,837 \cdot 13(2 + \log 4) = 28,31 \text{ m/s}$$

och

$$q_{\text{red}} = 0,6(28,31)^2 \cdot 10^{-3} = 0,481 \text{ kN/m}^2.$$

Vind mot långsidan.

Då $\beta = 9^\circ$ gäller fall 3 avseende 1-planshus.

$$H = \frac{0,481}{100} 15(60 \cdot 2,4 + 120 \cdot 0,2 - (29 \cdot 8 + 178 \cdot 1,5)\tan 9^\circ) = 6,42 \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{0,481}{500 \cdot 8} ((239 - 30 \cdot \tan^2 9^\circ)8^2 - ((8 - 8 \cdot 1,5)^2 - 525 \cdot 1,5^2) \tan^2 9^\circ + 917 \cdot 1,5 \cdot 8 + 461 \cdot 1,5^2 + 300 \cdot 0,2^2) = 3,29 \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{0,481}{500 \cdot 8} (890 \cdot 1,5 \cdot 8 + 395 \cdot 8^2) - 3,29 = 1,04 \text{ kN/m}$$

$$\Delta R = 0,7 \cdot 0,481 \cdot \frac{8}{2} = 1,35 \text{ kN/m}$$

Takkonstruktionens egenvikt är beräknad till $0,28 \text{ kN/m}^2$ horisontalyta, dvs $0,28 \cdot \frac{11}{2} = 1,54 \text{ kN/m}$ långsida.

$$R_{A_{\text{dim}}} = 4,64 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 3,61 \text{ kN/m} = 4,34 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{B_{\text{dim}}} = 2,39 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 1,36 \text{ kN/m} = 1,64 \text{ kN/takstol}$$

Vind mot gavel.

$$H = \frac{3 \cdot 0,481}{10} \cdot 8(2 \cdot 2,40 + 4 \cdot 0,2 + 8 \cdot \tan 9^\circ) = 7,93 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{0,481 \cdot 8}{2} = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = \frac{R_1}{2} = 0,96 \text{ kN/m}$$

Öppningar i gaveln mot vinden ger ett inre övertryck.

$$\Delta R = \frac{0,7 \cdot 0,481 \cdot 8}{2} = 1,35 \text{ kN/m}$$

Egenvikt hos takkonstruktionen är 1,54 kN/m långsida.

$$R_{1 \text{ dim}} = 3,27 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 2,24 \text{ kN/m} \\ = 2,69 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{2 \text{ dim}} = 2,31 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 1,28 \text{ kN/m} \\ = 1,54 \text{ kN/takstol}$$

$R_{\text{hörn}}$ beräknas.

$$R_3 = \frac{0,481}{50} (8 + 2 \cdot 1,5)^2 = 1,16 \text{ kN/hörn}$$

$$R_4 = \frac{17 \cdot 0,481}{20} \cdot 1,0(8 + 2 \cdot 1,5) = 4,50 \text{ kN/hörn}$$

$$R_5 = \frac{0,481}{40} \cdot \frac{8}{15} (12 \cdot 0,2^2 + 8^2 \cdot \tan^2 9^\circ + 6 \cdot 8 \cdot 0,2 \cdot \\ \cdot \tan 9^\circ - 3 \cdot 2,4^2) = -0,09 \text{ kN/hörn}$$

$$R_{\text{hörn}} = 1,16 + 4,50 - 0,09 = 5,57 \text{ kN/hörn}$$

Beräkningskontroll av vind i 45° vinkel rakt mot hörn, visar att detta fall ej blir dimensionerande.

Exempel 5.

1-planshuset enligt exempel 4, men med annat höjdläge. Huset är beläget på en höjd 10 m ovanför omgivande terräng, i övrigt samma förutsättningar.

Beräkna h_w .

$$h_w = 10 + 3,53 = 13,53 \text{ m}$$

$$v_{\text{red}} = 0,837 \cdot 13(2 + \log 13,53) = 34,07 \text{ m/s}$$

$$q_{\text{red}} = 0,6(34,07)^2 \cdot 10^{-3} = 0,697 \text{ kN/m}^2$$

Då endast q_{red} skiljer de båda exemplen 4 och 5 åt, tillämpas proportionering för de fortsatta beräkningarna. Proportionalitetsfaktorn blir alltså $\frac{0,697}{0,481} = 1,45$.

Vind mot långsidan.

$$H = 1,45 \cdot 6,42 = 9,31 \text{ kN}$$

$$R_A = 1,45 \cdot 3,29 = 4,77 \text{ kN/m}$$

$$R_B = 1,45 \cdot 1,04 = 1,51 \text{ kN/m}$$

$$\Delta R = 1,45 \cdot 1,35 = 1,96 \text{ kN/m}$$

$$R_{A_{\text{dim}}} = 4,77 + 1,96 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 5,70 \text{ kN/m} \\ = 6,84 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{B_{\text{dim}}} = 1,51 + 1,96 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 2,44 \text{ kN/m} \\ = 2,93 \text{ kN/takstol}$$

Vind mot gavel.

$$H = 1,45 \cdot 7,93 = 11,50 \text{ kN}$$

$$R_1 = 1,45 \cdot 1,92 = 2,78 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = 1,45 \cdot 0,96 = 1,39 \text{ kN/m}$$

$$\Delta R = 1,96 \text{ kN/m}$$

$$R_{1_{\text{dim}}} = 2,78 + 1,96 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 3,71 \text{ kN/m} \\ = 4,46 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{2_{\text{dim}}} = 1,39 + 1,96 - \frac{2}{3} \cdot 1,54 = 2,32 \text{ kN/m} \\ = 2,79 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{\text{hörn}} = 1,45 \cdot 5,57 = 8,08 \text{ kN/hörn}$$

Exempel 6.

$1\frac{1}{2}$ -planshuset enligt exempel 2, men med läge enligt exempel 5,
dvs

$$h_w = 10 + 0,3 + 2,4 + 0,3 + 4 = 17,0 \text{ m}$$

Detta ger

$$v_{\text{red}} = 0,837 \cdot 13(2 + \log 17,0) = 35,15 \text{ m/s}$$

$$q_{\text{red}} = 0,6(35,15)^2 \cdot 10^{-3} = 0,741 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Proportionalitetsfaktorn blir } \frac{0,741}{0,575} = 1,29.$$

Vind mot långsida.

$$H = 1,29 \cdot 45,60 = 58,82 \text{ kN}$$

$$R_A = -1,29 \cdot 0,12 = -0,15 \text{ kN/m}$$

$$R_B = -1,29 \cdot 0,34 = -0,44 \text{ kN/m}$$

Inget förankringsbehov mot lyftkrafter.

Vind mot gavel.

$$H = 1,29 \cdot 19,32 = 24,92 \text{ kN}$$

$$R_1 = 1,29 \cdot 2,30 = 2,97 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = 1,29 \cdot 1,15 = 1,48 \text{ kN/m}$$

$$\Delta R = 1,29 \cdot 1,61 = 2,08 \text{ kN/m}$$

$$R_{1\text{dim}} = 5,05 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 4,06 \text{ kN/m} \\ = 4,87 \text{ kN/takstol}$$

$$R_{2\text{dim}} = 3,56 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 2,57 \text{ kN/m} \\ = 3,08 \text{ kN/takstol}$$

För att underlätta en dimensionering av de vindstabiliserande åtgärderna, kan följande beräkningsgång vara till nytta:

Grunddata

- 1 Bestäm aktuella storheter för huset. Nödvändigt är att känna till

- β - taklutningen, grader
- b - husbredd, meter
- l - huslängd, meter
- \ddot{o} - höjd från uk takstol till ök yttertak, meter
- h - höjd ök golvstomme till uk takstol, meter
- s - sockelhöjd, meter
- t - taksprång - långsida, meter
- t_2 - taksprång - gavel, meter

Beteckningarna finns också förtydligade i tidigare redovisade figurer.

- 2 Bestäm höjden över omgivande terräng, h_w . Observera att

$$h_{w_{\min}} = 4 \text{ meter.}$$

- 3 Bestäm värdet k i formeln för vindhastighet, beroende av geografiskt läge!

- 4 Bestäm v_{red} .

- 5 Bestäm q_{red} .

Vind mot långsida enligt 5.3.1:

- 6 Bestäm aktuellt fall 1-4, beroende på taklutningen β .

- 7 Beräkna H (H_{A-B} och H_{F-G} vid 2-våningshus).

- 8 Beräkna R_A och R_B , samt i förekommande fall R_F och R_G .

Vind mot gavel enligt 5.3.2:

- 9 Beräkna H .
- 10 Beräkna R_1 och R_2 .
- 11 Beräkna R_3 , R_4 och R_5 , dvs $R_{\text{hörn}}$.

Vind i 45° vinkel mot hussidorna enligt 5.3.3:

- 12 Bestäm aktuellt fall beroende på taklutningen β .
- 13 Beräkna R-krafterna.

Stabilisering och förankring:

- 14 Beräkna eventuellt tillägg för inre övertryck, ΔR på grund av öppningar mot vinden.
- 15 Beräkna egentyngder.
- 16 Beräkna dimensionerande lyftkrafter.
- 17 Dimensionera stabiliseringsåtgärderna.
- 18 Dimensionera förankringarna.

6 STÖDKONSTRUKTIONER KRAV, UTFÖRANDE OCH KOSTNADER

6.1 Allmänna krav på stödkonstruktioner

Det allmänna kravet är att stommen under uppbyggnaden dels skall få rätta mått och dels skall vara stabil inte bara i det färdiga huset utan också i tillräcklig mån under hela byggprocessen. Vindlasterna (se kap 5) utgör den allt överskuggande påfrestningen när det gäller trähusens stabilitet. I den mån material t ex gipsskivepackar inlagras som skall bäras av eventuella icke färdigställda bärande konstruktioner kan särskilda stödkonstruktioner bli aktuella. Sådana behandlas ej i denna utredning. Likaledes behandlas ej åtgärder i småhus som ej tillhör kategorin trähus.

6.1.1 Uppriktning av stommen i tidigt skede

Vid resning av väggstommen i bottenvåningen stöddes konstruktionen vanligen med snedställda trästrävor med i praktiken varierande dimensioner. Infästningen av strävor sker vanligen med trådspik med dimensioner från 75 nr 28 till 125 nr 40. Beroende på golvkonstruktionen spikas strävornas nedre ända antingen i golvbjälkar eller mot klossar infästade i golvs betongplatta. Justerbara stålsträvor kan också förekomma varvid infästningen nedtill t ex sker med expanderande fästdon i betonggolvet och upptill mot väggen med t ex fransk skruv. Det antal strävor som behövs för ett vanligt småhus är 4 till 8 st per långsida och 2 till 4 st per gavel. Där inre bärande vägg förekommer måste även denna primärt strävas. Vissa strävor, särskilt vid hörn, spikas direkt mot regelverket. Ovanstående gäller allmänt, oberoende av om det gäller lösvirkeshus eller byggsystem med små eller stora helt eller delvis färdiga väggelement. Till bilden hör att väggstommarna ibland byggs liggande på golvet för att sedan resas. Olika grader av färdigställande från enbart regelverk till halvt färdiga väggelement förekommer.

Så snart de bärande väggstommarna är resta skyndar man sig vanligen att resa takstolar och att helt eller delvis färdigställa yttertaket så att man i fortsättningen kan arbeta under tak.

Det är i detta skede som särskilda överväganden måste göras så att stabiliteten blir betryggande.

6.1.2 Den halvfärdiga byggnadens och stödkonstruktionens egenskaper

När taket är på och så småningom dessutom väggar inklädda utgör byggnaden ett betydande vindfång så att hänsyn måste tagas till uppkommande vindkrafter. Om då ytterväggarna och eventuellt vissa inre väggar är färdiga fungerar byggnaden i

princip som en färdig byggnad vad gäller upptagning av vindlaster. Men om t ex endast ytterväggarna är färdiga och den tillfälliga strävningen mot dessa ej är borttagen så måste bjälklaget över bottenvåningen i samverkan med yttertaket bilda en överkonstruktion med förmågan att överföra de laster som angriper mot husets centrala delar till ytterväggarna. Överkonstruktionen måste med andra ord kunna fungera som balk eller skiva med förmåga att uppta moment och tvärkrafter.

Funktionen kan schematiskt åskådliggöras med följande figur.

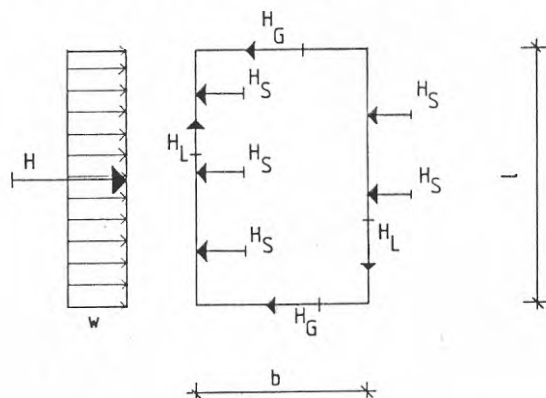


Fig 6.1.1 Vindlasten och stödkrafter hos den halvfärdiga byggnaden.

w = vindlast kN/m som uppfångas av bjälklaget

H = total horisontallast = $w \cdot l$ kN

H_G = kraft som upptages i gavel

H_S = kraft som upptages i strävor eller tvärväggar

Villkoret $H = \sum H_G + \sum H_S$ måste vara uppfyllt.

I verkligheten varierar krafterna H_G och H_S beroende på styvheten hos bjälklaget som skiva eller balk. Vidare måste krafterna ställa in sig så att summa moment = noll dvs, så att systemet inte vrider sig. Detta innebär att om, som i figuren ovan, strävsystemet med krafterna H_S , är excentriskt placerat, så blir t ex kraften i den nedre gavlen på figuren större än i den övre gaveln. Om den nedre gavels kraftsystem ger efter så vrider systemet motsols. En sådan vridning kan förhindras genom t ex krafter H_L i långsväggarna. En korrekt beräkning blir sammanfattningsvis mycket svår eftersom systemet i sin helhet är höggradigt statiskt obestämt. I denna rapport går vi ej närmare in på invecklade beräkningsmetoder. Vi förutsätter i stället att strävningssystemen utformas symmetriskt så att t ex de båda gavlarna fångar upp lika last vardera. Vi antar också att bjälklaget som balk eller skiva är mycket styvt i jämförelse med det mothållande strävsystemet. Genom att dessutom antaga att strävsystemen tar upp

krafter i förhållande till sin kapacitet och att bjälklaget håller samman för uppträdande moment och tvärkrafter räcker det att uppfylla villkoret $H = \Sigma H_G + \Sigma H_S$ d v s att summan av de olika strävsystemens krafter = totala horisontalkraften av vind mot bjälklaget.

Om seriösa beräkningar i speciella fall blir nödvändiga överläter rapporten till konstruktörerna att lösa problemen. Allmänna beräkningsmetoder kommer framdeles att publiceras i samband med omnämnda utredningar om de färdiga husens stabilitet.

Ovan har vi begränsat diskussionen till den mest väsentliga funktionen, nämligen upptagningen av horisontalkrafterna. I efterföljande beräkningsexempel behandlar vi också de lyftkrafter som kan uppkomma och ger exempel på hur förankring kan ske.

De moderna byggnadssätten är sådana att svårigheter uppstår att i detta skede säkert beräkna hållfastheten hos balken eller skivan. Erfarenheten från praktiken visar dock att den kraftöverförande funktionen torde vara tillräcklig. I inget av kända skadefall har brister i denna funktion varit den primära skadeorsaken. I denna rapport behandlas därför ej balkverkan hos överkonstruktionen. Detta utesluter inte att man åtminstone överslagsmässigt måste kontrollera att överkonstruktionen uppfyller rimliga hållfasthetskrav. Den särskilda styrgruppen för forskning kring stabilitet hos färdiga småhus kommer att aktivera forskning på detta område.

6.2 Exempel på beräkning och utformning av stödkonstruktioner

I detta avsnitt kommer vi att redovisa ett exempel på hur man beräknar stabiliseringsbehoven och dimensionerar olika system för stabilisering mot vind under byggnadstiden.

Inledningsvis beräknas laster av vind dels tvärs, dels längsmed byggnaden. Effekterna av inre övertryck och takets egen tyngd beaktas också. Därefter kan förankringsbehoven beräknas. Huset dimensioneras för tre olika alternativa stabiliseringsmetoder. De system som redovisas är stabilisering med strävor, med uppstyvande skivmaterial eller med speciella strävbockar. Exempelen är grundligt genomarbetade, så att den ovane byggnadsteknikern själv kan utföra en dimensionering av erforderliga stabiliseringsåtgärder för sitt aktuella fall.

6.2.1 Lastberäkningar

Vi väljer ett 1½-planshus med vanliga mått. Se figurerna 6.2.4 och 6.2.5.

Husets högsta höjd över omgivande mark

$$= 0,3 + 2,4 + 0,3 + 0,5 \cdot 8,0 \tan 45^{\circ} = 7,0 \text{ m.}$$

Huset antages beläget i inlandet i oskyddat läge.

$$q_{\text{red}} = 0,7 \cdot 0,6(12(2 + \log 7,0))^2 \cdot 10^{-3} = 0,490 \text{ kN/m}^2$$

Taksprånget antages = 0,3 m runt om.

Inverkan av vind tvärs:

Vindlastyta A_1 :

Vindlastytans höjd inom huslängden 12 m =

$$= 0,5 \cdot 2,4 + 0,3 + 0,5 \cdot 8,0 \cdot \tan 45^{\circ} = 5,5 \text{ m.}$$

Höjdmåttet för gavelsprångets vindfång =

$$= (0,3 + 0,5 \cdot 8,0) \tan 45^{\circ} = 4,3 \text{ m.}$$

$$\text{Total vindlastyta } A_1 = 5,5 \cdot 12,0 + 4,3 \cdot 2 \cdot 0,3 = 68,6 \text{ m}^2.$$

Horisontalkraften av vind tvärs är då =

$$= \mu_{\text{tot}} \cdot q_{\text{red}} \cdot A_1 = 1,2 \cdot 0,490 \cdot 68,6 = 40,3 \text{ kN}$$

Kraftresultanten ger också vertikalkrafter i väggarna. Dessa vertikalkrafter kan beräknas med formel enligt kapitel 5. De vertikalkrafter som där framräknas innefattar ej inverkan av gavelsprånget. Denna inverkan är så begränsad att vi kan bortse därifrån. Vi får då

$$\begin{aligned} R_A &= \frac{q_{\text{red}}}{20 \cdot b} (12\ddot{o}^2 - 4b^2 + 3b \cdot \tan\beta(b \cdot \tan\beta + 4\ddot{o})) = \\ &= \frac{0,490}{20 \cdot 8} (12 \cdot 0,3^2 - 4 \cdot 8^2 + 3 \cdot 8 \cdot 1,0(8 \cdot 1,0 + \\ &\quad + 4 \cdot 0,3)) = -0,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$R_B = -\frac{q_{\text{red}}}{10} \cdot b - R_A = -\frac{0,490}{10} \cdot 8 + 0,10 = -0,29 \text{ kN/m}$$

Några lyftkrafter av vind tvärs uppstår alltså inte.

Enligt den allmänna formeln blir horisontalkraften

$$\begin{aligned} H &= \frac{q_{\text{red}}}{5} (3 \cdot h + 6\ddot{o} + 3b \tan\beta) = \\ &= \frac{0,490}{5} 12(3 \cdot 2,4 + 6 \cdot 0,3 + 3 \cdot 8 \cdot 1,0) = 38,8 \text{ kN.} \end{aligned}$$

De utspringande gavelsprånget ger på samma sätt som ovan

$$\text{tillskottet } 2 \cdot 0,3 \cdot 4,3 \cdot 0,490 = 1,26 \text{ kN} \cong 1,3 \text{ kN.}$$

Vi får totalt $38,8 + 1,3 = 40,1$ kN dvs praktiskt taget det-samma som vi först beräknade. Vi räknar med $40,1$ kN.

Inverkan av vind längs:

Vindlastyta A_2 :

Aktuell vindlastyta =

$$= A_2 = (0,5 \cdot 8,0 + 0,3) \cdot 8,0 + 0,5(8,0 \cdot 0,5 \cdot 8,0 \cdot \tan 45^\circ) = \\ = 12,0 + 16,0 = 28,0 \text{ m}^2$$

Total horisontell vindlast längs = $1,2 \cdot 0,490 \cdot 28,0 = 16,5$ kN.

Vind längs ger också lyftkrafter av sådan storleksordning att de måste beaktas. Lyftkrafterna beräknas enligt formler i kapitel 5.

Lyftkraft i längsväggarna:

Byggnaden i huvudsak tät:

Inom sträckan $(0,5b + t - t_2) = 0,5 \cdot 8 + 0,3 - 0,3) = 4,0$ m av längsväggen närmast gaveln i lovert kan vi räkna med lyftkraften

$$R_2 = \frac{b}{2} \cdot q_{\text{red}} = \frac{8}{2} \cdot 0,49 = 1,96 \text{ kN/m.}$$

På resten av längsväggen verkar samtidigt lyftkraften

$$R_1 = \frac{8}{4} \cdot 0,49 = 0,98 \text{ kN/m.}$$

Härtill kommer lyftkrafter som kan antagas koncentrerade till hörnen i lovertgaveln.

$$R_{\text{hörn}} = R_3 + R_4 + R_5$$

När $\tan \beta > 0,2$ eller $\beta > \text{ca } 11,3^\circ$ är $R_3 = 0$

$$R_4 = 0,85(b + 2t) \cdot t_2 \cdot q_{\text{red}} = 0,85(8 + 2 \cdot 0,3) \cdot 0,3 \cdot 0,490 = \\ = 1,08 \text{ kN}$$

$$R_5 = \left(\frac{b\ddot{o}^2}{2} + \frac{b^3 \cdot \tan^2 \beta}{24} + \frac{b^2 \cdot \ddot{o}}{4} \cdot \tan \beta - \frac{b \cdot h^2}{8} \right) \cdot \frac{q_{\text{red}}}{2 \cdot l} = \\ = \left(\frac{8 \cdot 0,3^2}{2} + \frac{8^3 \cdot 1,0^2}{24} + \frac{8^2 \cdot 0,3}{4} \cdot 1,0 - \frac{8 \cdot 2,4^2}{8} \right) \cdot \frac{0,490}{2 \cdot 12} = \\ = 0,42 \text{ kN}$$

Vi får $R_{\text{hörn}} = 0 + 1,08 + 0,42 = 1,50$ kN.

Om vi betraktar den ena längsväggen och tänker oss att byggnaden är lika utsatt för vind mot den andra gaveln så får vi följande lastbild när det gäller vindlyftkrafter.

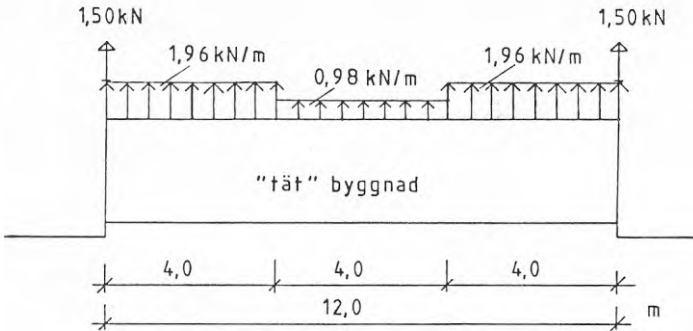


Fig 6.2.1

Byggnaden har stora öppningar i gaveln till höger men är i övrigt så tät att invändigt övertryck uppstår när vinden kommer från höger:

Lyftkrafterna i längsväggarna ökar då med

$$0,5 \cdot b \cdot 0,7 \cdot q_{\text{red}} = 0,5 \cdot 8,0 \cdot 0,7 \cdot 0,490 = 1,37 \text{ kN/m.}$$

$$R_{1\text{max}} = 0,98 + 1,37 = 2,35 \text{ kN/m}$$

$$R_{2\text{max}} = 1,96 + 1,37 = 3,33 \text{ kN/m}$$

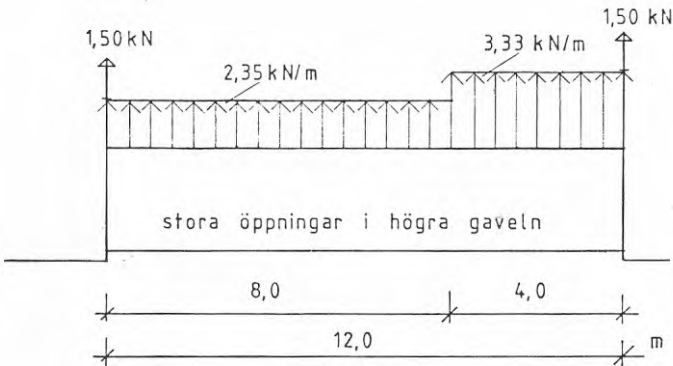


Fig 6.2.2

De framräknade lyftkrafterna motverkas av egentygden hos takkonstruktionen. I fortsättningen görs beräkningar av egentygden under olika förutsättningar.

Vi beräknar först takets egentyngd med endast takstolar, vattentak, tegelläkt samt mellanbjälkar, plastfolie och glespanel:

Överväningen omfattar (1 takstol + 1 mellanbjälke)/1,2 m, glespanel 28 x 70 c/c 0,3 m samt 3,2 mm glasfiberförstärkt board med format 1600 x 1300 och skarvlängd i båda kanter = 100 mm. Tegelläkt 50 x 75 c/c 380 mm.

Yttertakets egentyngd blir:

$$\text{Board: } \frac{1,6 \cdot 1,3}{1,5 \cdot 1,2} \cdot 0,0033 \cdot 10 = 0,038 \text{ kN/m}^2 \text{ (1utande)}$$

$$\text{Tegelläkt } 1,0 \cdot 0,05 \cdot 0,075 \cdot 6/0,38 = 0,059 \text{ kN/m}^2 \text{ (1utande)}$$

Takstol: Högben	6,295	· 2	· 0,045	· 0,195	· 6	= 0,663 kN
Underram	7,805	· 0,045	· 0,195	· 6	= 0,411 kN	
Mellanbjälke	8,00	· 0,045	· 0,195	· 6	= 0,421 kN	
Hanbjälke	2,759	· 0,045	· 0,170	· 6	= 0,127 kN	
Stödben	2	· 1,052	· 0,045	· 0,095	· 6	= <u>0,054 kN</u>
						1,675 kN

Last av takstol och mellanbjälkar per

$$\text{m}^2 \text{ planyta} = \frac{1,675}{1,2 \cdot 8,0} = \underline{0,175} \text{ kN/m}^2$$

Last av board och tegelläkt per

$$\text{m}^2 \text{ planyta} = \frac{2 \cdot 6,45(0,038 + 0,059)}{8,0} = \underline{0,156} \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Glespanel} = 0,028 \cdot 0,070 \cdot 6/0,30 = \underline{0,039} \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plastfolie, genomtrampningssäker} \approx 0,0002 \cdot 10 = \underline{0,002} \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total egentyngd av taket} &= 0,175 + 0,156 + 0,039 + 0,002 = \\ &= \underline{0,372} \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Egentyngd hos gavelspets:

Reglar 45 x 120 c/c 0,6 m	0,045	· 0,12	· 6/0,6	= 0,054 kN/m ²
5 cm fasadskiva	0,050	· 0,58	= 0,029 kN/m ²	
			S:a	0,083 kN/m ²

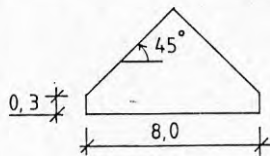


Fig 6.2.3 Gavelspetsen

$$\begin{aligned} \text{Gavelspetsens tyngd} &= 8,0(0,3 + 4/2) \cdot 0,083 = 1,527 \text{ kN} \\ \text{Därtill kommer i princip } \frac{1}{2} \text{ takstol} &= 1,675/2 = \underline{0,838} \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{S:a } 2,365 \text{ kN}$$

Vi fördelar takets "allmänna" tyngd enbart på långsidornas remstycken:

$$\text{Lasten då} = 4,0 \cdot 0,372 = 1,488 \text{ kN/m långvägg}$$

$$\text{Lasten på gaveln enligt ovan} = 2,365/8 = 0,296 \text{ kN/m}$$

Last från taksprång + $\frac{1}{2}$ takstolsavstånd av vattentak och

$$\text{tegelkläkt} = \frac{(0,6 + 0,3) \cdot 2 \cdot 6,45(0,038 + 0,059)}{8,0} = 0,141 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total last på gavelväggen} = 0,296 + 0,141 = 0,437 \text{ kN/m gavel}$$

Vi dimensionerar först för "tät" byggnad:

Enligt SBN får man reducera lyftkrafter med 2/3 av egentyngden.

Längsvägg med $R_2 = 1,96 \text{ kN/m}$:

Takets egentyngd belastar längsväggen med 1,488 kN/m.

$$\text{Dimensionerande lyftkraft} = 1,96 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 0,97 \text{ kN/m}$$

$$\text{Detta ger} = 1,2 \cdot 0,97 = \underline{1,16 \text{ kN per takstol}}$$

Längsvägg med $R_1 = 0,98 \text{ kN/m}$:

$$\text{Dimensionerande lyftkraft} = 0,98 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 0,01 \text{ kN/m}$$

Förankring erfordras sålunda inte i längsväggens mittparti.

Vi antar att gavelns egentyngd kan utnyttjas som mothåll för hörnkrafterna 1,5 kN/hörn.

$$\text{Halva gavelpetsens egentyngd} = 2,37/2 = 1,18 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensionerande lyftkraft vid hörn} &= 1,5 - \frac{2}{3} \cdot 1,18 = \\ &= \underline{0,71 \text{ kN/hörn}} \end{aligned}$$

Dimensionering med öppning i högra gaveln:

Längsvägg med lyftkraften = 3,33 kN/m:

$$\text{Dimensionerande lyftkraft} = 3,33 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 2,34 \text{ kN/m}$$

$$\text{eller } 1,2 \cdot 2,34 = \underline{2,81 \text{ kN/takstol}}$$

Längsvägg med lyftkraften 2,35 kN/m:

$$\begin{aligned} \text{Dimensionerande lyftkraft} &= 2,35 - \frac{2}{3} \cdot 1,488 = 1,36 \text{ kN/m} \\ \text{eller } 1,2 \cdot 1,36 &= \underline{1,63 \text{ kN/takstol}} \end{aligned}$$

Förankring av takstolar:

Vi har ovan funnit 3 olika krav på takstolsförankring nämligen 1,16, 1,63 och 2,81 kN/takstol.

Vi tänker oss att takstolarna fästes med skräpspikar i remstycket. Detta förband kan då, om det utförs enligt SBN 1975 27:2223, beräknas medverka till förankring. Detta förutsätter dock att remstycket är vidare förankrat nedåt. Detta förutsätter antingen att t ex väggskiivorna är spikade mot remstycket eller att remstycket förankras med stålband. Vanlig gles spikning av skivor, ger små tillåtna krafter. Oftast är dessutom inte skiivorna uppsatta i det aktuella skedet. Stålbandet enbart runt remstycket skulle innebära merarbete, eftersom vi ändå dessutom måste förankra takstolen med stålband eller liknande. Vi finner det därför mest praktiskt att "direktförankra" takstolen med stålband som spikas i takstolen och den vertikala regeln som stödjer remstycket rakt under takstolen. Vi använder för spikning av stålbanden kort beslagspik t ex 35 x 31. Med bandstål som kraftförmedlare blir tillåten exceptionell last per spik =

$$= 1,4 \cdot 1,25 \cdot 0,35 = 0,613 \text{ kN/spik.}$$

$$F = 1,16 \text{ kN: Antal spik per bandända} \\ = 1,16/0,613 = 1,9 \Rightarrow 2 \text{ st/ända}$$

$$F = 1,63 \text{ kN: Antal spik} = 1,63/0,613 = 2,7 \Rightarrow 3 \text{ st/ända}$$

$$F = 2,81 \text{ kN: Antal spik} = 2,81/0,613 = 4,6 \Rightarrow 5 \text{ st/ända}$$

Observera att den utnyttjade vertikala regeln måste förankras vidare vid grundplattan eller bottensyllen till dess eventuellt egentynghden i takkonstruktionen ökat väsentligt eller skivor på väggarna ger hopförankring med syllen. Krav på förankring av syllen mot lyftning måste givetvis också beaktas.

I den ovan genomförda kalkylen har vi räknat med den minsta tänkbara egentynghden hos takkonstruktionen. I praktiken lägger man oftast upp diverse byggnadsmaterial i takbjälklaget före takläggningen. Detta är nästan en nödvändighet då det gäller 1½-planshus där det i övervåningen behövs åtskilligt med skivmaterial, som det vore svårt att lasta in när tak och väggar är inklädda. Placeringen av gipsskivebuntarna kan eventuellt anpassas till lyftkrafternas fördelning. Eftersom en sådan anpassning kan vara svår att styra räknar vi för säkerhets skull med att lasten från golv- och väggskiivor blir jämnt fördelade längs huset. I vårt exempel blir övervåningens golvyta ca 55 m² och ytan av gipsskiivorna ca 110 m². Detta ger lasten $55 \cdot 0,022 \cdot 6,7 + 110 \cdot 0,013 \cdot 9,0 = 21,0 \text{ kN}$. Vi förutsätter nu att all denna last kan utnyttjas som mothållande egentynghd och att den, liksom när vi diskuterat egentynghden i övrigt, kan utnyttjas som last på långsväggarna för att där minska förankringsbehovet. Detta förutsätter i sin tur att bjälklags- och takstolssystemet kan uppfattas som fribärande mellan ytterväggarna.

Betraktelsesättet torde vara rimligt med tanke på totalstyvheten hos hela överkonstruktionen i ett 1½-planshus, även om, som i exemplet, konstruktionen slutligen vilar också på en långsgående hjärtvägg i husmitt.

Skivmaterialet ger sålunda lasten $\frac{21,0}{2 \cdot 12,0} = 0,88$ kN/m yttervägg eller $1,20 \cdot 0,88 = 1,05$ kN per takstolsända.

De tidigare beräknade förankringsbehoven

$F = 1,16, 1,63$ resp $2,81$ kN per takstol minskar då till

$$F = 1,16 - \frac{2}{3} \cdot 1,05 = 1,16 - 0,70 = 0,46 \text{ kN,}$$

$$F = 1,63 - 0,70 = 0,93 \text{ kN och}$$

$$F = 1,81 - 0,70 = 2,11 \text{ kN.}$$

Eftersom varje spik i stålbandet klarar $0,613$ kN blir antalet spikar per bandända då $1, 2$ resp 4 st jämfört med tidigare $2, 3$ resp 5 st.

Om vi tänker oss att takstolsändar och ändar av mellanbjälkar är skräspikade i remstycket och att konstruktionen har förmåga att fördela lasterna lika på alla ändar så blir lasterna per ända $0,23, 0,47$ resp $1,06$ kN. Dessa laster är så små att vi prövar med skräspikning och förutsättningen att remstycket är förankrat. Utan att här i detalj gå in på förbandets utseende konstaterar vi att med skräspikar i 45° vinkel 125 nr 40 enligt SBN 1975 27:2223 per par kan tillåta en exceptionell kraft

$$= 2 \cdot 1,4 \cdot \tau_b \cdot d(1 - 1,5 \cdot d) =$$

$$= 2 \cdot 1,4 \cdot 0,7 \cdot 4(63,6 - 1,5 \cdot 4) = 452 \text{ N}$$

$\cong 0,45$ kN och sålunda med 4 st skräspikar $\cong 0,90$ kN.

Vi ser att det faktiskt blir möjligt att med enbart skräspikning erhålla tillräcklig förankring, om skräspikningen utföres väl vid både takstolar och mellanbjälkar. I praktiken torde vissa ytterligare laster och egentygnder tillkomma som kompenserar de små skillnaderna mellan beräknade laster och tillåtna laster i skräspikarna. Vi måste också betänka att sannolikheten för att de framräknade lasterna är mycket liten samtidigt som i princip förbanden torde ha lägst säkerhetsfaktorn $2,0$ vid exc. lastfall.

Emellertid krävs som sagt att remstycket är förankrat. Om denna förankring anses uppfyllt med enbart väggskivornas spikar i remstycket måste tillses att denna spikning är tillfyllest. Ett vanligt krav är spikavståndet max 150 mm. Avståndet mellan bjälkänder och takstolsändar är 600 mm. Detta betyder $600/150 = 4$ st spikar per skräspiksfäste. Enligt SBN 1975 Småhus tillåts 100 N per gipsskivespik och 150 N per K-boardspik. Provningsresultat tyder på möjligheten att öka lasten per gipsskivespik. Med 150 N/spik och c/c 150 mm får vi sålunda en tillåten lyftkraft i varje bjälk- och takstolsända $= 4 \cdot 150 = 600$ N $= 0,60$ kN och med c/c 100 mm $= 0,90$ kN. Om ytterväggarna sålunda förses med skivor och anpassad spikning förenklas förankringsåtgärderna ytterligare.

I vårt exempel med kostnadsberäkning av förankringsåtgärderna räknar vi dock med stålbandsförankring och speciella förankringsjärn.

Byggnader av den typ vi här diskuterar förses oftast med takpannor av betong. Egentyngden av dessa blir i vårt exempel

minst 40 kN som ger lasten $\frac{40}{2 \cdot 12} = 1,67$ kN/m längsvägg eller $1,2 \cdot 1,67 = 2,0$ kN/takstolsända.

Aterstående förankringsbehov när taket är färdigt blir då i

ogynnsammaste fall $2,11 - \frac{2}{3} \cdot 2,0 = 0,78$ kN per takstolsända

eller $0,78/2 = 0,39$ kN per takstolsända och ända av mellanbjälkar. Förutsättning är då att takpannorna läggs på samt skivmaterial för golv och väggar i övervåningen läggs in innan väggarna görs vindtäta. Det skulle då om remstycket är förankrat räcka med 2 skråspikar per bjälk- och takstolsända även i den svåraste situationen med vind mot en gavel med stora öppningar.

Vi vill här påpeka att i vårt exempel huset antages beläget i inlandet med oskyddat läge. Vid kusten ökar den primära vindlasten teoretiskt med 17,4 % och dimensionerande krafter för förankring ännu mer!

Som exempel ändras det maximala kravet ovan = 2,81 kN/takstol

till $1,2(3,33 \cdot 1,174 - \frac{2}{3} \cdot 1,488) = 3,50$ kN/takstol dvs en

ökning med 24,6 %.

Om å andra sidan huset kan anses ligga i skyddat läge i inlandet blir motsvarande maximala förankringskrav =

$= 1,2(3,33 \cdot 0,64 - \frac{2}{3} \cdot 1,488) = 1,37$ kN/takstol dvs en

minskning till ungefär hälften.

Vi har här fått väl klart för oss vad t ex skyddat läge betyder.

3,50 kN/takstol vid kusten är ju ca 2,6 ggr mer än 1,37 kN/takstol vid skyddat läge i inlandet. Skillnaden blir procentuellt ännu större där förankringsbehoven inom byggnaden är mindre.

Vi har ovan beräknat behovet av förankring mot lyftkraften under olika förutsättningar. Vi fann att för den aktuella husformen förankring krävs då vinden blåser rakt mot gaveln. Vi har också undersökt fallet med vind i 45° vinkel mot hussidorna. Detta ger också lyftkrafter men av betydligt mindre storlek och som därför inte dimensionerar.

Stabilisering mot horisontalkrafter

Nu återstår att ge bottenvåningens stomme sin stabilitet mot horisontella krafter.

Övervåningens konstruktion måste vara tillräckligt sammanhållen för att kunna fungera som horisontell "balk" eller "skiva" så att lastöverföring kan ske till de punkter eller linjer där strävningstätningarna sätts in.

Vi förutsätter att detta är fallet. Vi måste dock inskräpa kravet på att en verkligt sammanhållen konstruktion föreligger. Ett minimum bör vara att mellanbjälklaget är försett med glespanel där varje bräda infästes med 2 spikar per takstol samt att bjälklaget dessutom innehåller minst genomtrampnings-säker armerad plastfolie. Vidare bör yttertakets t ex innehålla ett väl påspikat "vattentak" av board samt fribärande tegelläkt. Bättre är givetvis hel panel och papp med strö- och tegelläkt.

6.2.2 System med strävor

Vi väljer först att räkna med trästrävor, det av traditionen naturliga och hittills vanligaste sättet. För att få tillräcklig plats för spikar vid ändarna väljes den relativt breda dimensionen 125 x 25 och kvalitet övrigt konstruktionsvirke. För enkelhets skull väljer vi lutningen $\alpha = 45^\circ$ mot horisontalplanet. En mindre vinkel minskar kraften i strävan vid viss horisontalkraft men ger i stället krav på längre strävor och dessutom ökade hinder i bygget. Vi placerar strävor enligt figurerna 6.2.4 och 6.2.5.

Vi förutsätter vidare att varje sträva spikas med 4 st spik 100 nr 34 i vardera änden. Detta är möjligt med virkesbredden 125 mm. Tillåten kraft i en sträva blir då $1,4 \cdot 4 \cdot 0,45 = 2,52$ kN. Med angiven lutning 45° motsvaras detta av en horisontell kraft

$$= 2,52 \cdot \cos 45^\circ = 2,52 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 2,52 \cdot 0,707 = 1,78 \text{ kN/sträva.}$$

För vind tvärs åtgår sålunda $40,1/1,78 = 22,5$ dvs i praktiken 23 st verksamma stävor, varvid horisontalkraften per sträva = $40,1/23 = 1,743$ kN och normalkraften i strävan = $1,743 \cdot \sqrt{2} = 2,47$ kN. Detta måste sedan beaktas i båda strävändarna. På motsvarande sätt fås antalet verksamma strävor i längsriktningen = 10 st med normalkraften per sträva = 2,32 kN.

Vi måste nu skilja på strävor som kan spikas mot regelverket och sådana som placeras "fria" ut från väggarna. Strävor som kan spikas mot regelverket i korsningspunkter med regler kan beräknas upptaga såväl tryck- som dragkrafter. Därför kan alla sådana strävor i ett visst plan antagas medverka till lastupptagning, oberoende av lutningsriktning. Däremot kan fria

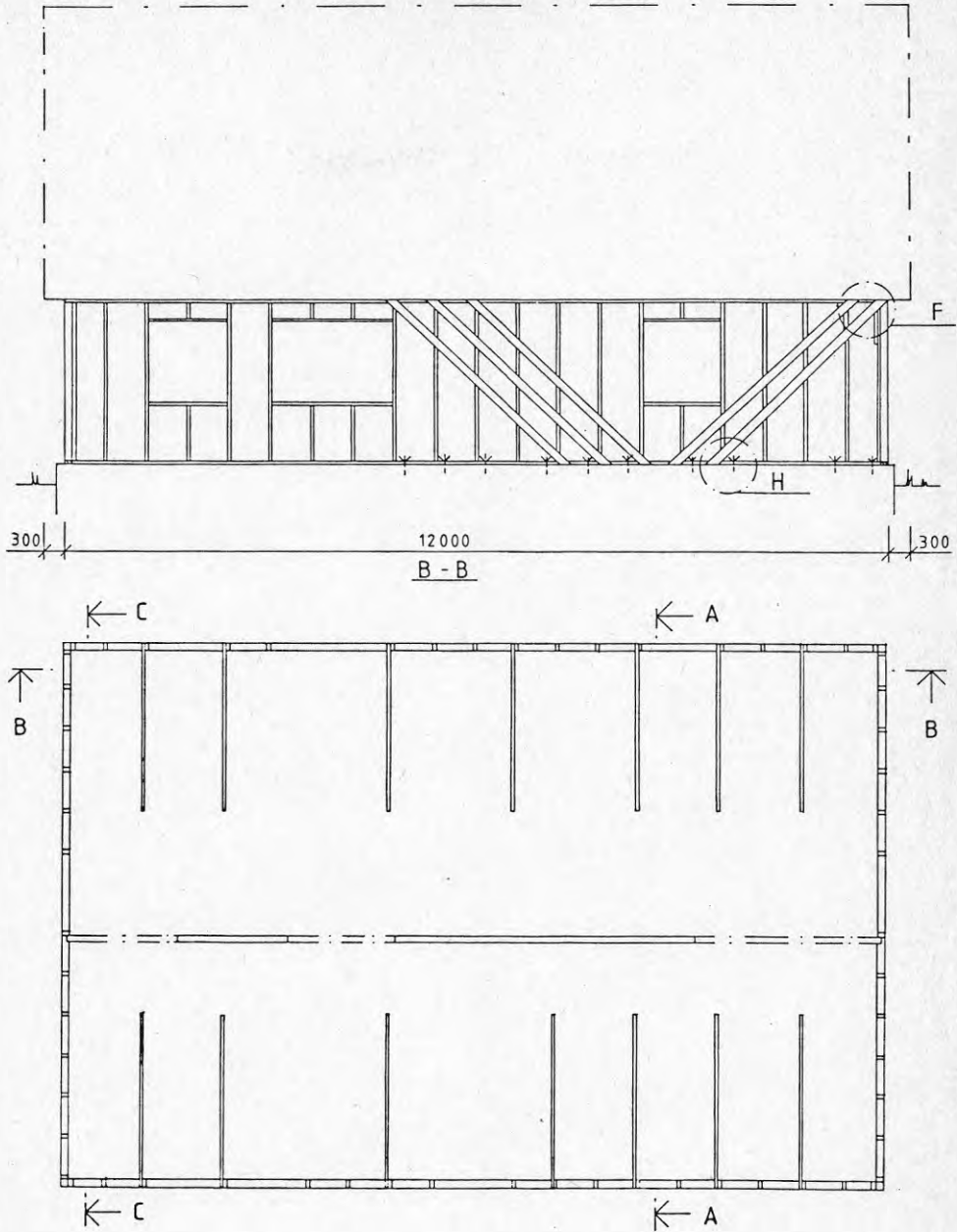


Fig 6.2.4 Systemet med strävor

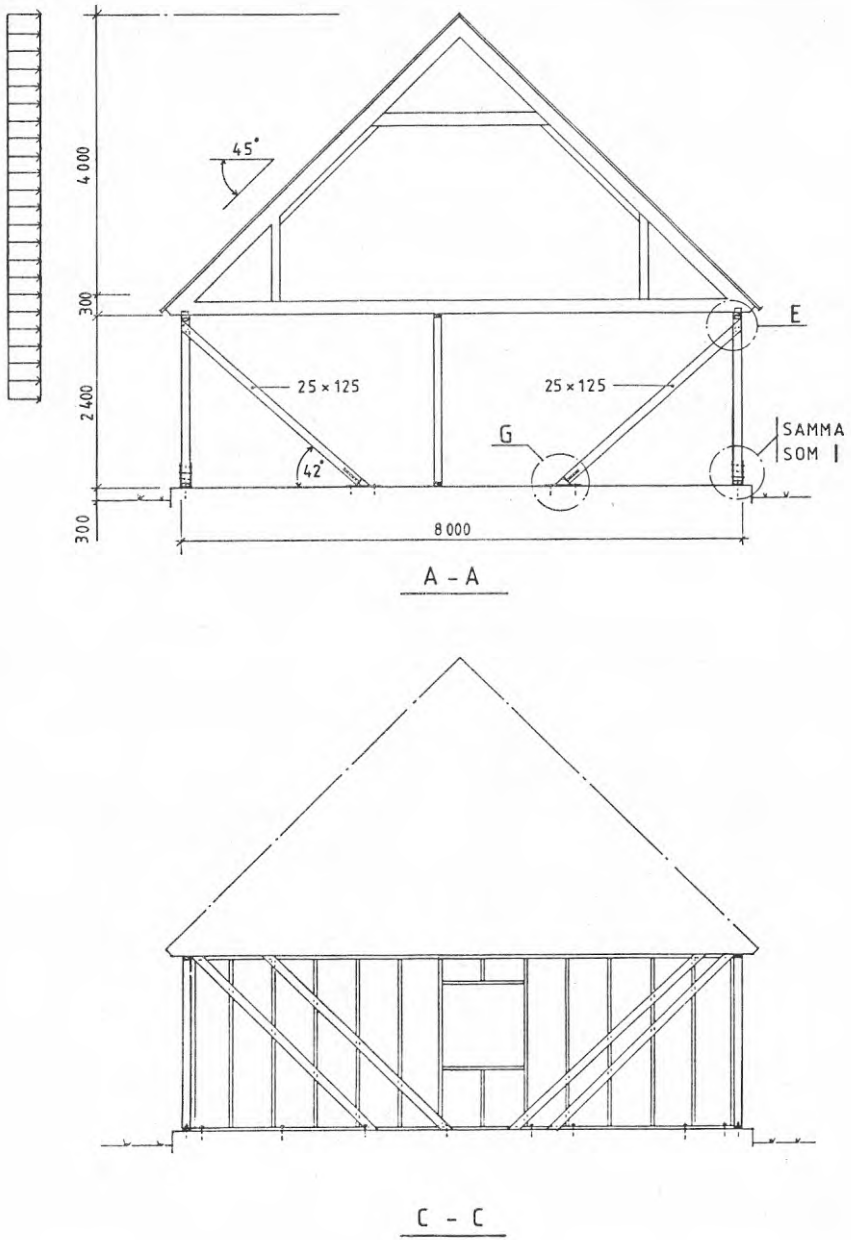


Fig 6.2.5 Systemet med strävor

strävor medräknas endast om de blir dragna. Med hänsyn till det hinder och kostnader som skulle uppstå med knäckavstyvningar är det orealistiskt att söka utnyttja fria strävor som tryckupptagande. Vi väljer först 7 st fria strävor ungefär jämt fördelade utefter vardera av långsväggarna och riktade ut från dessa ned mot fästen i golvet. Då krävs $(23-7)/2 = 8$ st verksamma strävor i varje gavel.

Eftersom strävändarna för att få fullgott fäste måste placeras i anslutning till vertikala regler, blir den enda praktiska möjligheten att undvika korsande strävor att i så fall luta alla 8 strävorna åt samma håll. Strävorna kommer trots detta att korsa eventuella fönster i gavlarna, vilket bör undvikas. Detta kan ske genom att förstärka infästningarna för de 7 "fria" strävorna. Dessa spikas ju mot flatsidan på sina motsvarande vertikala väggreglar, där vi utan svårighet får plats med 8 st spikar i stället för 4. Infästningen mot golvet utför vi med stålband och speciella fästdon. Se figur 6.2.6. Den tillåtna horisontalkraften i en "fri" snedsträva ökar då till $2 \cdot 1,78 = 3,56$ kN. Med 7 förstärkta strävor återstår då per gavel $(40,1 - 7 \cdot 3,56)/2 = 7,6$ kN. 4 st strävor ger $4 \cdot 1,78 = 7,1$ kN. Resterande 0,5 kN per gavel skulle vi kunna negligera emedan de endast motsvarar ca 2,5 % av hela horisontalkraften. Men om vi lutar de fria strävorna 42° i stället för 45° ökar deras kapacitet till

$$\text{horisontalkraften } 3,56 \cdot \frac{\cos 42^\circ}{\cos 45^\circ} = 3,74 \text{ kN/st dvs totalt}$$

med $7(3,74 - 3,56) = 1,26$ kN. Därmed har bristen i gavlarna väl kompenserats.

Vi har nu att ta konsekvenserna i de "fria" strävorna så att deras ändförankringar fungerar. Vid golv redovisar vi detta med speciella beslag enligt figur 6.2.6. Vid remstycket väljer vi Kartro avväxlingsjärn för spik 35 x 31. Sådana avväxlingsjärn är avsedda att användas i par. 1 par 100 mm:s järn tillåter fullspikade med $2 \cdot 2 \cdot 9 = 36$ st spik en exceptionell last = $1,4 \cdot 4,5 = 6,3$ kN. För vår last = 3,74 kN väljer vi $2 \cdot 2 \cdot 6 = 24$ st spik jämnt fördelade i beslagen. Vi får

$$\text{då kapaciteten } \frac{24}{36} \cdot 6,3 = 4,2 \text{ kN dvs } 12 \% \text{ överkapacitet som}$$

vi anser behövt med tanke på att kraften från strävan kommer in något excentriskt i förbandet. Se figur 6.2.6. Ett motsvarande fäste måste också finnas på remstyckets översida för överföring av överkonstruktionens vindlast till remstycket, dvs i princip den last som orsakar kraften i strävan.

Den vertikala regeln vid den sk "fria" dragna strävan får en trycklast = $3,74 \cdot \tan 42^\circ = 3,74 \cdot 0,90 = 3,37$ kN (eller $8 \cdot 1,4 \cdot 0,45 \cdot \sin 42^\circ = 5,04 \cdot 0,67 = 3,37$ kN). Med strävans lutning = 45° blir trycklasten = $5,04 \cdot \sin 45^\circ = 3,56$ kN.

Vi kontrollerar regeln för 3,56 kN! För utknäckning i vecka riktningen av dimension 45 x 120 gäller

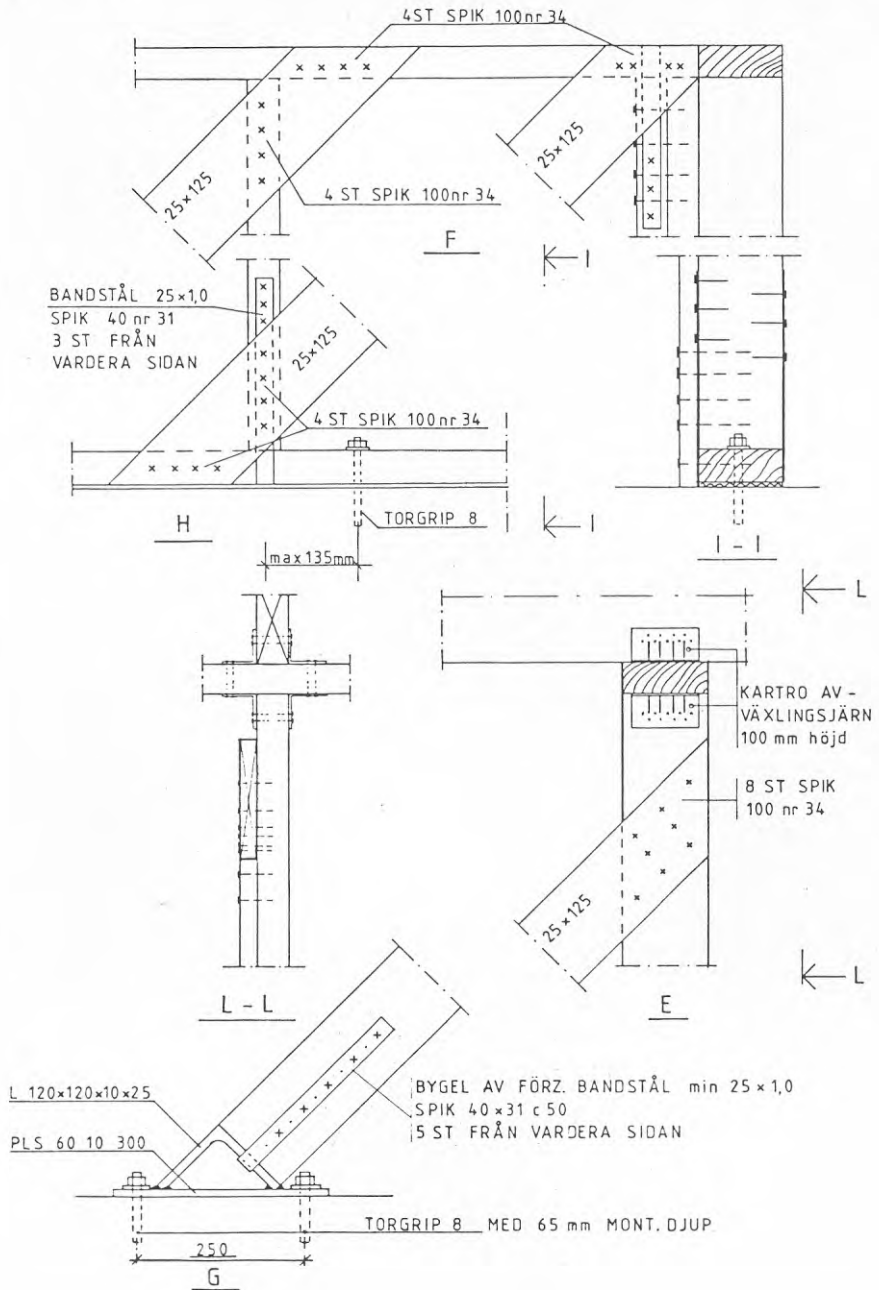


Fig 6.2.6 Systemet med strävor

$$i = 45 / \sqrt{12} = 13,0 \text{ mm}$$

$$\sigma_t = \frac{3560}{45 \cdot 120} = 0,66 \text{ MPa (exc)}$$

$$\text{För } \bar{\sigma}\text{-virke krävs då } k_\lambda = \frac{0,66}{1,4 \cdot 5,0} = 0,094$$

$k_\lambda = 0,10$ motsvarar maximalt tillåtet slankhetstal

$$l/i = 170 \text{ och sålunda } l_{\text{till}} = 170 \cdot i = 170 \cdot 13 = 2210 \text{ mm.}$$

Om höjd mellan betonggolv och takstol = 2440 mm blir regelns fria längd mellan syll och remstycke = 2440 - 2 · 45 = 2350 mm. Den aktuella knäcklängden kan då antagas vara mindre än 2210 mm tack vare inspänning genom plan anliggning! Den diskuterade vertikala regeln har emellertid i regel ett visst stöd mot utknäckning i vecka leden som ökar knäcksäkerheten. Stödet kan bestå av t ex de fasadskivor som är infästade i regeln samt, beroende på arbetssituationen, ofta också av isoleringen mellan reglarna. I den teoretiska behandlingen av regelns kapacitet tog vi ej hänsyn till att tryckkraften i praktiken förs in excentriskt i regeln genom att strävan är spikad mot reglens ena sida. En uppstyvning är därför önskvärd. Om en regel med sträva inte automatiskt får någon form av stöd mot knäckning i vecka leden så bör därför stöd ordnas t ex genom påspikning av en horisontell bräda mot regelverket på halva vägghöjden så att flera regler i sidled ger motstånd. Problemet med den begränsade knäcksäkerheten hos den vertikala regeln anger sålunda en gräns för den kraft som kan utnyttjas i dragna snedsträvor.

Vi godkänner sålunda regeln som trycksträva!

I husets längdriktning är horisontalkraften = 16,5 kN. 10 st strävor ger 10 · 1,78 = 17,8 kN. Vi väljer 5 st per långsida. Se figur 6.2.4.

Utan att här närmare gå in på beräkningen visar vi i figuren 6.2.6 hur strävornas infästning kan ordnas så att kraftöverföringen kan redovisas. Andra metoder kan väljas men vi önskar inskräpa att infästning enbart i den vertikala regeln, vilket ofta har skett i praktiken, på intet sätt ger erforderlig förankring. Detta gäller i första hand de strävor som är dragna. Strävor som är tryckta i viss vindriktning blir dragna vid motsatt vindriktning.

6.2.3 System med uppstyvande skivmaterial

I vissa fall kan tillåtas att man i ett tidigt skede av stombyggandet förser åtminstone delar av ytterväggarna med det skivmaterial som skall ingå i det färdiga huset. Så är t ex fallet med asfaltboard och fukttåliga gipsskivor. Skivorna används då som vindskydd på regelverkets utsida i det färdiga huset. Om skivorna spikas på betryggande sätt samt lämpliga förankringar utförs i ändarna av de väggdelar som utnyttjas, kan avsevärda krafter tagas upp. Metoden är i princip densamma

som anges i SBN 1975 Småhus 27:38. Tillåten kraft bestäms där av det antal spikar som finns utefter väggarna i horisontella rader. Normen anger att tillåten exceptionell tvärkraft per spik 35 x 17 med 13 mm gipsskivor kan sättas till 100 N samt med K-skivor till 150 N. Vidare föreskrivs att den i den aktuella situationen längsta, dvs styvaste, väggens spikkapacitet får utnyttjas till 100 % medan övriga väggar får utnyttjas i lägre proportion så att lasten per spik reduceras i förhållande till den aktuella väggens mindre längd.

Detta uttrycks med formeln $H_a = P \cdot n \cdot \frac{l_1}{l}$ med följande betydelser hos beteckningar:

H_a = tillåten horisontalkraft per väggdel

P = tillåten spiklast

n = antal spikar i takregeln

l_1 = längd hos aktuell väggdel ($l_{1\min} = 0,6$ m)

l = längden hos den längsta väggdelen

Minsta tillåtna spikavstånd 100 mm.

För gavel med längden 7,2 m och spikavståndet 100 mm blir alltså med enkel skiva tillåten total kraft med gipsskivor

$$= \frac{7200}{100} \cdot 100 = 7200 \text{ N} = 7,2 \text{ kN. Om väggen däremot skulle}$$

bestå av en del med $l = 4,8$ m och en annan del med

$l_1 = 2,4$ m så blir tillåten total last

$$= \frac{4800}{100} \cdot 100 + \frac{2400}{100} \cdot \frac{2,4}{4,8} \cdot 100 = 4800 + 1200 = 6000 \text{ N} = 6 \text{ kN.}$$

Provningar har emellertid visat att större laster kan tillåtas. Rockhammars Bruk utgav i mars 1978 en broschyr som ger enkla regler för vindavstyvning med asfaltboard. Gyproc AB meddelar i Gyproc-Nytt nr 3 1978 att en enkel dimensioneringsanvisning kommer att utges under 1979. Enligt samma information uppges dessutom att Planverket i nästa utgåva av SBN någon gång under 1979 kommer att ha ökat tillåten last per spik utöver vad som enligt ovan framgår av SBN 1975 Småhus 27:38.

För vårt exempel (se fig 6.2.7 och 6.2.8) väljer vi att utnyttja de tillåtna laster per skiva som framgår av Gyproc AB:s information nr 3. Vi förutsätter att man i vardera gaveln kan placera 5 st hela gipsskivor spikade mot regler c/c 100 mm i kanter och mellanregel. I vardera gaveln kan då upptagas kraften $5 \cdot 1,98 = 9,9$ kN dvs i båda gavlarna tillsammans = 19,8 kN.

Därutöver placerar vi i gavlarna 1 sträva i vardera hörnet dvs totalt 4 strävor som i tvärriktningen klarar $4 \cdot 1,78 = 7,1$ kN. Till gavlarna skall överföras $19,8 + 7,1 = 26,9$ kN dvs 13,5 kN/gavel. Härtill användes 5 st avvaxlingsjärn i varje gavel på samma sätt som beskrivits vid systemet med enbart strävor. Återstår att upptaga i "fria" strävor = $40,1 - 19,8 - 7,1 = 13,2$ kN. Med 4 st fria strävor i 45° vinkel och samma

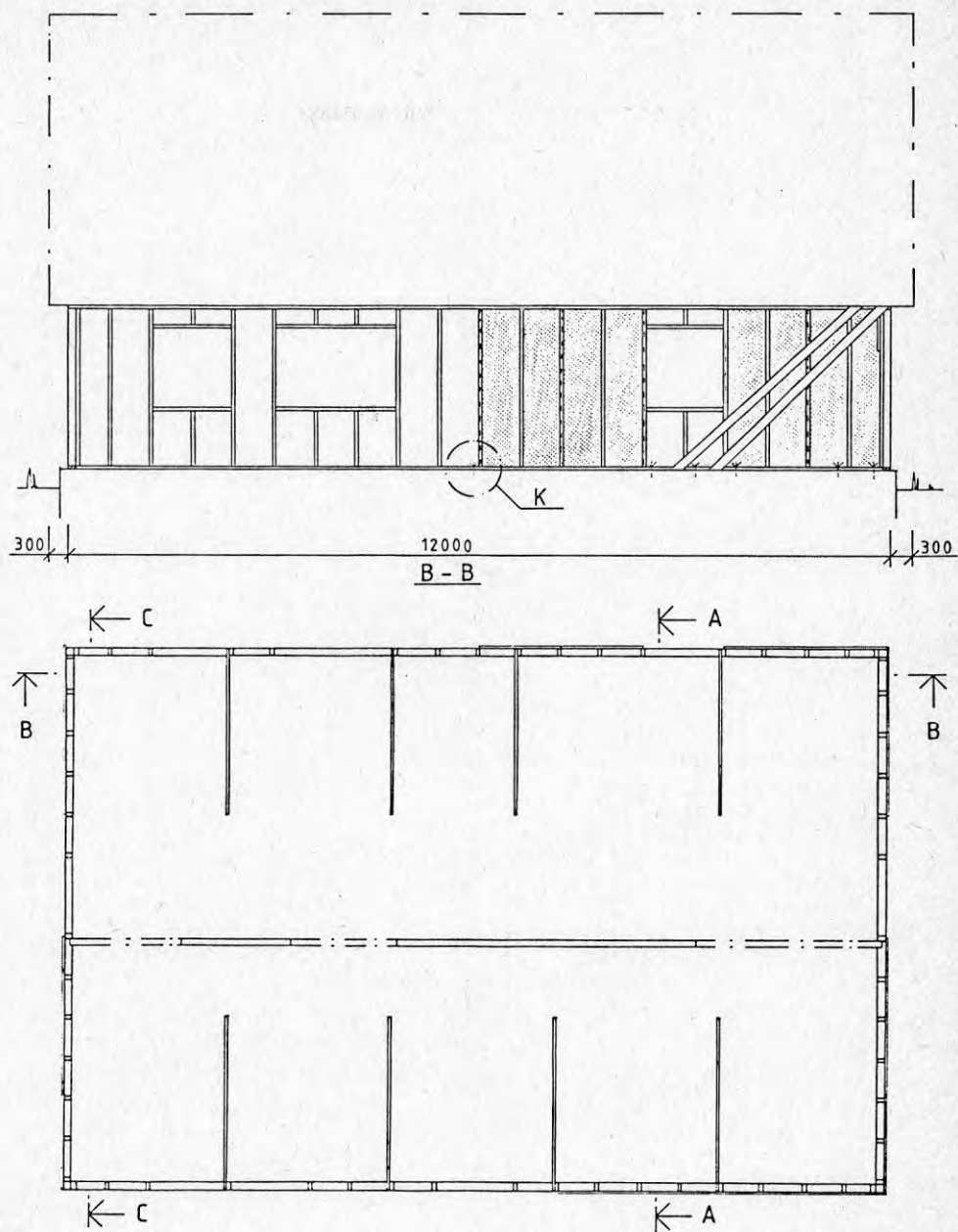


Fig 6.2.7 Systemet med uppstyvande skivmaterial

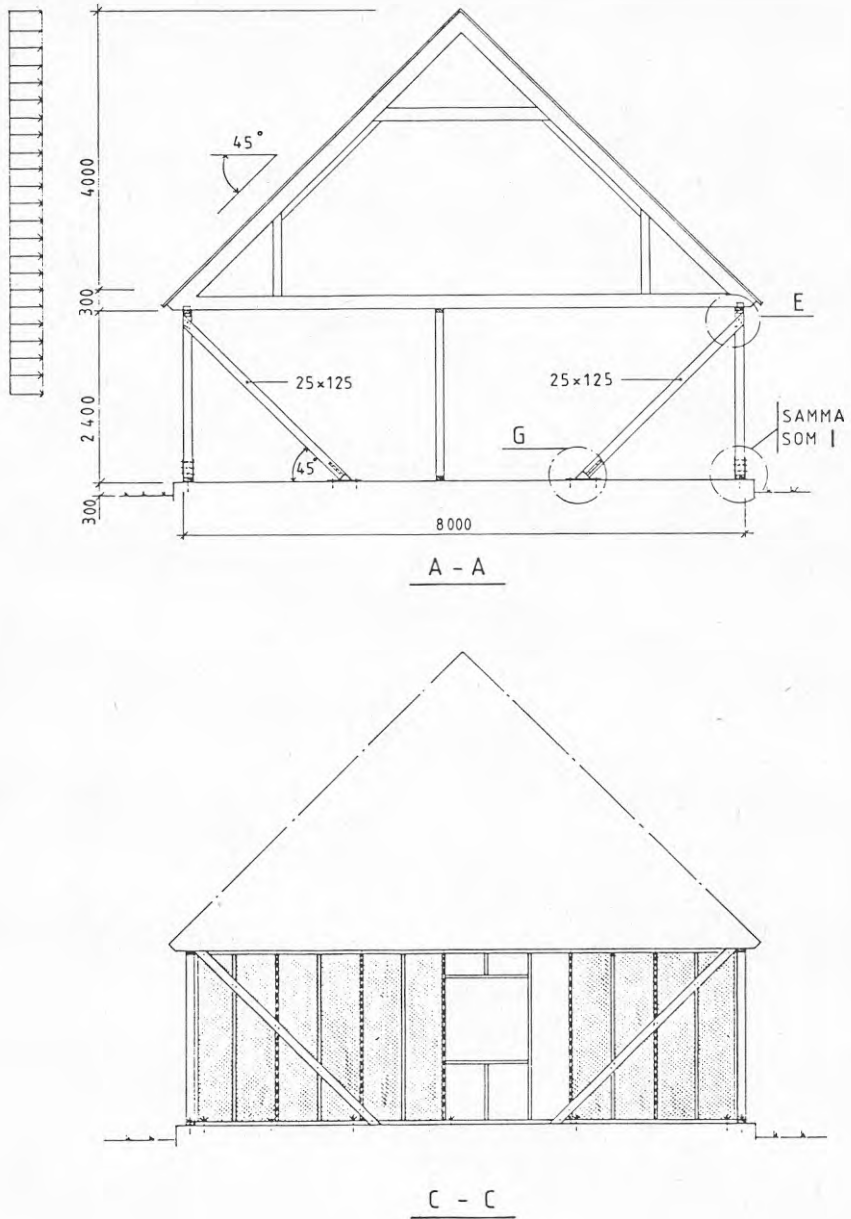


Fig 6.2.8 Systemet med uppstyvande skivmaterial

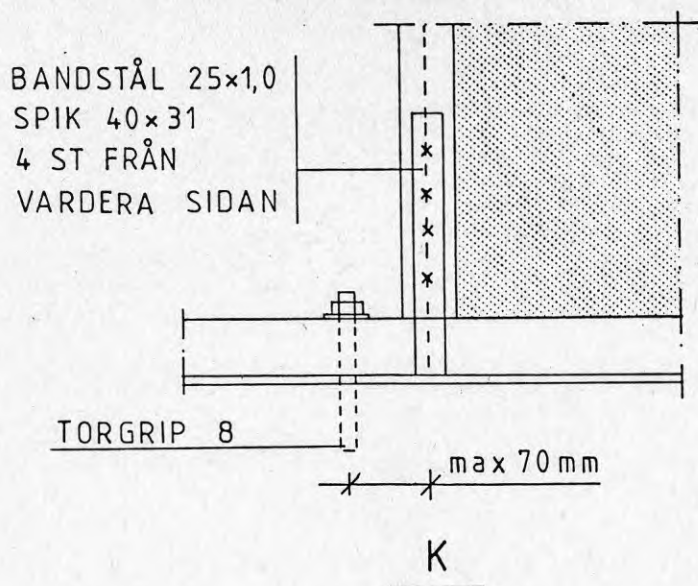


Fig 6.2.9 Förankring med bandjärn och bult

infästning som beskrivits ovan blir tillåten kraft i dessa
 $= 4 \cdot 3,56 = 14,2 \text{ kN}$. Totalt tillåten last $= 19,8 + 7,1 + 14,2$
 $= 41,1 \text{ kN}$.

I längsväggarna väljes att spika gipsskivor med spik c/c 150 mm. Vi utnyttjar först 2 strävor per långsida som sammanlagt klarar $4 \cdot 1,78 = 7,1 \text{ kN}$. Återstår $16,5 - 7,1 = 9,4 \text{ kN}$. Skivorna klarar $1,34 \text{ kN}$ per styck. Alltså åtgår i längsväggarna $9,4/1,34 = 7 \text{ st}$.

För säkerhets skull tillses att minst 4 st gipsskivor uppsättes i varje långsida som hjälp för strävsystemet. Detta är möjligt även med flera fönster i långsidorna.

Enligt t ex reglerna i Gyprocs information skall yttersta regeln i varje sammanhängande väggdel med skivor förankras med kraften $2 \cdot P_{\text{skiva}}$. Detta ger i gaveln förankringskraften

$2 \cdot 1,98 = 3,96 \text{ kN}$ och i längsväggen $= 2 \cdot 1,34 = 2,68 \text{ kN}$.

Erforderligt antal spik nr 31 i bandstål:

För gaveln $= \frac{3,96}{0,613} = 6,5 \Rightarrow 7 \text{ st}$ eller $2 \cdot 4 \text{ st}$

För långsidan $= \frac{2,68}{0,613} = 4,4 \Rightarrow 5 \text{ st}$ eller $2 \cdot 3 \text{ st}$

Med dubbelt bandstål 1×25 fås

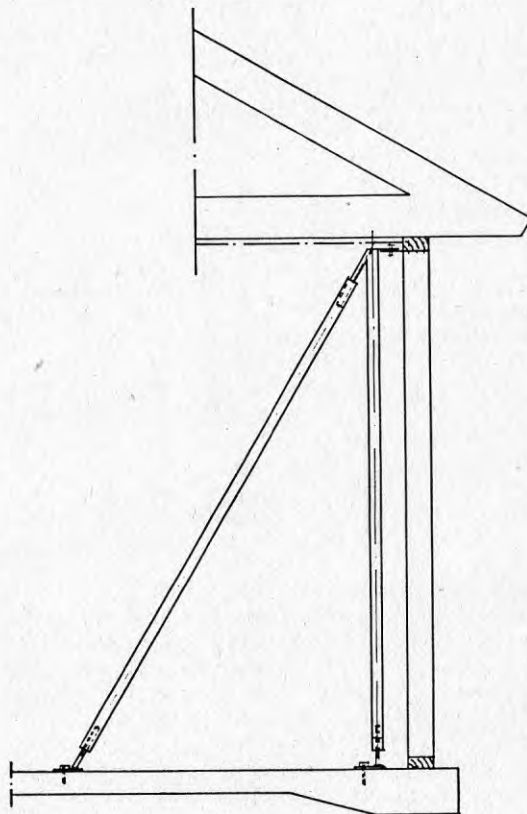
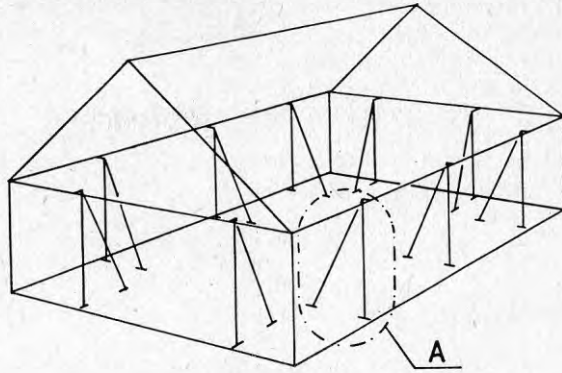
$\sigma_{\text{bandstål}} = \frac{3960}{2 \cdot 1(25 - 3,1)} = 90,4 \text{ MPa}$

Om bandstålet ej gjuts in i grunden kan det läggas runt syllen och syllen förankras med en närliggande expanderbult eller en på rätt punkt ingjuten grundbult. Se figur 6.2.9!

På samma sätt som sagts när det gäller förankring av strävor så kan givetvis tillgängliga egentyngder användas för att minska kravet på förankringar.

6.2.4 System med speciella strävbockar

Under utredningens gång har vi i ökande grad förstått att de åtgärder med strävor som vi menar behövs kommer att anses alltför omfattande och dyrbara samt hindrande för arbetet. Vi har därför sökt efter möjligheter att försvara lägre dimensionerande vindhastigheter och motsvarande mindre laster. Med tanke på vindens slumpmässiga karaktär och brist på statistik såväl i tiden som geografiskt är det tyvärr för dagen inte möjligt att försvara mindre dimensionerande last. För att ändå minska arbetet och förhoppningsvis också kostnaderna föreslår vi ett system med särskilda strävbockar. Dessa borde bli ekonomiska tack vare stor kapacitet, minskat arbete och upprepad användning. I vårt exempel, där den totala horisontal-



A

Fig 6.2.10 Systemet med strävbockar.

kraften i tvärled blir 40,1 kN, skulle det räcka med 6 st strävbockar för kraften i tvärriktningen, om bockarna dimensioneras för horisontalkraften 6,7 kN. Ett exempel på en sådan strävbock visas i figur 6.2.10. Infästning i trävirket kan ske med en spikplåt med stansade hål. Plåten fästes i remstyckets undersida och remstycket förankras vidare mot närliggande takstolar med avväxlingsjärn. Plåten kan lämnas kvar när fästet inte längre behövs.

Strävningen i husets längsled sker också med strävbockar, t ex 2 st vid varje gavel.

Arbetsättet och funktionen kan beskrivas som följer:

- 1 Bottensyllen utlägges och förankras i nödvändig utsträckning.
- 2 Vertikala reglars lägen intill blivande strävbockar markeras.
- 3 Bockarna infästes i bottenvåningens golv. Om golvet är betonggolv på mark eller ett betongbjälklag sker fastsättningen enkelt med tyngodkända expanderbultar. Om golvet är ett träbjälklag måste infästningarna särskilt dimensioneras för de relativt stora krafterna i fästena (exc ca \pm 12 kN). Detta kan t ex ske med flyttbara anordningar.
- 4 Regelverket och remstyckena monteras. Spikplåtarna kan fästas i remstyckets undersida före upplägningen.
- 5 Regelverk och remstycken riktas till sina rätta lägen med hjälp av de justerbara strävbockarna. På detta sätt sparar man in de annars nödvändiga tillfälliga "fria" trästrävorna som vanligen används för att rikta väggarna. De strävor som ändå behövs för att rikta hörnen kan spikas utan tanke på någon egentlig hållfasthet, dvs ungefär som ofta hittills skett med t ex 2 st 75 nr 28 och klent virke i strävorna.
- 6 Takstolar upplägges och fixeras med skräspikar samt stagas på vanligt sätt.
- 7 Beroende på takkonstruktionens blivande tyngd och beräknade vindlyftkrafter hopförankras väggar med takkonstruktionen, samt kompletteras vid behov förankringen till grunden.
- 8 Yttertaket byggs med önskad färdigställningsgrad.
- 9 Taket över bottenvåningen förses med t ex glespanel och armerad plastfolie.
- 10 Ytterväggarna vindtätas och förses i önskad utsträckning med isolering. Om det vindtätande materialet utgörs av styva skivor kan givetvis antalet strävbockar reduceras i motsvarande grad. Om öppningar lämnas, så att inre övertryck av vind kan uppstå, måste förankringar mot

vindlyft i vanlig ordning avpassas för detta.

- 11 Arbetena kan nu bedrivas inomhus utan annat hinder än de relativt fåtaliga strävbockarna. Bockarna förutsättes också så placerade att de senare i endast ringa mån hindrar uppsättning av ytterväggarnas innerskivor. Bockarna förutsättes t ex placerade mitt emellan regler så att spikning av skivor ej hindras.

Bockarna placeras så långt från regelverket att skivorna kan föras in mellan bock och regelverk. I detta arbetsmoment förlorar bocken sin stödjande funktion genom att fästplåten i bockens överända lossas. Plåten bockas in i väggen och förloras, varvid dock tillses att isoleringen ej skadas. I sammanhanget dras också fuktspärren (plastfolien) förbi. Så snart skivan är uppspikad kan bocken återfå sin funktion som stöd för last utifrån och in, genom att sätta en kil mellan väggen och bockens överända. Med rätt planering kan successivt skivor som uppsättes i andra ytterväggar ersätta bockarnas sålunda förlorade funktion i ena riktningen.

- 12 Bockarna får sedan stå kvar tills dess minst 70 % av stabiliseringen för det färdiga huset är i funktion. Vanligen kan bockarna mot gavlarna helt avlägsnas så snart de längsgående ytterväggarnas innerskivor är uppsatta. Full stabilitet i tvärled nås dock ofta inte förrän alla innerväggar m fl konstruktioner är på plats. Även ytterpanel, fasadtegel etc kan ofta behövas.

Metoden med strävbockar kan givetvis också användas i kombination med skivverkan. Detta torde vara det mest rationella om man utvändigt använder asfaltboard eller fuktbeständiga gips-skivor och där vindlasterna blir så stora att skivorna ensamma inte klarar stabiliseringen. Denna metod kan t ex utnyttjas så att man använder 4 bockar i tvärriktningen samt avpassar skivornas spikning därefter eller att man väljer gles spikning av skivorna (standard c/c 150 mm) och anpassar antalet bockar för att klara resterande krafter.

I många fall gäller att motsatta vindriktningar beroende på bebyggelsens orientering ger helt olika krafter. Då kan t ex tryckupptagande, i överkant icke dragförankrade, strävbockar användas som förstärkning enbart på lovartsidan om övriga förstärkningsåtgärder klarar vindlasten i den mindre besvärande vindriktningen.

6.2.5 Kommentarer till beräkningsexemplet.

Vi har i rapporten valt att visa beräkning av förankringsbehov och strävsystem för ett $1\frac{1}{2}$ -planshus av relativt vanlig storlek och form. Som synes blir beräkningarna relativt omfattande när man försöker ta hänsyn till de flesta inverkanse faktorer. Vår strävan har varit att med detta ganska väl genomräknade exempel ge impulser till den praktiskt verksamme ingenjören,

så att han får möjligheter att göra egna bedömningar i aktuella fall t ex när det gäller hänsynen till vilka egenskaper hos byggmetoden som påverkar stabiliseringsbehovet. Det har tyvärr inte varit möjligt att inom anslaget ram genomföra fullständiga beräkningsexempel för andra husformer. Vi hade då t ex kunnat visa exempel på hur förankringsbehovet ökar vid lätta och flacka tak i enplanshus och hur mycket enklare strävsystemet mot horisontella vindkrafter kan bli i sådana hus. Vår förhoppning är ändå att givna beräkningsformler för krafterna skall göra det möjligt även för en orutinerad byggnadsingenjör att på egen hand beräkna och dimensionera nödvändiga åtgärder för de flesta aktuella fall.

I beräkningsexemplen inom kap 5.4 behandlas dock olika husformer och framräknas erforderliga förankringskrafter utan att vi där går närmare in på dimensioneringen.

6.3 Kostnadsberäkningar gällande föregående exempel

Vi söker beräkna kostnaderna för icke permanenta konstruktionsdetaljer och arbeten som är nödvändiga för tillfällig stabilisering under byggnadstiden. Konstruktioner och utföranden som förutsättes bli permanenta och som måste finnas kvar för stabilisering av den färdiga byggnaden, ingår inte i den redovisade kostnadsberäkningen. Exempelvis ger en under byggnadstiden utnyttjad men senare permanent board- eller gipskiva ingen kostnadsbelastning. Om däremot en skiva för sin funktion under byggnadstiden behöver spikas extra så ger denna extra spikning en medräknad kostnad. Dessutom medräknas givetvis grundbultar som, även om de lämnas kvar, endast behövs för den tillfälliga förankringen. Om uppförandet sker på ett sådant sätt att stabiliteten successivt säkras, framkommer ingen särskild kostnad för tillfällig stabilisering om inte byggnadssättet valts för stabiliseringens skull och eljest hade kunnat uppföras på ett billigare sätt.

Vi begränsar våra kostnadsberäkningar till att omfatta ett 1½-plans platsbyggt enfamiljshus med bredden 8 m, längden 12 m och taklutningen 45°. Vi räknar med att huset, liksom i våra beskrivna skadefall, byggs med fasadskivor utanpå regelverket och att de stabiliserande invändiga beklädnadsskivorna i ytter- och mellanväggarna önskas monterade först sedan byggnaden är under tak samt inklädd med fasadskivor. Vi stabiliserar i ett fall med hjälp av tillfälliga trästråvor, som avlägsnas i den takt som tillåts med tanke på tillkomsten av invändig beklädnad, och i ett annat fall med de flyttbara strävbockar som föreslås i kapitlet om stödkonstruktioner. I ett tredje fall utförs huset med utvändiga skivor på regelverket, där skivorna monteras i ett så tidigt skede att de ger ett gott väderskydd för fortsatta inre arbeten på i princip samma sätt som för de två första fallen. De kostnadsskillnader som i övrigt framträder på grund av väggarnas olika konstruktion beaktas ej.

Kostnadsberäkningarna grundar sig på uppgifter från byggmaterialhandeln avseende början av år 1979. I de redovisade kostnaderna har vi ej räknat med några speciella rabatter. Moms ingår ej. Vissa av kostnaderna bygger på erfarenhetsmässiga uppskattningar och bedömningar, där det saknas mer exakta uppgifter. Den beräknade tidsåtgången för beslag, stödbockar m m förutsätter vana vid systemets användning.

Kostnaderna är uppställda på sådant sätt att det är möjligt för läsaren att utnyttja dem för egna beräkningar.

För kostnadsberäkningen väljes det fall, som tidigare beskrivits, med taket lagt utan takpannor, samt med gips- och golvs-kivor upplagda på övervåningen. För vind mot gavel dimensioneras för fallet med öppningar mot vindriktningen.

Systemet med enbart strävor.

I detta system användes enbart strävor för vindstabiliseringen av huset under byggnadstiden. Vi har strävor i gavlar och långsidor som kan fungera för både tryck- och dragkrafter samt 7 st s k fria strävor placerade inåtgående från långsidorna. Beräkningarna förutsätter att virke ej återanvändes. Ett tillägg på 15 % har gjorts för virkesspill.

STRÄVSYSTEMET

	Materialkostn	Arbetskostn	Totalt
Blad 1:1 Långsida	305.72	473.58	779.30
Blad 1:2 Gavel	217.60	375.82	593.42
Blad 1:3 Fria strävor	499.54	744.80	1.244.34
Summa kostnader	1.022.86	1.594.20	2.617.06

STRÅVSYSTEMET - LÅNGSIDA

BLAD 1:1

Benämning	Mängd	Å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.pris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Snedsträvor	17,0 m	3:75/m	63:75	0,10/m	95:-	161:50	225:25
Extra regel	0,75 m/1 st	7:55/m	5:66	0,07/st	95:-	4:99	10:65
Spillvirke 15 %			10:41				10:41
Bandstål	8,25 m/11 st	0,95/m	7:84	0,03/st	95:-	31:35	39:19
Takstols- förankring	11 st	2,85/st	31:35	0,03/st	95:-	31:35	62:70
Bultar	4 st	4,36/st	17:44	0,02/st	95:-	7:60	25:04
Spik nr 34	80 st	0,09/st					
nr 31	66 st	0,06/st					
nr 28	15 st	0,05/st					
nr 31	90 st	0,05/st					
Summa kostnader per långsida			152:86			236:79	389:65
Summa kostnader totalt långsida			305:72			473:58	779:30

STRÄVSYSTEMET - GAVEL

BLAD 1:2

Benämning	Mängd	å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.pris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Snedsträvor	13,60 m	3:75/m	51:00	0,10/m	95:-	129:20	180:20
Extra regel	1,4 m	7:55/m	10:57	0,07/m	95:-	9:31	19:88
Spillvirke 15 %			9:24				9:24
Bandstål	7,5 m/10 st 0,6 m/ 2 st	0:95/m 0:95/m	7:70	0,03/st 0,03/st	95:- 95:-	34:20	41:90
Avväxlingsjärn	3 st	2:65/st	7:95	0,04/st	95:-	11:40	19:35
Bultar	2 st	4:36/st	8:72	0,02/st	95:-	3:80	12:52
Spik nr 34	64 st	0:09/st					
nr 31	76 st	0:06/st					
nr 28	12 st	0:05/st					
nr 31	54 st	0:05/st					
Summa kostnad per gavel			108:80			187:91	296:71
Summa kostnad totalt gavlar			217:60			375:82	593:42

STRÄVSYSTEMET - FRIA STRÄVOR

BLAD 1:3

Benämning	Mängd	å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.pris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Snedsträvor	23,8 m	3:75/m	89:25	0,10/m	95:-	226:10	315:35
Spillvirke 15 %							
Stålbeslag	13,30 kg/7 st	0:55/kg*	13:39	0,03/st	95:-	19:95	13:39
Bandstål	5,25 m/7 st	0:95/m	7:32	0,03/st	95:-	19:95	27:27
Avväxlingsjärn	28 st	2:65/st	4:99	0,03/st	95:-	79:80	24:94
Exp.skruv	14 st	2:47/st	74:20	0,02/st	95:-	26:60	154:00
Spik nr 34	56 st	0:09/st	34:58				61:18
nr 31	70 st	0:06/st					
nr 31	336 st	0:05/st					
Summa kostnad per sida			249:77			372:40	622:17
Summa kostnad totalt			499:54			744:80	1.244:34

* Stålbeslagen är tänkta att användas 10 ggr.

Systemet med skivor och strävor.

I detta stabiliseringssystem är strävorna i gavlarna och långsidorna utbytta mot skivor, som är infästade på sådant sätt att de fyller samma funktion som strävorna. Antalet s k fria strävor reduceras från 7 som vi hade i fallet med enbart strävor till 4 stycken i detta fall. Beslagen som användes för infästning av de fria strävorna kan återanvändas 10 gånger.

SYSTEMET MED SKIVOR OCH STRÄVOR

	Materialkostn	Arbetskostn	Totalt
Blad 2:1 Långsida	164:74	169:10	333:84
Blad 2:2 Gavel	162:96	186:20	349:16
Blad 2:3 Fria strävor	279:18	425:60	704:78
Summa kostnader	606:88	780:90	1.387:78

BLAD 2:1

SYSTEMET MED SKIVOR OCH STRÄVOR - LÅNGSIDA									
Benämning	Mängd	å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arbpris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr		
Snedsträvor	6,8 m/2 st	3:75/m	25:50	0,10/m	95:--	19:--	44:50		
Extra regel	0,75 m/1 st	7:55/m	5:66	0,07/m	95:--	6:65	12:31		
Spillvirke 15 %			4:67				4:67		
Bandstål	5,25 m/7 st	0:95/m	4:99	0,03/st	95:--	19:95	24:94		
Takstols- förankring	11 st	2:85/st	31:35	0,03/st	95:--	31:35	62:70		
Spik nr 34	32 st	0:09/st							
nr 31	42 st	0:06/st							
nr 28	6 st	0:05/st							
nr 31	90 st	0:05/st	10:20				10:20		
Skivor	4 st			0,02/st	95:--	7:60	7:60		
Summa kostnad per långsida			82:37			84:55	166:92		
Summa kostnad totalt			164:74			169:10	333:84		

SYSTEMET SKIVOR OCH STRÄVOR - GAVEL

BLAD 2:2

Benämning	Mängd	Å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.kostn kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Snedsträvor	6,8 m/2 st	3:75/m	25:50	0,10/m	95:-	19:-	44:50
Extra reglar	1,5 m/2 st	7:55/m	11:33	0,07/m	95:-	13:30	24:63
Spillvirke 15 %			5:52				5:52
Bandstål	5,25 m/7 st 0,6 m/2 st	0:95/m 0:95/m	5:56	0,03/st 0,03/st	95:- 95:-	25:65	31:21
Avväxlingsjärn	5 st	2:65/st	13:25	0,04/st	95:-	19:00	32:25
Bult	1 st	4:36/st	4:36	0,02/st	95:-	1:90	6:26
Spik nr 34 nr 31 nr 28 nr 25 nr 31	32 st 58 st 6 st 160 st 90 st	0:09/st 0:06/st 0:05/st 0:03/st 0:05/st					
Gipsskivor	5 st		15:96	0,03/st	95:-	14:25	15:96 14:25
Summa kostnader per gavel			81:48			93:10	174:58
Summa kostnader totalt			162:96			186:20	349:16

SYSTEMET SKIVOR OCH STRÄVOR - FRIA STRÄVOR

BLAD 2:3

Benämning	Mängd	Å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.pris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Snedsträvor	13,60 m	3:55/m	48:28	0,10/m	95:-	129:20	177:48
Spillvirke 15 %							
Stålbeslag	7,6 kg/4 st	0:55/kg*	7:24	0,03/st	95:-	11:40	7:24
Bandstål	3,00 m	0:95/m	4:18	0,03/st	95:-	11:40	15:58
Exp.skruv	8 st	2:47/st	2:85	0,02/st	95:-	15:20	14:25
Spik nr 34	32 st	0:09/st	19:76				34:96
nr 31	40 st	0:06/st					
nr 31	192 st	0:05/st					
Avväxlingsjärn	16 st	2:65/st	14:88	0,03/st	95:-	45:60	14:88
Summa kostnader per långsida			139:59			212:80	352:39
Summa kostnader totalt			279:18			425:60	704:78

* Ateranvändes ca 10 ggr.

Systemet med stödbockar.

I detta fall utnyttjas enbart stödbockar för upptagande av den horisontella vindlastkomponenten, avseende både vind tvärs husets längdriktning respektive vind längs med huset.

I kalkylen för beräkningen av kostnaderna för användning av stödbockar, räknar vi med att bockarna kan användas 30 gånger. Kalkylen baseras på en infordrad offert för tillverkning av stödbockar av den föreslagna typen. Detta belopp beräknas till 260:- per styck vid tillverkning i större skala. Vidare räknar vi med ett påslag på 100 %, som får representera det behov för täckning av kostnader som en uthyrare måste ha. Detta skulle leda fram till följande kostnad för användning av en stödbock en gång:

Tillverkningskostnad, per styck	260:-
Övriga kostnader, pålägg 100 %	<u>260:-</u>
Summa	520:-

30 gångers återanvändning skulle ge en kostnad av

$$\frac{520}{30} = 17:33 \text{ kr/st och gång.}$$

SYSTEMET - STÖDBOCKAR

	Materialkostn	Arb.kostn	Totalt
Blad 3:1 Längsida	375:26	296:40	671:66
Blad 3:2 Gavel	147:66	106:40	254:06
Summa kostnader	<u>522:92</u>	<u>402:80</u>	<u>925:72</u>

SYSTEMET STÖDBOCKAR - LANGSIDA

BLAD 3:1

Benämning	Mängd	å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.pris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Stödbockar	3 st	17:33/st	52:00	0,25/st	95:-	71:25	123:25
Spikplåt	2 st	2:50/st	7:50				7:50
Bultar	6 st	7:95/st	47:70				47:70
Avväxlings- järn	12 st	2:65/st	31:80	0,04/st	95:-	45:60	77:40
Takstols- förankring	11 st	2:85/st	31:35	0,03/st	95:-	31:35	62:70
Spik nr 31 nr 31 förankring	33 st 216 st 90 st	0:06/st 0:05/st 0:05/st					17:28
Summa kostnad per långsida			187:63			148:20	335:83
Summa kostnad totalt			375:26			296:40	671:66

SYSTEMET STÖDBOCKAR - GAVEL

BLAD 3:2

Benämning	Mängd	Å-pris kr/	Matr.kostn kr	Arb.tid tim/	Arb.pris kr/tim	Arb.kostn kr	Totalt kr
Stödbockar	2 st	17:33/st	34:66	0,25/st	95:-	47:50	82:16
Spikplåt	2 st	2:50/st	5:00				5:00
Bultar	4 st	7:95/st	31:80				31:80
Bandstål	0,6 m/2 st	0:95/m	0:57	0,03/st	95:-	5:70	6:27
Spik nr 31	30 st	0:06/st	1:80				1:80
Summa kostnad per gavel			73:83			53:20	127:03
Summa kostnad totalt			147:66			106:40	254:06

Sammanställning av kostnader för de olika systemen för vindstabilisering.

	Material- kostnad kr	Arbets- kostnad kr	Total kostnad kr
Strävsystemet	1.022:86	1.594:20	2.617:06
Systemet med skivor och strävor	606:88	780:90	1.387:78
Systemet med stödbockar	522:92	402:80	925:72

Sammanställningen av de tre kostnadsberäknade vindavstyvnings-systemen visar att användning av stödbockar medför den lägsta kostnaden. Ett utnyttjande av utvändiga gips- eller asfaltboardskivor ger också en besparingseffekt, jämfört med ett renodlat strävsystem.

I denna rapport redovisas tre skadefall. I samtliga av dessa rör det sig om $1\frac{1}{2}$ -plans s k lösverkshus. I ett fall var endast större delen av takpanelen påspikad varför byggnadens blivande ytterväggar endast bestod av själva regelverket. I de två andra fallen var yttertaken nästan färdiga. Endast teglet saknades. Väggarna var i båda dessa senare fall utvändigt täckta med s k fasadskivor av mineralull. I det ena fallet hade dessutom väggarna isolerats färdigt mellan reglarna och försetts med fönster. Utmärkande var i samtliga tre fall att de färdiga husens stabiliserande konstruktion i bottenvåningen nästan helt saknades samtidigt som stora vindkrafter kunde uppkomma genom vindens tryck mot de relativt täta inklädnaderna. Åtgärder för avsträvning förekom men uppenbarligen ej verifierade med ens överslagsmässiga beräkningar. I ett fall hade en stor del av det tillfälliga strävsystemet tagits bort, vilket man trodde kunde ersättas med ett "stålbandkryss" i vardera av de fyra hussidorna.

Dessutom redovisas ytterligare två praktikfall i anslutning till bilder från arbetsplatserna.

7.1 Skadefall nr 1

7.1.1 Bildserie till skadefall nr 1

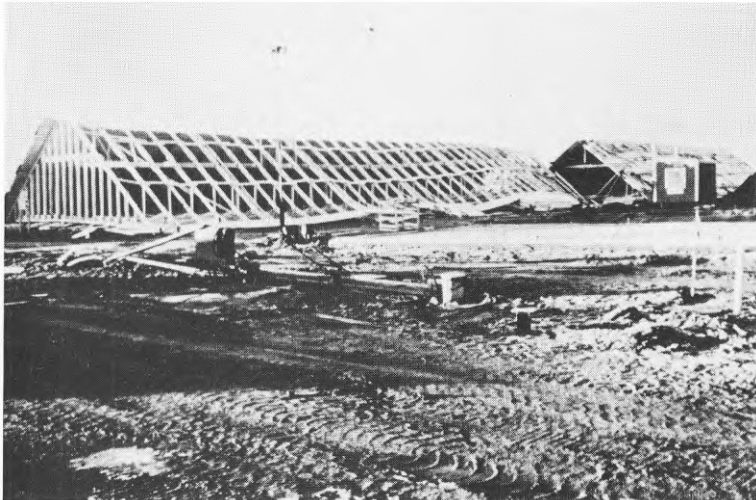


Bild 7.1.1 visar den långa radhuslängan efter raset. Vindriktningen var ungefär rakt motsatt kamerariktningen. Den borte längan är ca 30 m lång och var hopkopplad med den närmaste som är ca 35 m lång. Byggnadstypen är ett $1\frac{1}{2}$ -plans hus med husbredden ca 10 m med takutsprång ca 1,4 m. Bakom husen på bilden är fältet fritt för sydostliga till sydväst-

liga vindar. Längornas längdriktning är öster-väster. Som synes var takpanelen färdig endast på den västra längan och panelspikningen endast påbörjad på den östra längans norra sida. Den norra sidan är alltså läsidan.



Bild 7.1.2 visar den östra längan sedd inifrån. Takstolarna är som synes nästan hela. Den sönderbrytning som skett på takstolen beror på att taksprångets långa tassar når lägre ner än takstolens underram. Se figur . Sönderbrytningen som syns något till vänster mitt i bilden beror alltså på nämnda förhållande.

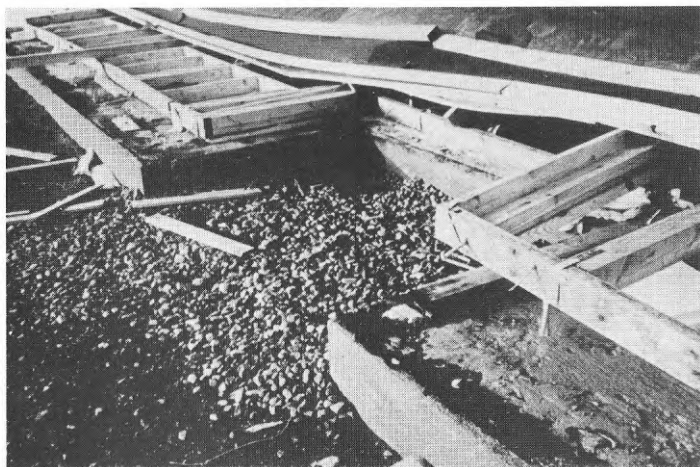


Bild 7.1.3 visar nedre delen av södra väggens (lovartsidans) regelverk och bottensyll som vid fallet har ryckts loss trots dess infästningar i grundkonstruktionen. Efter det att väggen lagt sig helt omkull har hela konstruktionen tydligen hasat iväg, åtminstone 40 cm med vindriktningen. Då, om inte förr, har grundbultarna förlorat sina fästen.

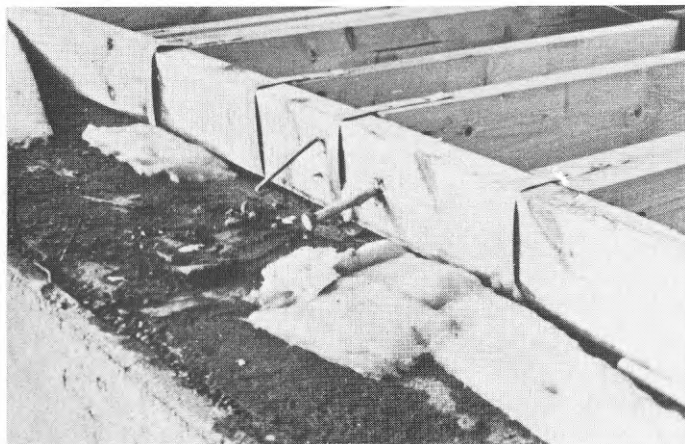


Bild 7.1.4 visar en uppspliten grundbult samt tydligen också en kraftig klippspik som troligen använts för fixering av syllen mot kantisoleringen av lättklinkerblock. Som framgår av bilden hade på den punkt där bilden är tagen stolpverket väl förankrats i syllen med stålband och spik, vilket också framgår av bild 7.1.3.

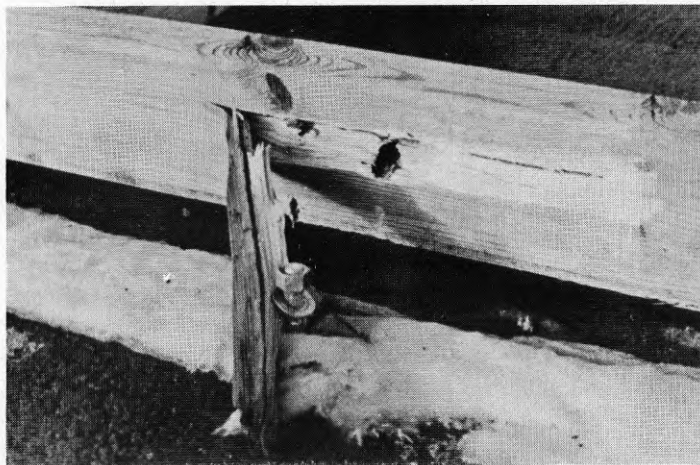


Bild 7.1.5 visar bult som sitter kvar i grundkonstruktionen. Syllen har trots detta lyfts upp samt bricka och mutter dragits igenom trävirket så att detta delvis splittrats. Detta har skett trots att de närliggande reglarna endast varit skråspikade mot syllen.

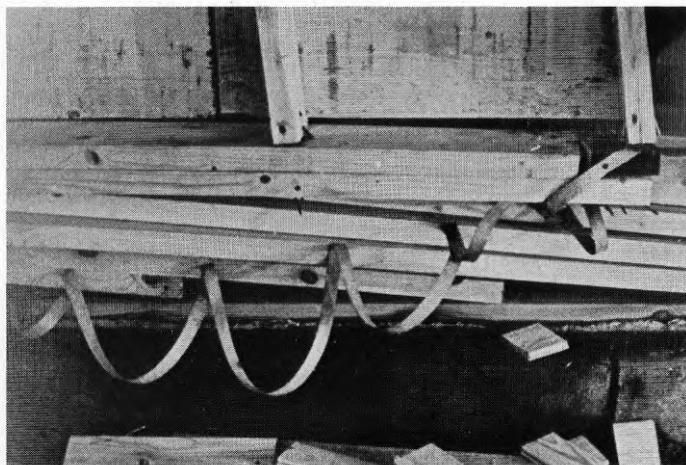


Bild 7.1.6 är en detalj från den västra gavelsidan, där man ser att reglarna i gavelväggen stälpt nästan exakt i väggens riktning och lagt sig på varandra med nästan perfekt regelbundenhet. Den vackra slingan är det stålband som funnits uppspikat mot det sydvästra hörnet och som följdriktigt veckat

ihop sig. Man kan längst till vänster skymta att stålbandets ända var spikad med 2 st spikar. Dessa spikar och bandet hade haft viss funktion vid rakt motsatt vindriktning. De i bildens övre del synliga vertikala reglarna tillhör gavelns överdel som också ses på bild 7.1.7.

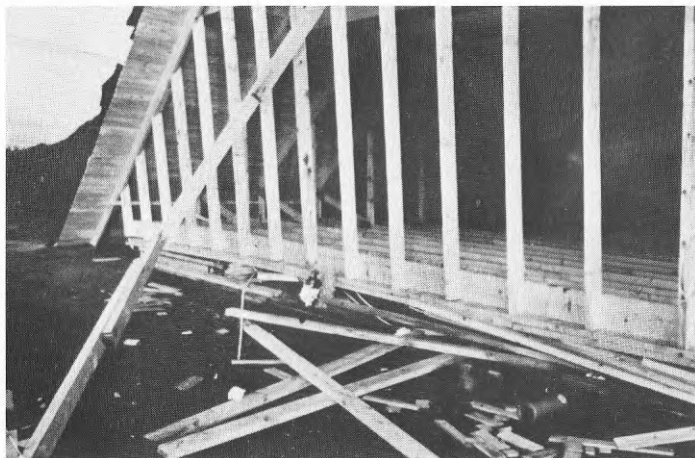


Bild 7.1.7 visar den västra gavelns överdel och innanförliggande bjälklag. Strax innanför förolyckades en 13-årig pojke som lekte i bygget den ödesdiga lördagsförmiddagen. Detta är skälet till att minneskransen placerats vid den raserade gaveln.

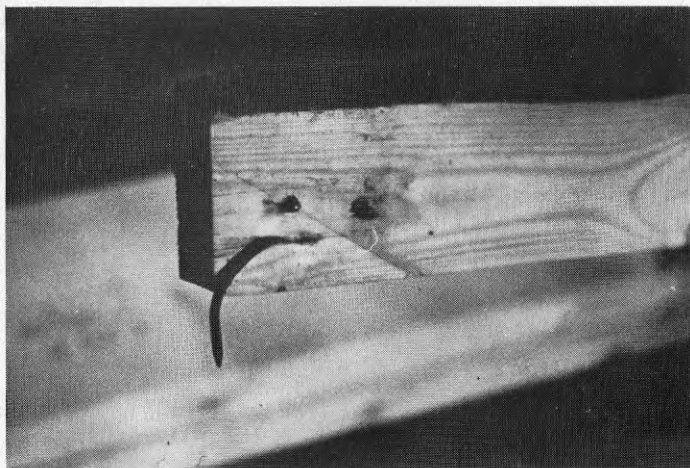


Bild 7.1.8 visar nedre ändan av en sträva som uppenbarligen varit infäst med endast 1 spik i denna ända. Denna infästning hade skett mot sidoytan av en stödkloss enligt bild 7.1.9. Två märken efter spikhuvuden tyder på att strävan haft en liknande funktion tidigare.

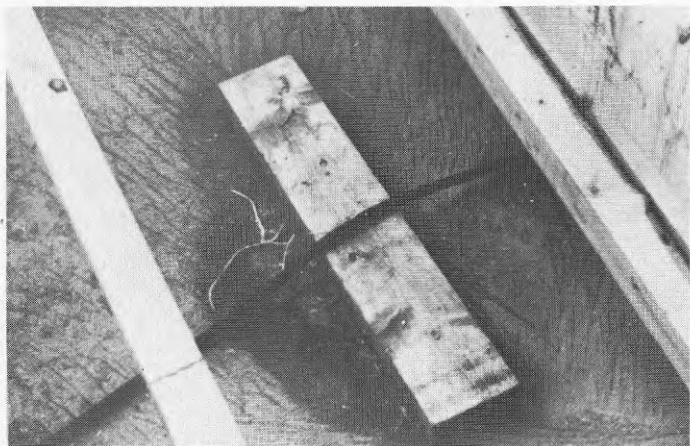


Bild 7.1.9 visar en stödkloss med dimensionen 45 x 95 x 500 (ca), som med 3 st skjutspik förankrats i betongplattan. I sådana stödklossar hade många av de förekommande strävorna förankrats, som sagt med högst 2 spikar och i flera konstaterade fall endast med 1 spik!

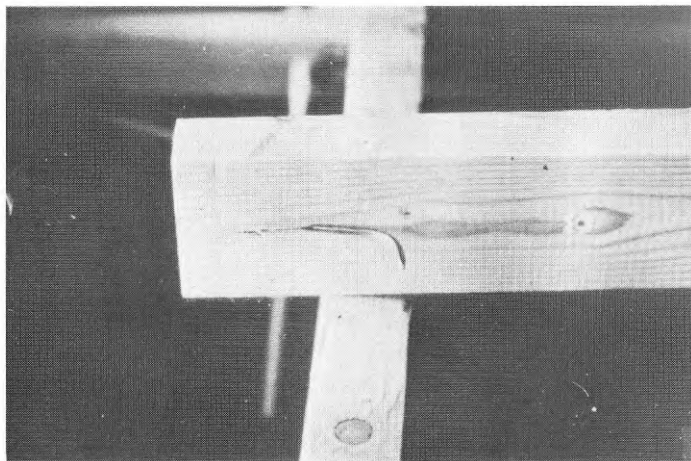


Bild 7.1.10 visar ändan av en sträva som varit infästad mot hjärtväggens syll. Regeln har legat på flatan och intryckningen från syllens kant syns tydligt. Den ensamma spiken har en karaktäristisk deformation som tydligt visar hur spiken deformerats. På regelns kortsida finns den ursprungliga spikningsriktningen samt spikens deformation inritad. Regelns läge och förskjutningsriktning (regeln var tryckt vid påverkan av den aktuella vindriktningen) visas i figur 7.1.1 nedan.

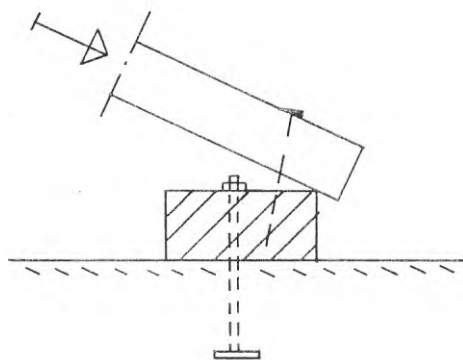


Fig 7.1.1 Strävans infästning i syllen.

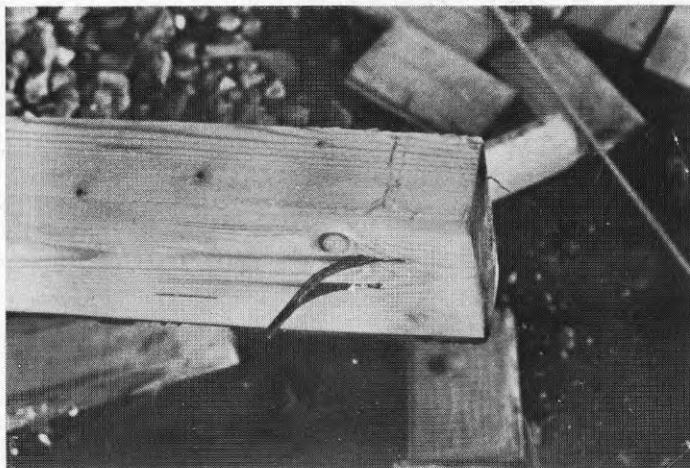


Bild 7.1.11 visar en annan regelända som varit spikad med 2 spikar som dragits ur vid skadetillfället.

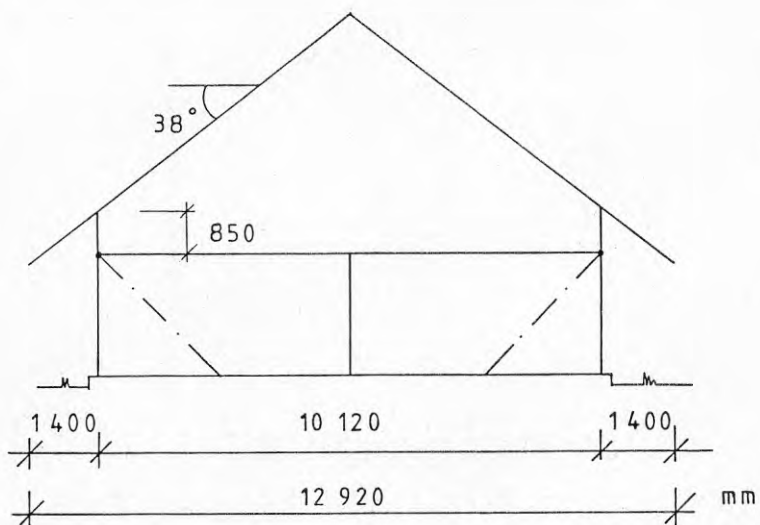


Fig 7.1.2 Skadefall 1.

7.1.2 Analys av skadefall nr 1

1½-plan radhuslänga med två sammankopplade, något förskjutna huskroppar vardera med 30 å 35 m längd. Bild 7.1.1. Den ena längan hade på båda sidor takpanelen påspikad, den andra endast ena sidan påspikad till ca 95 % och den andra sidans panelspikning endast påbörjad. Raset skedde ungefär kl 09.30 lördagen den 12 november 1977, i trakten av Varberg. Vid kuststationen Glommen (10 å 20 km söder om Varberg) uppmättes kl 10.00 medelvindhastigheten 25 m/s från sydväst, inom 10 minuter på höjden 10 m över markplanet. Hastigheten i vindbyarna kan där ha varit 30 å 35 m/s med en varaktighet på några sekunder. På en väderstation vid Varberg uppskattades vindstyrkan till 7 Beaufort både på morgonen och vid middagstid, vilket motsvarar 14-17 m/s. Enligt en annan uppgift som vi erhöill muntligt vid besök på platsen hade vindhastigheten vid skadetillfället uppskattats till 28 m/s vid väderstationen, som ligger nere vid havet.

Den aktuella byggnadsplatsen ligger ca 5 km innanför kustlinjen. Byggnadskroppen låg med sin längdriktning i östvästlig riktning så att anblåsning bör ha skett i ca 45° vinkel mot långsidan. Vi utgår från vindhastigheten 25 m/s (den säkraste uppgiften ovan) på 10 m höjd.

$$\text{Vindhastigheten på höjden } z = v_z = v_{10} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,15}$$

I det aktuella fallet är ett representativt värde på $z =$ höjden på mitten av takfallet som var ca 5,0 m.

$$v_z = v_{5,0} = v_{10} \left(\frac{z}{10}\right)^{0,15} = v_{10} \cdot 0,90 = v_{\text{med}}$$

$$\text{Enligt SBN 1975 är } v_{\text{dim}} = v_{\text{med}}^{0,75}$$

varur i vårt fall

$$v_{\text{dim}} = v_{10} \frac{0,90}{0,75} = 1,20 v_{10}$$

$$\text{Med } v_{10} = 25 \text{ enligt uppmätningen är då } v_{\text{dim}} = 1,20 \cdot 25 = 30 \text{ m/sek,}$$

som alltså kan tolkas som en sannolik hastighet i vindbyarna på höjden 5 m över marken. Detta gäller sålunda väderstationen. Då byggnadsplatsen ligger 5 km innanför kustlinjen kan man räkna med en något lägre vindhastighet där. Vi väljer 28 m/s som dimensionerande vindhastighet för vårt aktuella skadefall. Vid kontrollberäkningarna antar vi vidare att den vid själva skadetillfället aktuella lokala vindriktningen var ungefär vinkelrät mot byggnaden.

Byggnadsdelen med båda takhalvorna uppspikade motsvarar fall 4 i denna rapport's beräkningsanvisningar. Den aktuella horisontalkraften mot taket kan då beräknas.

Aktuella mått enligt figur 7.1.2 ger med våra formler att systemet påverkas av horisontalkraften $H = 3,47 q$ kN/m.

Med kalkylerad vindhastighet = 28 m/s fås $q = 0,6 \cdot 28^2 \cdot 10^{-3} = 0,470 \text{ kN/m}^2$, dvs $H = 3,47 \cdot 0,47 = 1,63 \text{ kN/m}$ taklängd.

Härutöver får vi vindlyftkraften i

$$A = 1,56 \cdot q = 1,56 \cdot 0,47 = 0,73 \text{ kN/m} \text{ samt}$$

$$B = 0,29 \cdot q = 0,29 \cdot 0,47 = 0,14 \text{ kN/m.}$$

Vindlasten mot regelverket beräknas enligt SBN 1975 21:6341. Enligt SBN 1975 figur 21:6341 a beräknas μ_{tot} : För de flesta

av reglarna gäller att $b_1 = 120 \text{ mm}$ och $b_2 = 45 \text{ mm}$. (45 x 120, hyvlat virke).

Vi räknar nu samman det ungefärliga antalet löpmeter regelvirke per löpmeter huslängd som fick last i vindriktningen och vars last måste fångas upp i nivå med underkant av bjälklaget över bottenvåning = underkant av takstolars underram.

Lovartsidans vertikala regler c/c 0,6 m (övre halvan) i bottenvåningen 0,5 · 2,5/0,6	2,1 m
D:o läsidan	2,1 m
D:o hjärtväggen	2,1 m
Vertikala regler c/c 0,6 m från bjälklag till takfall, lovartsidan 0,8/0,6	1,35 m
D:o läsidan	1,35 m
Sammanlagt 5 st remstycken	5,0 m
Diverse strävor m m	3,0 m
	<hr/>
Summa	17,0 m

$$\lambda = \frac{120}{45} = 2,67 \quad \mu_{\text{tot}} = 1,67$$

Medelvindhastigheten på aktuell nivå (ca 3,0 m över mark) =

$$v_{10} \cdot \left(\frac{3}{10}\right)^{0,15} = v_{10} \cdot 0,835 \text{ motsvarar dimensionerande}$$

$$\text{vindhastighet} = v_{10} \cdot \frac{0,835}{0,75} = 1,11 \cdot v_{10}.$$

Med $v_{10} = 25$ enligt ovan fås $v_{\text{dim}} = 1,11 \cdot 25 = 27,8 \text{ m/s}$.

$v_{10} = 25$ gällde vid själva kustlinjen. Med byggnadens läge ett stycke från kusten begränsar vi v_{dim} till 26 m/s.

Detta ger $q = 0,6 \cdot 26^2 \cdot 10^{-3} = 0,406 \text{ kN/m}^2$.

$H_{\text{reglar}} = 1,67 \cdot 0,406 \cdot 0,045 \cdot 17,0 = 0,52 \text{ kN/m}$ huslängd.

Total horisontalkraft blir då $1,63 + 0,52 = 2,15 \text{ kN/m}$ huslängd.

Strävorna enligt figuren fanns inplacerade på ett c/c-avstånd ca 3,0 m. Eftersom strävorna på lovartsidan ej var knäckavstyvande bedömer vi att strävorna vid läsidan fick fånga praktiskt taget hela lasten. Lasten per dragen sträva blir då ca $3,0 \cdot 2,15 = 6,45 \text{ kN}$ i horisontalkraft. Med aktuell lutning α , ($\tan \alpha \approx 2,4/3,6$, $\alpha \approx 34^\circ$), blir kraften i strävan = $6,45/\cos \alpha$.
 $6,45/0,829 = 7,78 \text{ kN}$.

Strävorna var i bästa fall spikade med 2 st spik 125 x 40 med vardera tillåten exceptionell last = $1,4 \cdot 0,60 = 0,84$ kN per spik och därmed summa tillåten last = $2 \cdot 0,84 = 1,68$ kN. Brottlasten torde ligga 2 å 3 gånger högre d v s kring 3,4 å 5,0 kN/sträva. Vid besiktning på platsen anträffades flera strävor som hade varit spikade med endast 1 spik. I initialskedet har givetvis också trycksträvorna gjort ett visst motstånd. Dimensionen var 45 x 120 eller 45 x 95. Om vi räknar med andra knäckfallet och knäcklängden = 4,0 m = 4000 mm samt E-modulen = $1,3 \cdot 7000 = 9100$ (korttidslast för övirke) fås Eulerknäcklasten för 45 x 120

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 9100 \cdot 120 \cdot 45^3}{12 \cdot 4000^2} = 5115 \text{ N} = 5,1 \text{ kN.}$$

Eftersom vissa strävor hade längder om ca 4 m hade även tryckta strävor kunnat medverka före brott. Med 2 spikar 125 x 40 per strävända kan då spikarnas brottlast som ovan kalkylerades till 3,4 å 5,0 kN per sträva ha uppnåtts före knäckning. Vi får då en storleksordning på horisontalkraftskapaciteten per sträva = $(3,4 \text{ å } 5,0) \cdot \cos \alpha$, där α är lutning mot horisontalplanet.

Strävan fanns mot båda långsidorna på c/c-avståndet ca 3,0 m medelvärde av lutningen var ca 34° vilket sålunda ger

$$\text{horisontalkraftskapacitet per löpmeter hus} = \frac{2}{3} \cdot (3,4 \text{ å } 5,0)$$

$\cdot \cos 34^\circ = 1,9 \text{ å } 2,8$ kN/m. Detta gäller sålunda med 2 spikar per strävända.

Eftersom flera strävor med endast 1 spik, i vissa fall också spik 100 nr 34, i ena änden anträffades (se bild) så var sannolikt kapaciteten lägre än vad gränserna ovan anger. Den framräknade lasten 2,15 kN/m huslängd kan sålunda mycket väl förklara att strävsystemet gav vika.

Om byggnaden varit inklädd med isolering och fortfarande inte strävsystemet ytterligare utbyggt, så hade skaderisk funnits vid betydligt lägre vindhastighet. Aktuell horisontell vindlast blir med aktuella mått enligt denna rapportens beräknings-

anvisningar $7,29 \cdot q$ kN/m. $q = 0,6 \cdot v^2 \cdot 10^{-3}$ kN/m². Om vi antar att brottlasten var 2,15 kN/m för vi ekvationen

$$2,15 = 7,07 \cdot 0,6 \cdot v^2 \cdot 10^{-3} \text{ som ger } v_{\text{brott}} = \sqrt{\frac{2,15}{7,29 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3}}} = 22,2 \text{ m/s.}$$

Om vi säger oss att säkerheten på förbanden vid exceptionellt lastfall för spikförband bör vara = 2,0

$$\text{fås } v_{\text{dim tillåtet}} = \sqrt{\frac{2,15/2}{7,29 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3}}} = 15,7 \text{ m/s.}$$

Denna hastighet skall då ses som dimensionerande hastighet på nivån = husets höjd vid nock = 7,65 m. Samtidig medelvindhastighet kan antagas vara $15,7 \cdot 0,75 = 11,78$ m/s.

$$v_z = v_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{0,15} \text{ ger } v_{10} = \frac{v_z}{\left(\frac{z}{10} \right)^{0,15}} =$$

$$= \frac{11,78}{\left(\frac{7,65}{10} \right)^{0,15}} = \frac{11,78}{0,961} = 12,3 \text{ m/s.}$$

v_{10} är den vindhastighet som normalt anges i väderleksrapporten dvs medelvindhastigheten under 10 minuter på höjden 10 m över markytan.

Vi kan då dra slutsatsen att byggnaden var säkert avsträvad för den inte särskilt höga vindhastigheten 12 \bar{a} 13 m/s. Med tanke på läget ett stycke in från kusten kanske rapporten 14 m/s vid en kuststation svarar mot detta värde.

Ovanstående siffror får ej uppfattas som exakta eftersom vi gjort några icke helt säkra antaganden. Resultatet ger ändå en klar bild av situationen. Om statisk beräkning gjorts med dimensionering och utförande på strävor och infästningar enligt gällande normer så hade strävsystemet sett helt annorlunda ut. Detta hade då också omfattat åtgärder att vidareförankra strävorna för överföring av de större laster som hade räknats fram. I detta fall liksom i flera andra studerade fall är det också ofta förankringen vidare vid strävornas ändar som ej tillgodosetts.

Som jämförelse beräknas här den vindlast som enligt denna rapportens beräkningsanvisningar borde varit dimensionerande:

Enligt ovan blir $H = 7,29 \cdot q$ kN/m.

q skall bestämmas som reducerat grundvärde med hänsyn till kort användningstid. Husets höjd över omgivande mark $h_w = 7,65$ m. Detta ger för ett läge inom 10 km från kusten och när byggnaden inte står i skyddat läge

$$q_{\text{red}} = 0,7 \cdot 0,6 (13 (2 + \log 7,65))^2 \cdot 10^{-3} = 0,590 \text{ kN/m}^2 \text{ och}$$

sålunda den aktuella horisontalkraften = $7,29 \cdot 0,59 = 4,30$ kN/m huslängd. Om byggnaden uppfattas som normalt otät blir vindens lyftande kraft vid remstycket A i lovart = $0,66 \cdot 0,59 = 0,39$ kN/m och vid B på läsidan = $0,36 \cdot 0,59 = 0,21$ kN/m.

Dessa lyftkrafter utgör ingen särskild risk med tanke på att takets egentyngd väl kompenserar detta. Se nedan! Om däremot byggnaden har öppningar mot lovart och råkar vara relativt tät vid läsidan så bör man räkna med en lyftkraft av ett inre övertryck = $0,7 \cdot q_{\text{red}}$ som i detta fall per hussida uppgår till

$$\frac{10,12}{2} \cdot 0,7 \cdot 0,59 = 2,09 \text{ kN/m alltså vid lovartsidan sammanlagt}$$

ger $0,39 + 2,09 = 2,48$ kN/m hussida.

Takstolarnas egentyngd samt takpanel och papp ger i ogynnsammaste fall de enda krafter som motverkar denna lyftkraft. I det aktuella fallet blir denna egentyngd = 1,90 kN/m och hussida.

Den lyftkraft man bör dimensionera för blir då

$$2,48 - \frac{2}{3} \cdot 1,90 = 1,21 \text{ kN/m eller } 1,21 \cdot 1,2 = 1,45 \text{ kN/takstol.}$$

Med bandstål som spikas med t ex vanlig förankringsspik nr 31 är tillåten exc last per spik = $1,25 \cdot 1,4 \cdot 0,35 = 0,613 \text{ kN}$.

Förankring med fullgod säkerhet kan då ske med $1,45/0,613 = 2,4$ st per takstol dvs i praktiken 3 st per takstol. Observera att denna förankring måste nedföras till en vertikal regel (stolpe) som i sin tur är motsvarande förankrad till grunden. Om infästning sker endast mot remstycket fås ej någon säkerhet ty remstycket är ju normalt endast spikat ned i stolparna. Denna spikning längs fibrerna har ingen normerad tillåten hållkraft och ger också erfarenhetsmässigt mycket liten sådan.

Vi återgår nu till strävorna som bör dimensioneras för upptagning av horisontalkraften $4,30 \text{ kN/m}$ huslängd. Vi förutsätter att strävorna skall placeras med inbördes avstånd = 3 m vid vardera hussidan och riktade inåt från remstycket och nedåt mot fästen i golvet. Om strävorna inte avsträvas mot knäckning (vilket knappast är möjligt utan att besvärliga hinder uppstår) så måste läsidans strävor, som ju blir dragna, ensamma klara horisontalkraften. Med lutning mot horisontalplanet $\alpha = 34^\circ$ blir då dragkraften

$$= \frac{4,30 \cdot 3}{\cos \alpha} = \frac{4,30 \cdot 3}{0,829} = 15,56 \text{ kN/sträva.}$$

Detta skall jämföras med den tidigare bedömda brottlasten som ju uppskattas till $3,4$ ä $5,0 \text{ kN/sträva}$. Vi kan sålunda konstatera, att vid normenlig reducerad vindlast (med en säkerhet hos strävorna på ca $s = 2,0$) strävorna borde varit dimensionerade för en brottlast = $2,0 \cdot 15,56 = 31,12$ dvs åtminstone 31 kN/sträva .

Kan då en sträva klara detta?

Själva strävan får med dimension 45×120 en aktuell spänning högst = $15,56 \cdot 10^3 / (45 \times 95) = 3,64 \text{ MPa}$ mot tillåtet för \ddot{O} -virke = $3,0 \cdot 1,4 = 4,2 \text{ MPa}$.

Strävan av \ddot{O} -virke bör därför i sig själv hålla väl.

Så till förankringen! Om vi använder spik 125 nr 40, som normalt finns tillgänglig på ett bygge, blir erforderligt antal spik

$$\text{per strävända} = \frac{15,56}{1,4 \cdot 0,60} = 18,5 \text{ dvs } \underline{19!} \text{ st spik per sträva i}$$

stället för de 1 ä 2 spikar som förekom vid skadetillfället och som med viss sannolikhet också skulle ha utgjort den enda effektiva säkringen även sedan byggnaden försetts med vindtätande inklädnad.

19 st spikar kan över huvud taget inte placeras i varje strävända, ty den erforderliga ytan för tillåtna spikavstånd kan inte uppbibras. Härtill kommer att vidareförankringen vid båda strävändarna skulle erbjuda stora problem. Vi kan

sålunda konstatera att den enda möjlighet som återstår är att ordna avsträvningen på ett annat sätt.

Vi kan då först konstatera att vi i det aktuella fallet har en mycket lång huslänga där gavlarna får svårt att effektivt bidra till avsträvningen. Vid skadetillfället fanns ett stålband uppspikat från vardera hushörnet i ca 35° ä 45° vinkel från remstycket ned mot bottensyllen. Detta stålband kan med 2 st spikar 100 nr 34 per ända ge en tillåten horisontalkraft

$$\underline{\text{max}} = 2 \cdot 1,25 \cdot 1,4 \cdot 0,45 \cos 35^\circ = 1,29 \text{ kN}$$

vilket som synes endast utgör horisontalkraften från

$$\frac{1,29}{4,30} = \underline{0,30} \text{ m av huslängden när huset är inklätt.}$$

Vi kan då slutligen konstatera att det enda rationella är att välja ett helt annat system för stabilisering. Det mest ekonomiska är eventuellt att från början bygga in de lägenhetskiljande tvärväggarna så att dessa, som i praktiken återfinns på avståndet 6 m från varandra, dimensioneras för horisontell last = $6,0 \cdot 4,3 = 25,8$ kN vardera. Av flera skäl är emellertid detta orationellt med tanke på transporter inom byggkroppen under färdigställandet. En annan och sannolikt bättre lösning vore vårt system med flyttbara, kraftiga stödbockar som i ett tidigt skede placeras innanför ytterväggarna på ett avstånd av t ex 3,0 m per hussida, vilket motsvarar 4 st per radhuslägenhet i det inre och eventuellt dessutom 2 eller 3 st mot gavlarna inom gavellägenheterna. Dessa stödbockar skulle sålunda förankras och dimensioneras för horisontalkraften $4,3 \cdot 3,0/2 = 6,45$ kN/st.

Ett förslag till en sådan strävbock visas i en separat del av utredningen.

7.2 Skadefall nr 2

7.2.1 Bildserie till skadefall nr 2



Bild 7.2.1 visar det raserade huset sett ungefär i vindriktningen vid skadetillfället. Skogsridån till höger (mot söder) är i vindriktningen 25-50 m djup och består främst av granskog av den karaktär som framgår av bilden. Skogsridån till vänster är endast 10 till 30 m djup och består av unga björkar med 3-6 m:s höjd. Bakom björkridån döljer sig också en 2 å 3 m hög vall av schaktmassor. Det raserade huset ligger mest utsatt i det aktuella området genom att skogsridån har en öppning mitt för huset. Detta förhållande kan också ha medfört en lokal förstärkning av luftströmningen några meter över marken samt ökad lokal turbulens. Mitt i bilden syns en avbruten stam till en ung fristående björk som vid skadetillfället brutits av någon meter över marken. Bakom fotografen utbreder sig en skogfri yta (myr eller kärr) med några hundra meters längd mot vindriktningen.



Bild 7.2.2 visar den raserade byggnaden sedd snett från
 Iovartsidan. Man kan konstatera att överbyggnaden bestående av
 taks kivor, mellanbjälklag och gavelspetsar hållit väl samman.
 Långväggen vettande mot vinden har lagt sig ned mot golvbjälk-
 laget så att gavelväggen i fallet brutits helt sönder.

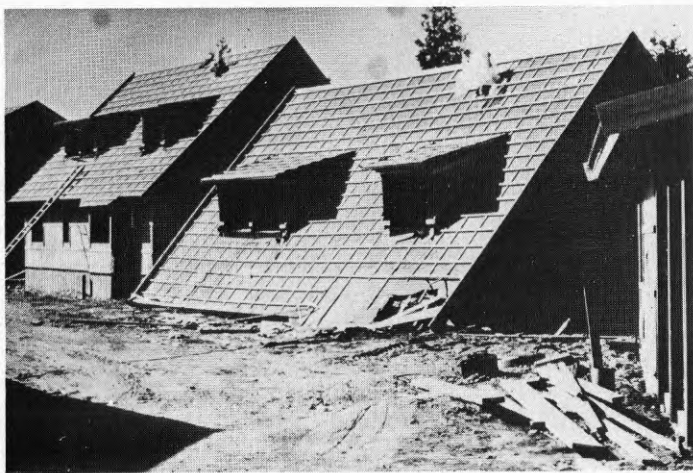


Bild 7.2.3 visar det raserade huset sett från läsidan, där
 läsidans långvägg ligger dold under den nedfallna takkonstruk-
 tionen. Den utskjutande takdelen över burspråket (se huset
 intill) har orsakat sönderbrytningen vid takhörnet när kon-
 struktionen tog mark.



Bild 7.2.4 visar huset sett ungefär från söder. Den östra långsidan var sålunda läsidan.



Bild 7.2.5 visar huset sett ungefär från sydväst. I förgrunden ligger toppen av en avblåst björk med den kvarstående lutande björkstammen synlig till vänster.



Bild 7.2.6 visar den västra nedbrutna väggen på lovartsidan. Man ser, liksom på föregående bilder att väggen var försedd med utanpå regelverket monterade fasadskivor av mineralull. Vidare framgår att fönstren ej var insatta.



Bild 7.2.7 visar lovartsidans omkullslagna vägg vid det nordvästra hörnet med rester av den hopknycklade gavelväggen.

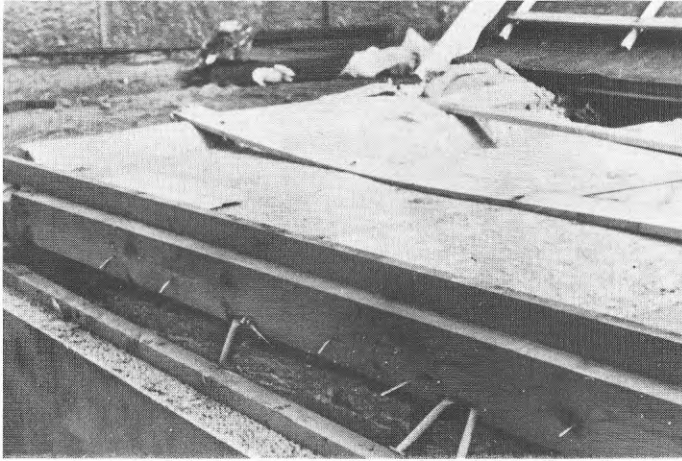


Bild 7.2.8 visar den västra väggens uppbrutna bottensyll som varit spikad mot överytan på en vertikalt ställd syll med samma dimension som de motstötande golvbjälkarna över byggnadens kryprum. (Se bild 7.2.15 och 7.2.16 i ett icke raserat hus med samma konstruktion). Denna infästning har inte haft märkbar förmåga att motverka raset.

Den vridna och böjda regeln ungefär i bildens mitt (spikregel under fönster för panelen) är som synes infästad med 1 spik i varje korsningspunkt med väggens stående regler. Sådana enstaka spikar är slagna genom distanshylsor av den sort som syns på bild 7.2.10. De rörformiga hylsorna har ytterdiametern 20 mm med slitsar för genomspikning i ena ändens botten och med andra änden utformad för genomskärning av mineralullen. Hylsan gör det sålunda möjligt att fästa horisontella spikreglar utanpå fasadskivorna som på detta sätt kan monteras heltäckande utanpå regelverket endast genombrutna av hylsorna och spikarna. Fasadskivorna är på insidan (mot regelverket) tätade med vindtätande icke diffusionstätt papper. Denna pappersyta (svart) framträder tydligt på t ex bilder 7.2.12 t o m 7.2.16. Inklädnaden med detta material ger i princip en vindtät vägg. 1½-planshuset var vid skadetillfället sålunda försett med vindtät kringklädnad medan fönstren ännu inte var insatta.

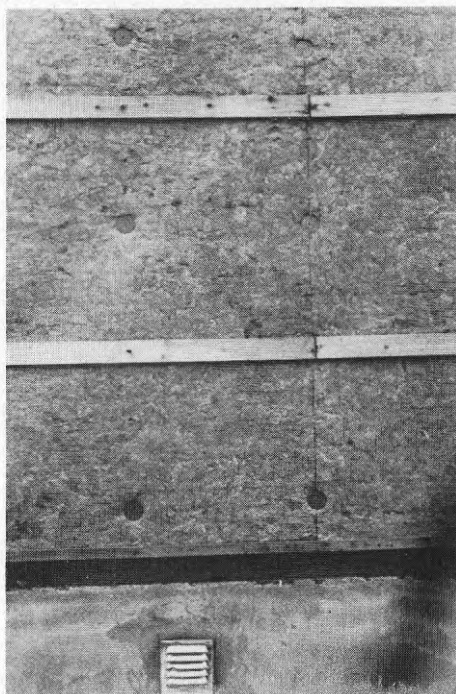


Bild 7.2.9 visar en del av en gavelvägg i ett oskadat hus. De runda brickorna med spik i mitten är till för att vid upp-sättningen fixera fasadskivorna mot bakomliggande regelverk. Den horisontella spiklåtten fasthålls med spikar in till reglarna och med distanshylsor som visas på bild 7.2.10. Se även text till bild 7.2.8! Man ser att 1 spik per hylsa är normalt. Där lækten skarvas används 1 spik per lækända, så att man där har 2 spikar per hylsa. Genom att lækten då är skarvad blir ändå vridmotståndet dåligt. Spikarna sitter ju dessutom mycket nära lækändarna, vilket ytterligare minskar vridmotståndet.

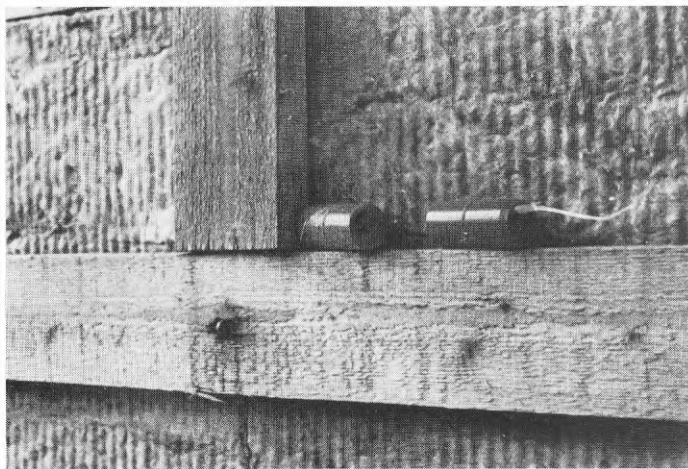


Bild 7.2.10 visar 2 st distanshylsor av det slag som de horisontella spikläkten spikas mot. Hylsans inre ända är skärande för att hylsan skall skära sig in i isoleringen utan att isoleringen deformerar. Dessutom blir hylsan åtminstone delvis fylld med den avskurna isoleringscylindern. Hylsans ytterända har 3 hålslitsar för spikar. Om de yttre slitsarna utnyttjas med 1 spik i vardera slitsen (svårt att i praktiken garantera!) skulle förbandet få en viss vridstyvhet, vilken dock blir mycket liten på grund av det lilla spikavståndet (ca 14 mm) och den "fria" spiklängden (i detta fall ca 45 = hylsans längd). Ibland förekommer större hylsor så att spikavståndet kan vara upp till 30 mm, men vridmotståndet begränsas ändå av den fria spiklängden. En bättre vridstyvhet skulle uppnås om hylsans båda ändar kunde förses med nabbar som vid spikningen tränger in i de anslutande virkesdelarna och samtidigt hylsans diameter ökades ytterligare. Av värde skulle då vara att använda kampspek för att bättre säkerställa det tryck som fordras för vridmotstånd.



Bild 7.2.11 visar det raserade husets övervåning i nedrasat läge. Mellanbjälklagets bjälkar är i byggnadens mitt avkapade vilket skedde i katastrofsituationen då minst två arbetare blivit fastklämda under bjälkarna. En av dem omkom omedelbart medan en annan senare dog av skadorna. På bilden kan man se att sidoväggar, lutande tak och hanbjälklag är färdigisolerade samt försedda med plastfolie och glespanel. I gavelväggen är isoleringen mellan reglarna nästan färdig. Bottenvåningen hade i stort sett samma färdigställingsgrad med bl a golvbjälklaget isolerat men ännu inte försett med golvsqivor.

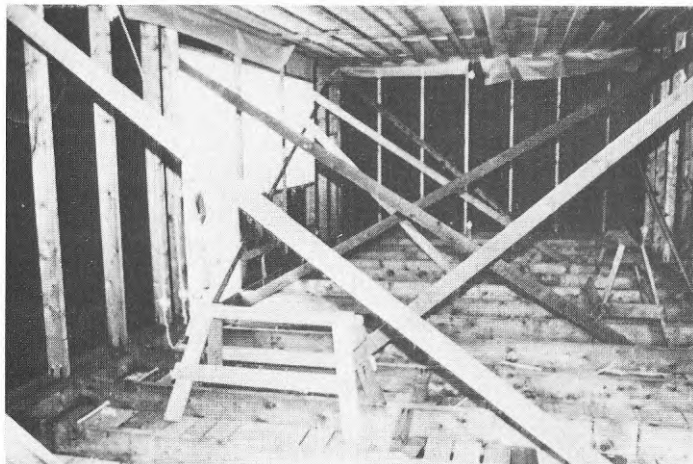


Bild 7.2.12 är från ett oskadat hus av samma konstruktion som det raserade.

Denna bild kan anses beskriva hur det raserade huset bör ha sett ut i bottenvåningen före raset, bortsett från att isoleringsarbetena ej kommit lika långt. Enligt intervjuer på arbetsplatsen skall strävsystemet ha varit likartat. Dock kan någon eller några strävor ha varit losstagna för att underlätta eller möjliggöra viss ledningsdragnings etc. Bottenvåningens tak hade försetts med glasfiberarmerad plastfolie (genomtrampningssäker) och glespanel. Bilden visar utrymmet mot lovartsidan.



Bild 7.2.13 visar det inre av samma hus mot läsidan.

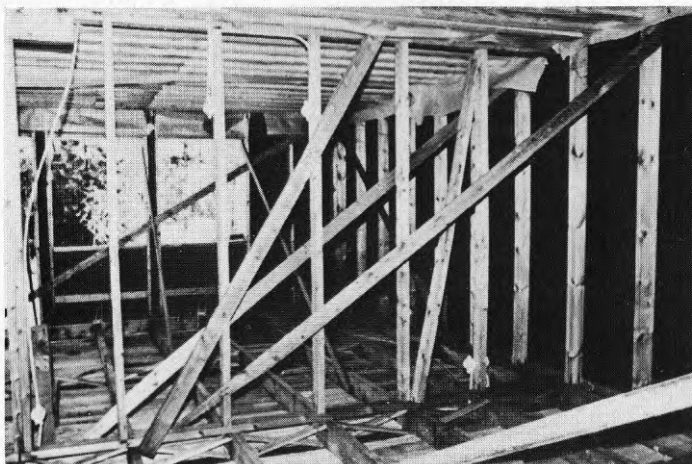


Bild 7.2.14 visar det inre av samma hus sett från läsidan mot lovartsidan.

Bilderna 7.2.12, 7.2.13 och 7.2.14 ger möjlighet att räkna antalet strävor som kan ha funnits i det katastrofdrabbade huset. Med hänsyn till vindriktningen blir antalet fria dragna strävor ca 8 st. Därtill kommer 2 knäckavstyvade strävor i vardera gaveln.

Ett sannolikt antal verksamma strävor är alltså 12 st. Dessa strävors uppgift har alltså varit att stå emot den vindlast som påverkat mellanbjälklaget. Detta har varit ganska väl sammankopplat med takkonstruktionen, vilket belyses av exteriörbilderna på det raserade huset.

Bilderna visar sålunda den vid nästan alla liknande skadefall i Sverige vanliga situationen med en nästan intakt takdel som störtat ned på grund av dålig stabilitet hos undervåningen. Det vanliga har också varit att det drabbat $1\frac{1}{2}$ -planshus vilket naturligtvis förklaras av att takdelen då har stor vindyta och att därför horisontalkrafterna från vinden blir stora.

Vid andra husformer, t ex enplanshus med flacka tak blir horisontalkrafterna mindre medan i stället lyftkrafterna kan bli betydande. Detta belyser vi i det teoretiska avsnitt som behandlar beräkning av vindlaster.

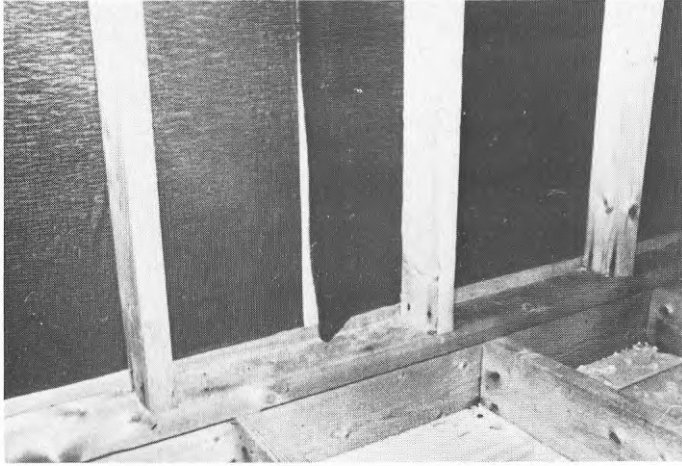


Bild 7.2.15 visar en detalj av ytterväggens anslutning mot golvbjälklaget över kryputrymmet. Den visar också fasadskivans vindttätande pappersskikt som lokalt lossnat i en skarv ungefär mitt emellan reglar.

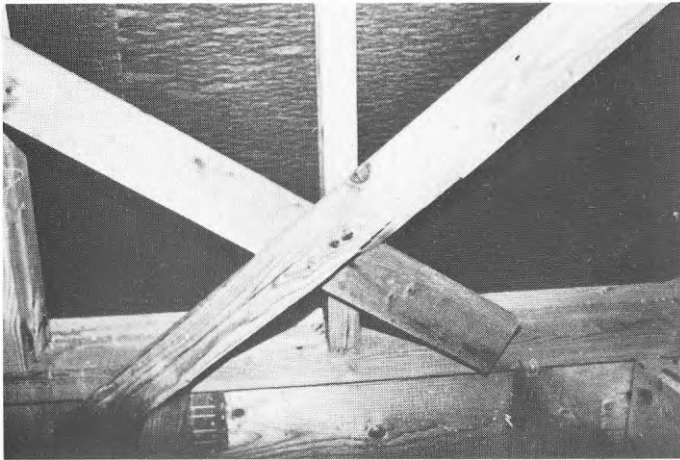


Bild 7.2.16 visar infästning av strävor som satts upp mot ytterväggens regelverk. Som synes har man eftersträvat att fästa in varje sträva med två spikar i varje ända. Eftersom den ena strävan kommit ovanpå den andra har infästningen av den ovanpåliggande placerats genom den underliggande in i väggregeln. Infästningen kan nöjaktigt fungera endast i

samverkan med vertikalregelns infästning i syllen (skräspikning längs fibrerna) och med den underliggande regelns infästning. Med tanke på spikars verknings sätt och kraftriktningen (vi tänker oss den överliggande strävan dragen) så inser vi lätt att det finns bristfälligheter i förbanden. Detta skall man hålla i minnet när man värderar sättet att fästa in de nödvändiga strävorna.

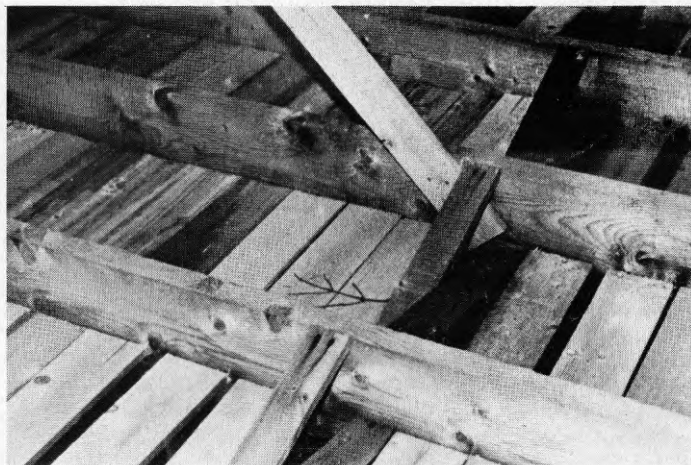


Bild 7.2.17 visar en "fri" strävas infästning i golvvjälklaget. En undersökning visade att man omväxlande använt 75 mm:s och 100 mm:s spik, sannolikt nr 28 resp nr 34, olika i olika hus och därmed ganska stor skillnad i förankringskapacitet. Dessutom varierade antalet strävor från hus till hus, vilket ytterligare stärker misstanken att strävningens kapacitet kan ha varierat betydligt, kanske till stor nackdel för det raserade huset. På annan plats skall vi diskutera sannolika gränser hos de vindlasten och därmed vindhastighet som kan ha orsakat katastrofen.

En sak vi inte kan underlåta att påpeka är att det måste ha varit svårt att få golvvjälklaget någorlunda dragfritt i anslutning till krysskolvningen, eftersom denna inte tillåter en ostörd framdragning av trossbottenpappen.

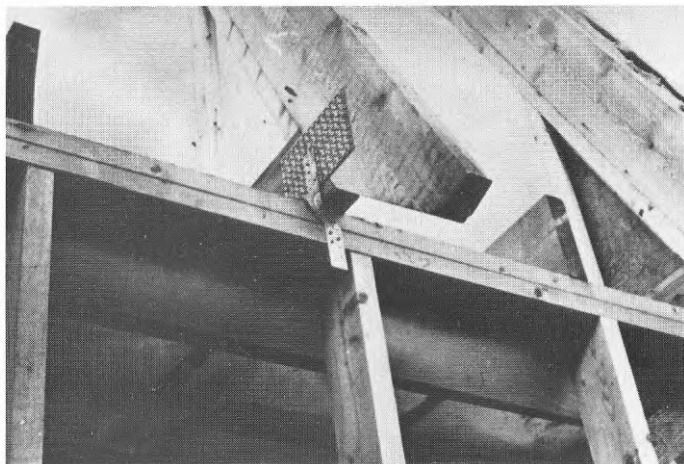


Bild 7.2.18 visar ett för byggsplatsen ifråga vanligt exempel på takstolsinfästning, innebärande att takstolen blir förankrad mot lyft genom infästning i remstycket, som i detta fall är dubblerat, förmodligen för att tillåta excentrisk placering av takstolen över väggreglar.

I det visade byggskedet finns ingen effektiv vidareförankring ty de spikar som säkert slagits rakt ned i väggregeln genom det undre remstycket tar ju endast obetydlig dragkraft och får dessutom normenligt ej räknas som verksamma för dragförankring. Situationen förbättras när gipsskivan på insidan monterats och spikats i remstycket. Med den "utvändiga" fasadskivan monterad utanpå regelverket fås ingen ytterligare förankring att tala om. Detta innebär att i ett känsligt skede med möjlighet till stora inre övertryck i huset under byggnadstiden takstommen är dåligt eller inte alls förankrad.

I de här studerade husen med sina ganska branta tak blir dock lyftkrafterna så små att egentyngden nöjaktigt räcker till för att motverka lyftning av taket. Ett sämre förhållande uppstår om taken är flacka.

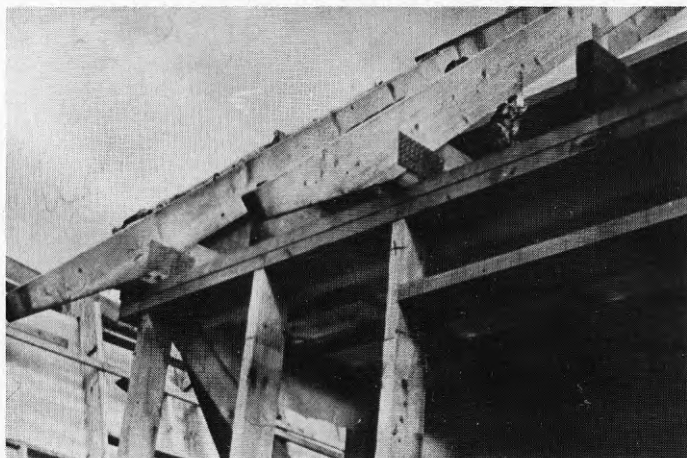


Bild 7.2.19 visar ett annat hus där förankringen med det speciella beslaget enligt bild 7.2.18 glömts bort, vilket också skamset erkändes av snickarbasen och som också erkände ansvar i sammanhanget. För rättvisans skull måste framhållas att någon sådan brist inte kan ha utlöst katastrofen med det raserade huset.

Den relativt övertydliga redovisningen av vissa detaljer i utförandet har gjorts för att belysa hur viktiga detaljer i arbetsutförande och kontroll kan vara. Utredarens förhoppning är att en noggrann genomläsning av bildbeskrivningarna skall ge tips om de brister som kan finnas men även om de möjligheter som finns att på ett ofta enkelt sätt förbättra säkerheten.

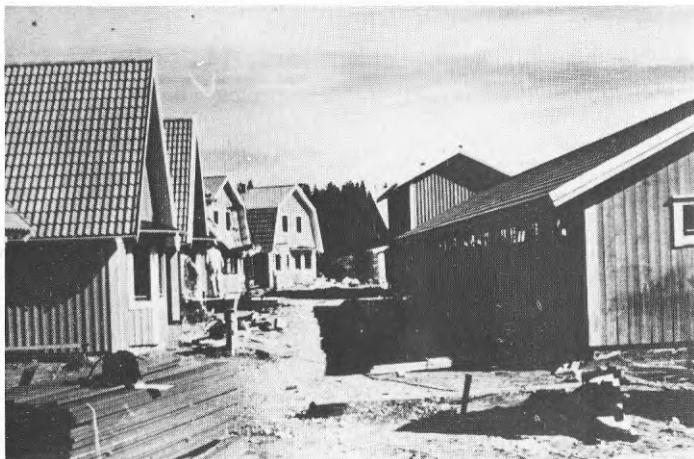


Bild 7.2.20 har medtagits för att visa hur planerare, arkitekter och byggare tydligen starkt medvetet eftersträvar en varierad och levande boendemiljö som enligt utredarens mening måste anses vara värd att eftersträva. I denna strävan får man ej glömma även de detaljer som kan bidra till att göra arbetsplatsen som sådan till en säker arbetsmiljö.

7.2.2 Analys av skadefall nr 2

1½-plans enfamiljhus. Bilder 7.2.1 och följande. Huset var vid skadetillfället inklätt med sk fasadskivor med tjockleken 50 mm. Utvändiga planmått: bredd 8.8 m, längd 10.0 m, taklutning 45°.

Huset är beläget i norra utkanten av Värnamo och i västra kanten av en gruppbebyggelse med drygt 100 st enfamiljshus. Raset inträffade under arbetstid måndagen den 11 september 1979. Stormvarning utfärdades av SMHI söndagen den 10/9 kl 16.45 gällande till måndag kväll: STRÖMSTAD - BERGKVARA, S. ÖLAND: Omkring väst, byig, i natt 15 - 20 m/s sedan något avtagande.

Måndagen den 11/9 kl 06.35 gavs följande varning: VINGA - BERGKVARA, S. ÖLAND: Från i natt nordväst 17 - 23, möjligen storm 28.

Väderläget beskrevs vidare på följande sätt: Söndagen den 10/9 "Vädret fortsätter att vara ostadigt. Ett lågtryck på södra delen av Norska havet rör sig österut till Bottenhavet. Ett regnväder som trängt in över västra Götaland rör sig snabbt vidare österut med ett annat över Finland och norra Norrland bara tillfälligt försvagas. En kraftig västlig luftström utbreder sig över Nordsjön och södra Sveriges farvatten."

Måndagen den 11/9: "Ett omfattande område med mulet väder och regn på Nordatlanten rör sig under det närmaste dygnet över södra Skandinavien. Sedan lågtrycket passerat utbreder sig en kraftig nordvästlig luftström över Nordsjön, senare över svenska väst- och sydkusten. I mellersta och norra Norrland är det mulet, och regn faller på de flesta håll". För det aktuella området, sydligaste Sverige samt Halland, södra Västergötland och västra Småland gavs följande väderut-sikter:

Söndagen den 10/9 gällande från söndag middag till måndag middag: "Frisk västlig vind, från i kväll hård byig vid kusten. Mot kvällen upphörande regn, i morgon omkring halvklart och 15 till 18 grader".

Måndagen den 11/9 gällande från måndag middag till tisdag middag: "I dag måttlig till frisk sydlig vind, mulet och regn som sprider sig österut. Under natten omslag till hård nordvästlig vind, upphörande regn och delvis lättande molntäcke. Dagstemperatur 12 - 15 grader".

Vad som i verkligheten hände med vädret under måndagen stämmer inte alldeles med utsikterna. I verkligheten uppkom det mycket kraftiga vindstråk över sydvästra Sverige med omfattande stormfällning i skogarna, ofta längs bestämda stråk, vilket också undertecknad kunde konstatera vid besök i området under onsdagen och torsdagen. Ett sådant vindstråk drog bl a fram över Apladalen i Värnamo där det ställde till mycket förödelse. Det var förmodligen samma eller ett liknande vindstråk som orsakade det beskrivna skadefallet i norra Värnamo. Enligt yrkes-

inspektören i det berörda distriktet skall man ha bedömt vindstyrkan till så mycket som 42 m/s i byarna. Vid ungefär samma tidpunkt inträffade ett liknande husras i Gislaved (skadefall 3 enligt denna rapport). Där beskrev en f d sjöman vinden ungefär så här: "Dånet i luften var ungefär detsamma som i orkan ute på havet". Det är därför säkert så att vindsituationen, åtminstone lokalt, starkt överträffade vad som kunnat bedömas ur väderleksrapporterna. Den meteorolog som utredaren intervjuat i samband med diskussioner kring skadefallen sade också att vissa symboler på de aktuella väderlekskartorna tydde på möjligheter till extrema vädtersituationer av det slag som blev. En "produktionsanpassad" rapport skulle sålunda ha kunnat innehålla kraftigare varningar, åtminstone för lokala vädersystem av allvarligare slag än dem som väderleksutsikterna antyde.

Ovanstående noggranna beskrivning av prognoser etc har medtagits för att ge läsaren en uppfattning om de svårigheter som föreligger att enbart ur en väderleksrapport säkert bedöma ett riskmoment. Det är därför också med hänvisning till redogörelsen ovan naturligt att man i den aktuella situationen inte hade vidtagit några speciella säkerhetsåtgärder.

Vi kan ändå trots allt utgå ifrån att betydande vindstyrkor uppträdde i den aktuella situationen. De kan ha varit mellan 25 och 40 m/s, värden som motsvarar vindlaster från 1 till ca 2,6 i relativa tal med grundtrycksvärden enligt SBN 1975 från ca 0,38 kN/m² till ca 0,96 kN/m². Det verkliga värdet är svårt att fastställa. Genom att räkna sig tillbaka från sannolika brottlaster med den strävning som fanns kanske vi ändå kan få en viss uppfattning om storleksordningen. Detta förutsätter att de teorier som tillämpas är någorlunda verklighetsförankrade.

Vi betraktar därför det aktuella skadefallet samt skissar med hjälp av fotografierna och ritningsuppgifter förutsättningarna:

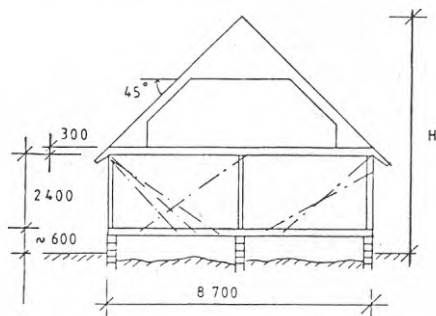


Fig 7.2.1 Skadefall 2.

$$\begin{aligned} \text{Vindlasthöjd} &= 0,5 \cdot 2,45 + 0,30 + 0,5 \cdot 8,70 \cdot \text{tg } 45^{\circ} = \\ &= 1,225 + 0,30 + 4,35 = 5,88 \text{ m} \end{aligned}$$

Vindlast horisontellt = $5,88 \cdot q$ kN/m
 Med huslängden = 10 m fås total horisontell vindlast som skall dimensionera strävsystemet = $10,0 \cdot 5,88 \cdot q =$
 $= 58,8 \cdot q$ kN/hus

$$h_w = 0,60 + 2,45 + 0,30 + 4,35 = 7,70$$

$$q_{red} = 0,7 \cdot 0,6 (12(2 + \log 7,7))^2 \cdot 10^{-3} = 0,504 \text{ kN/m}^2$$

Enligt vanliga regler skall sålunda strävsystemet dimensioneras för totala horisontalkraften $58,8 \cdot 0,504 = 29,63$ kN vid en dimensionerande vindhastighet

$$v_{red} = 0,837 \cdot 12(2 + \log 7,7) = 28,9 \text{ m/s}$$

Enligt beskrivning av bildserie 7.2.1 kom vi fram till att det i skadetillfället kan ha funnits 12 verksamma strävor. Dessa strävor hade enligt bilderna lutningar varierande mellan ca 30° och 40° mot horisontalplanet. Vi räknar för enkelhetens skull med en antagen medellutning = 35° . Varje sträva får då vid antagen jämn fördelning på strävorna

$$\text{kraften } \frac{29,63}{12 \cdot \cos 35^\circ} = 3,01 \text{ kN/st.}$$

Om vi förutsätter att strävorna var spikade med 2 st spik 100 nr 34 i varje ända blir den exceptionellt tillåtna kraften per sträva = $2 \cdot 1,4 \cdot 0,45 = 1,26$ kN.

En inte osannolik brottlast kan vara 2,1 å 2,8 gånger större dvs 2,7 å 3,5 kN per sträva. Vi ser med detta betraktelsesätt att katastrofen hade kunnat inträffa även om 12 st strävor varit verksamma.

Om vissa strävor varit spikade med spik 75 nr 28, vilket konstaterades vara fallet i andra icke raserade hus, så var den behövliga vindhastigheten mindre för att ge brottlaster i spikförbanden. Vi vet heller inte hur många strävor som i verkligheten var i funktion. Enligt intervjun med arbetsledningen kan det ha varit så, att några strävor vid skadetillfället hade lossats för att medge t ex ledningsdragning eller färdigisolering.

Genom studier av arbetsutförandet på den aktuella platsen liksom på andra arbetsplatser har vi också ofta konstaterat, att även om strävorna i sig själva är väl spikade, så är den vidare förankringen till grunden eller till stommen ovanför strävan inte sällan dåligt tillgodosedd. I det aktuella fallet är det sålunda fullt möjligt att vindhastigheter långt under 30 m/s kan ha orsakat raset. I föregående resonemang har vi förutsatt att vindlasten var fullt utvecklad över hela huskroppen samt att vindriktningen låg nära vinkelrätt mot husets långsida.

Vidare har vi bortsett från andra styvheter i bottenvåningen än dem som ges av strävor. Samstämmiga uppgifter från fabrikkantledet har också bekräftat att man inte får någon användbar skivverkan med fasadskivorna. Det på fasadskivorna spikade horisontella regelverket med distanshylsor av plast har en mycket begränsad uppstyvande verkan. Fästpunkterna med den ensamma spiken ger endast försumbara vridmotstånd. För att ge något bidrag till styvheten skulle hylsorna dels behöva vara försedda med taggar eller "sågtänder" i ändarna och dels skulle spikarna behöva vara av typ kamspik för att orka hålla fast hylsorna under vridningen. Dessutom får det möjligen utnyttjade "gallerverket" en ganska stor deformation innan något väsentligt motstånd hunnit byggas upp. Innan något väsentligt motstånd sålunda eventuellt skulle hinna uppkomma har strävornas mer direkta verkan gjort sig gällande. När sedan strävorna genom brott i spikförbanden börjar ge efter så når säkerligen dessa sin brottdeformation innan gallerverkets eventuella motstånd byggs upp.

Trots detta har vi vid besök på annan arbetsplats erfarit att byggsplatspersonalen haft stor tilltro till gallerverkets uppstyvande förmåga. Detta skadefall ger dock stöd för att den ovan beskrivna dåliga funktionen är ett faktum.

Slutsatsen i detta skadefall blir att strävningen borde ha varit bättre utförd. Med dubbelt så starka infästningar hade säkerheten varit ungefär den som bör eftersträvas vid exceptionellt lastfall. Emellertid gäller ej detta enbart spikningen av strävorna utan också förankringen vidare utanför strävändarna. Den aktuella byggnadens konstruktion (se bildserie 7.2.1) var sådan att uppenbar risk fanns för lossdragning av de konstruktionsdelar där strävorna var infästade.

7.3 Skadefall nr 3

7.3.1 Bildserie till skadefall nr 3

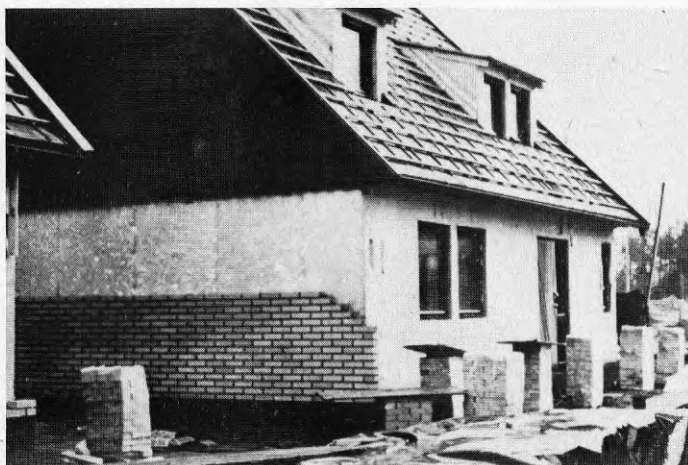


Bild 7.3.1 visar ett nästan oskadat hus av samma slag som de raserade husen. Regelverket har utvändigt försetts med en 30 mm:s fasadskiva med det vindtäta pappersskiktet lagt mot regelns utsida (se t ex även bild 7.3.10!). Husen är avsedda att utvändigt förses med $\frac{1}{2}$ -stens fasadtegel som förankras med spikar genom isoleringen in i regelverket. Huset på bilden försköts vid skadetillfället ca 3 cm i vindriktningen i höjd med takfoten. Det som hindrade katastrofen för detta hus var att gavlarnas tegelväggar var påbörjade så att spikarna in i teglet höll emot. Den förskjutning som uppkom hade när bilden togs återjusterats med hjälp av en traktor. Invändigt hade därefter väggarna förstärkts med infällda strävor i regelverket enligt bild 7.3.11.

Till vänster i bild 7.3.1 skymtar ett intilliggande hus som vid skadetillfället hade förskjutits ca 16 cm innan tegel-spikarna förmådde fånga upp rörelsen. I detta hus hade endast ena gaveln hunnit muras upp till en knapp meters höjd. Även detta hus kunde utan större besvär rätas upp.



Bild 7.3.2 visar två av de tre vid skadetillfället raserade husen. (Det tredje huset syns till höger på bild 7.3.3.)

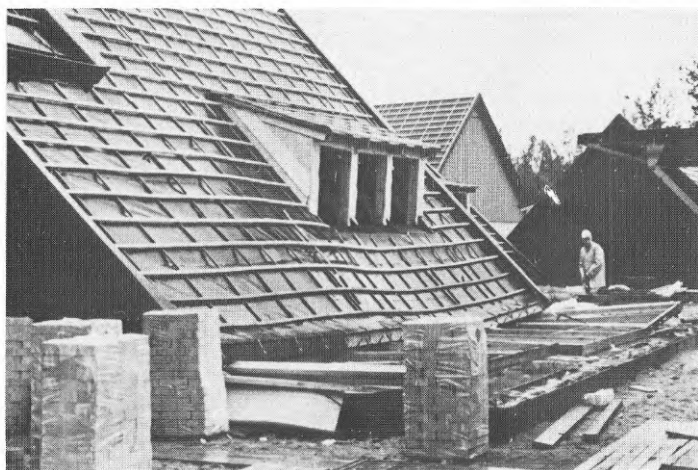


Bild 7.3.3 visar den nedfällda väggen på lovartsidan. Uppröjningen är påbörjad varför väggisoleringen är avlägsnad.

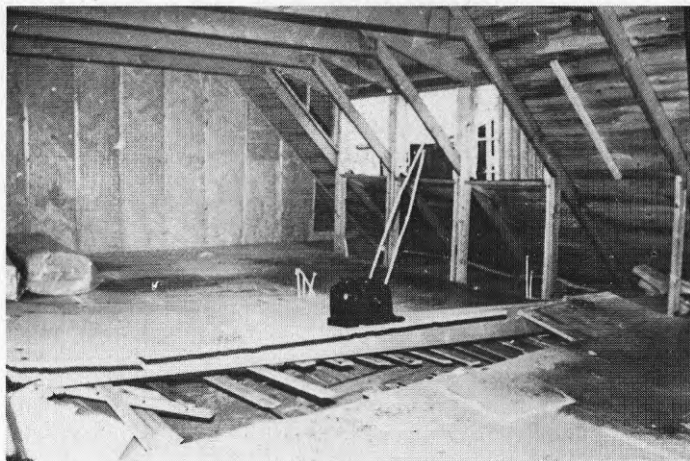


Bild 7.3.4 visar det inre av en nedrasad övervåning där man ser hur mellanbjälklaget brutits upp då det tryckts mot en trave gipsskivor. Vid tidigare skadefall har det hänt att dödsolyckor undvikits genom att arbetarna hunnit ta skydd eller haft turen att få skydd intill en trave med gipsskivor. Att detta varit fullt möjligt kan lätt ses på bild 7.3.6.



Bild 7.3.5 visar att det sönderbrutna mellanbjälklaget samt yttertaket lokalt fått stora deformationer utan att brytas sönder. Bilden hade varit delvis en annan om yttertaket bestått endast av ett "vattentak" med fribärande tegelläkt. Dock har det visat sig att även i sådana fall takkonstruktionen brukar vara väl sammanhållen även efter nedfallet.

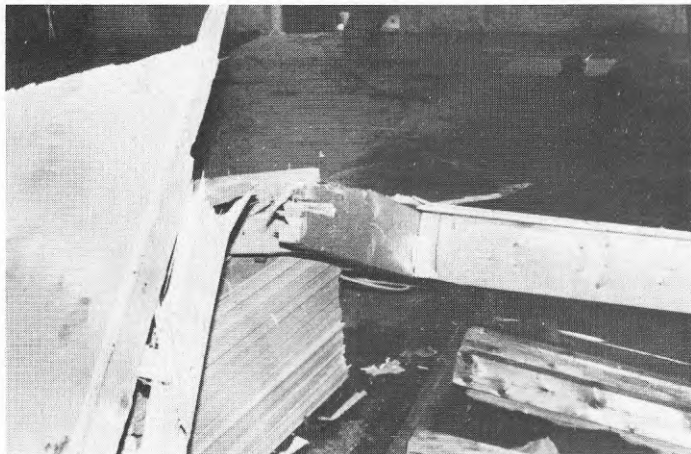


Bild 7.3.6 visar som sagts den "skyddsverkan" som en trave gipsskivor kan ha. Bilden ger också en dramatisk illustration av de stora krafterna där något kommer i kläm vid ett ras.

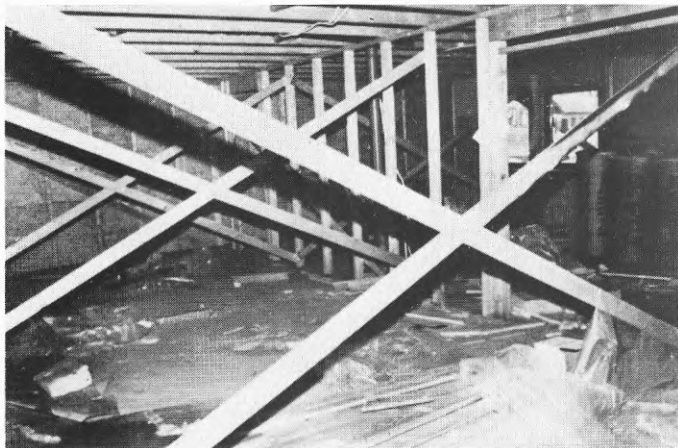


Bild 7.3.7

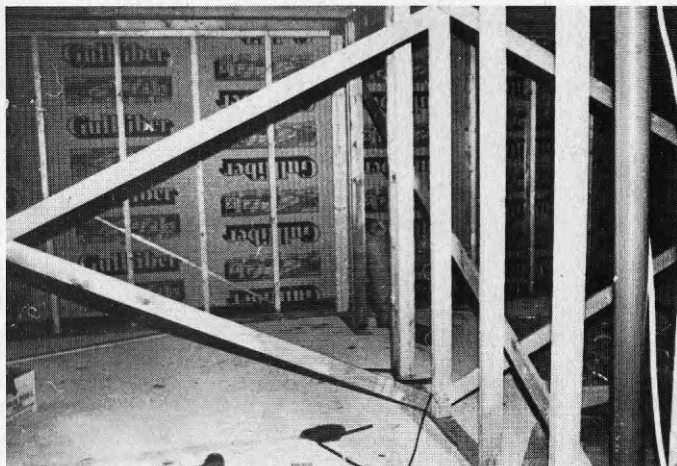


Bild 7.3.8

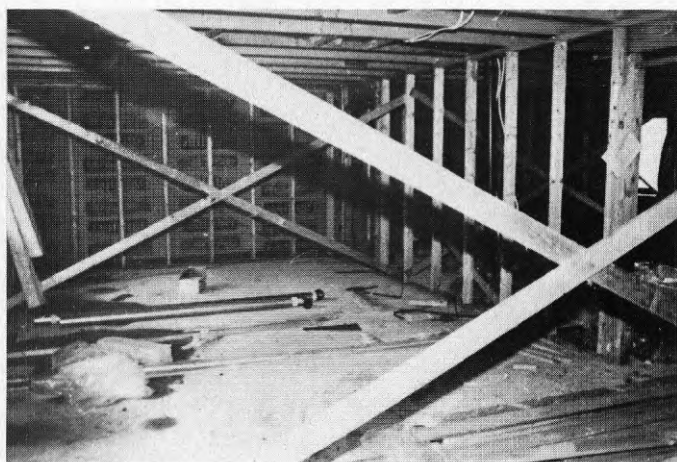


Bild 7.3.9

Bilderna 7.3.7, 7.3.8 och 7.3.9 visar det strävsystem som från början funnits i de raserade husen. Vid skadetillfället var emellertid alla dessa strävor avlägsnade och använda till glespanel i mellanbjälklaget på sätt som framgår av bild 7.3.11!



Bild 7.3.10 visar de stålband som anbringats på regelverkets utsida under fasadskivorna. Dessa stålband var i allmänhet infästade med 2 spik 100 nr 34 i vardera änden. Meningen med dessa var, enligt intervju med arbetsledningen, att de skulle vara tillräckliga för stabilisering av huset så snart yttertakets var påspikat och mellanbjälklaget hade försetts med övervåningens spånskivegolv. Meningen var då att vindlasten i tvärriktningen skulle överföras till gavlarna med deras vindförband av stålband. En enkel kalkyl visar dock, som vi kan se på annan plats i redogörelsen, att stålbanden endast förmår ta upp en liten del av den last som kan uppkomma en blåsig dag, särskilt i ett fall som här, när husen stod i utsatt läge mot en slätt.

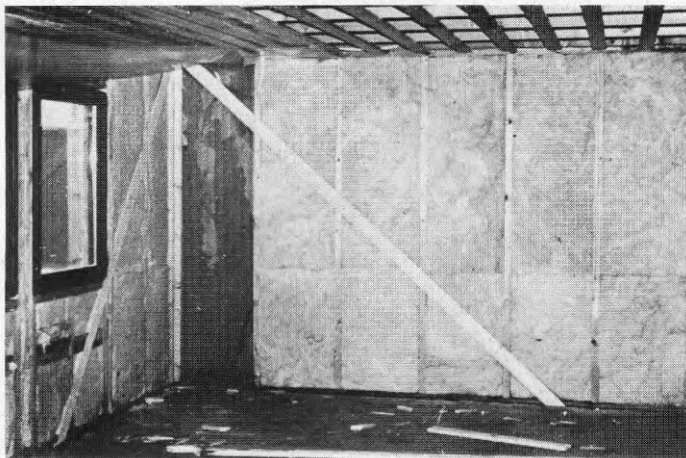


Bild 7.3.11 visar innersidan av en gavelvägg efter den förstärkning som utfördes i varje hörn av de båda hus som berördes av stormen men inte rasade. Strävorna var avsedda att bli kvar i det färdiga huset och är därför infällda i regelverket. De är spikade med 3 st spik 100 nr 34 i vardera änden. Motsvarande vidareförankringar vid underliggande syll och överliggande remstycke var så vitt man kunde se inte utförda. Vid det fortsatta byggandet krävdes så vitt vi vet ytterligare åtgärder för stabilisering i princip med flera provisoriska strävor beräknade för den reducerade vindlast som enligt SBN 1967 föreskrivs under kort användningstid och som tills vidare accepteras av Arbetarskyddsstyrelsen.

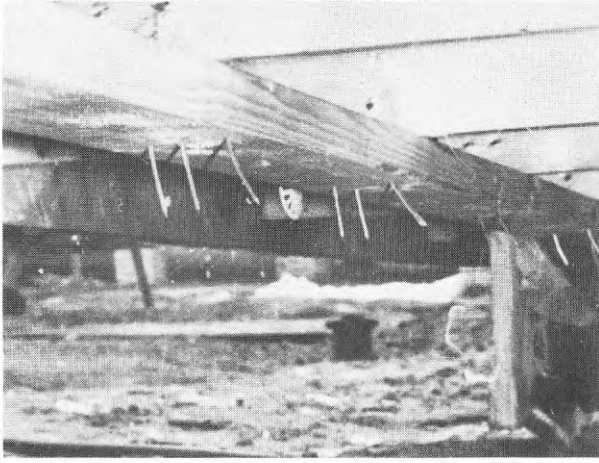


Bild 7.3.12

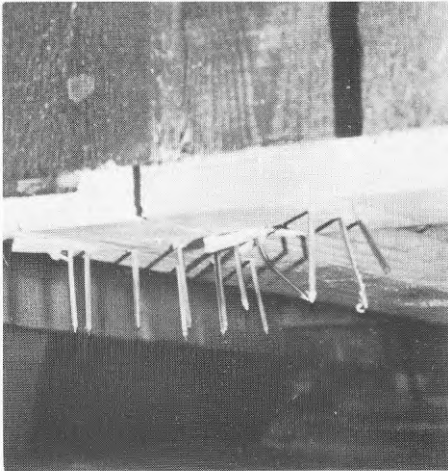


Bild 7.3.13

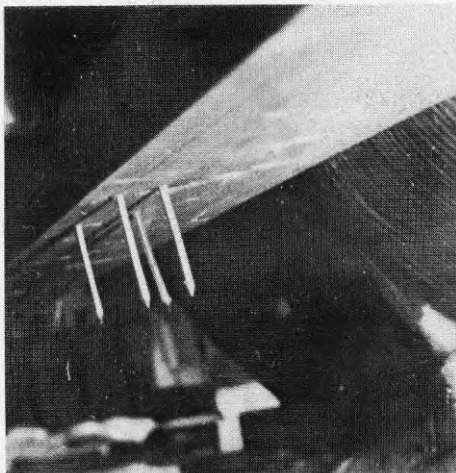


Bild 7.3.14

Bilderna 7.3.12, 7.3.13 och 7.3.14 visar ytterväggarnas remstycke med de spikar utstickande som varit spikade ner i de vertikala reglarnas överända. Av spikarnas utseende kan man dra slutsatsen att utdragningen skett i samband med att väggen viker sig och inte genom att taket har lyfts från remstycket.

Beräkningar för det aktuella fallet visar också att för denna byggnad övervåningens tyngd bör ha varit tillräcklig för att hindra en regelrätt lyftning av takkonstruktionen. Att vi på bilderna inte ser de aktuella väggreglarna beror på att takkonstruktionen vid nedfallet gled iväg ett stycke innan rörelsen bromsades upp.

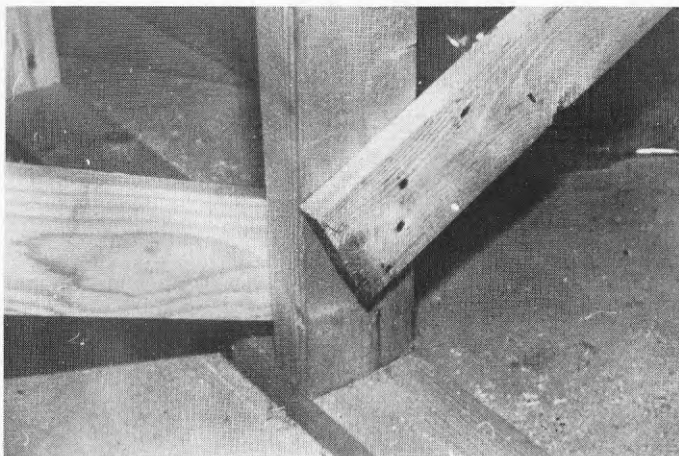


Bild 7.3.15

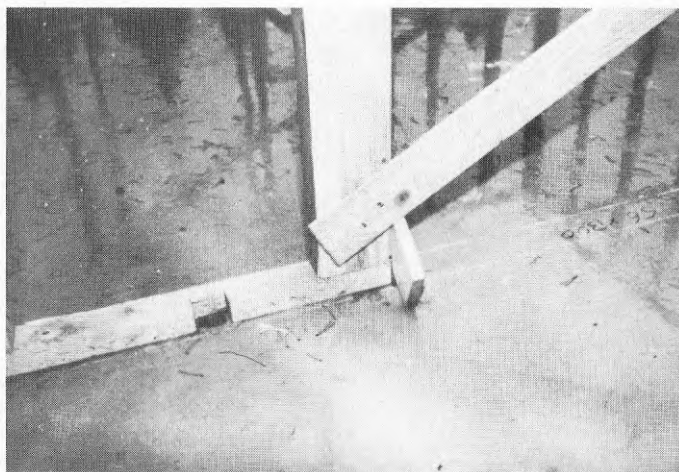


Bild 7.3.16

Bilder 7.3.15 och 7.3.16 visar ett vanligt sätt att fästa in strävor. Om strävorna är avsedda att säkra stabiliteten mot de vindlaster som kan uppkomma, så är detta sätt för infästning olämpligt. Eftersom de vertikala reglarna oftast är litet eller rent av inte alls belastade av egentyngder blir fästets kvalitet nästan helt beroende av de vertikala reglarnas förankring. Denna förankring består i praktiken liksom på bilderna ofta endast av skråspikning i en syll, som i sin tur ofta är dåligt förankrad. Detta är mycket vanligt eftersom förankringen inte erfordras i det färdiga huset. Förankringsproblemet behandlas utförligare på annan plats i rapporten.

7.3.2 Analys av skadefall nr 3

Detta skadefall inträffade ungefär samtidigt som skadefall 2. Därför gäller samma allmänna förutsättningar i vädersituationen. Platsen är en gruppbebyggelse i norra utkanten av Gislaved.

Fem 1½-plans enfamiljshus berördes. Tre av dessa raserades på det typiska sättet, nämligen så att bottenvåningens stomme vek sig med rörelsen nästan exakt i husens tvärriktning. Husens längsriktning är ungefär sydväst-nordost. Husen ligger utefter områdets nordvästra gräns och vinden kom i stort sett från väster. Åt väster finns en slätt med någon kilometers utbredning. De berörda husen råkade vara de inom området som blev mest utsatta för stormen och som samtidigt för tillfället var mest känsliga för påverkan. Orsaken till den särskilt stora känsligheten beskrivs i bildserie 7.3.1. I detta kapitel kommer vi därför endast att behandla frågan om de laster som kan ha varit aktuella i sammanhanget.

Följande skiss visar schematiskt husets tvärsektion (stomme och isolering) utan tegelbeklädnaden.

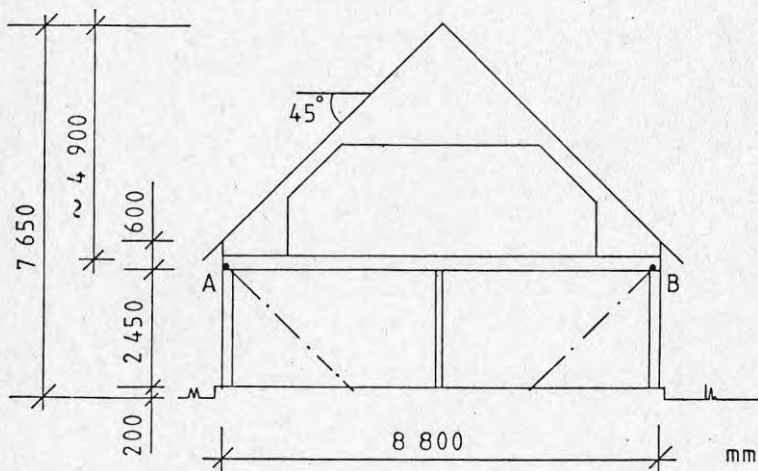


Fig 7.3.1 Skadefall 3

$$\begin{aligned} \text{Vindlastytan} &= 0,5 \cdot 2,45 + 0,60 + 0,5 \cdot 8,80 \cdot \text{tg}45^{\circ} = \\ &= 1,225 + 0,60 + 4,40 = 6,23 \text{ m/m huslängd} \\ \text{Husets längd utan tegel på gaveln} &= 9,85 \text{ m} \\ \text{Takets längd} &= 10,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Totala vindlastytan} &= 6,23 \cdot 9,85 + 4,9 (10,6 - 9,85) = \\ &= 61,37 + 3,68 = 65,04 \text{ m}^2 \\ h_w &= 0,2 + 2,45 + 0,60 + 4,40 = 7,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Den totala vindlast som skall upptagas i nivå med uk mellanbjälklag är

$$H = v_{\text{tot}} \cdot A_1 \cdot q_{\text{akt}} = 1,2 \cdot 65,04 \cdot q_{\text{akt}} = 78,05 \cdot q_{\text{akt}}$$

Om q_{akt} sättes = q_{red} enligt denna rapport's förslag och

Arbetskyddsstyrelsens anvisningar fås

$$q_{\text{red}} = 0,7 \cdot 0,6 (12(2 + \log 7,65))^2 \cdot 10^{-3} = 0,503 \text{ kN/m}^2$$

och total vindlast $H = 78,05 \cdot 0,503 = 39,25 \text{ kN/hus}$.

Eftersom alla strävor enligt uppgift var borttagna så var utöver regelverk och isolering endast stålband verksamma för kraftupptagningen, i verkligheten alltså ett draget stålband per gavel. Med stagens lutning (ca 40° mot horisontalplanet) var alltså den kraft som borde ha kunnat tagas upp i varje band $0,5 \cdot 39,25 / \cos 40^\circ = 25,62 \text{ kN}$ dvs mer än 2,5 ton!

Banden var spikade med i bästa fall 2 st spikar 125 nr 40 i varje ända. Tillåten exceptionell last i ett sådant förband är enligt SBN 1975 $2 \cdot 1,25 \cdot 1,4 \cdot 0,6 = 2,10 \text{ kN}$. Motsvarande brottlast kan uppskattas till 2,1 å 2,8 $\cdot 2,1$ dvs 4,4 å 5,9 kN.

Brottlasten i stålbanden svarade sålunda ungefär mot 17 å 23 % av dimensionerande last samt den tillåtna lasten endast mot drygt 8 % av dimensionerande last.

Man skulle för att vara helt säker ha behövt ungefär 12 st stålband i varje gavel om staglutningen är 40° . Med staglutningen = 25° mot horisontalplanet minskar erforderliga antalet stag till ungefär 10 st.

Med tanke på svårigheten att förankra stagen vore det orealistiskt att t ex mångfalt öka varje stags kapacitet. Om vi emellertid tänker oss endast 4 stag per gavel i vardera riktningen (4 kryss per gavel) och lutningen hos stagen görs 30° mot horisontalplanet blir dimensionerande kraft per stag

$$= \frac{0,5 \cdot 39,25}{4 \cdot \cos 30^\circ} = 5,67 \text{ kN}.$$

Med spik nr 40 (d = 4 mm, räfflad) fås tillåten last per spik = $1,25 \cdot 1,4 \cdot 0,6 = 1,05 \text{ kN}$. Med 5 spikar per bandända fås tillåten kraft per stag = 5,25 kN. Vi tar oss friheten att godkänna detta!

Vi får en lyftkraft i nedre fästpunkten vid varje stag =
 $5,67 \cdot \sin 30^\circ = 2,84 \text{ kN}$ och en horisontalkraft =
 $5,67 \cdot \cos 30^\circ = 4,91 \text{ kN}$ enligt figuren 7.3.2.

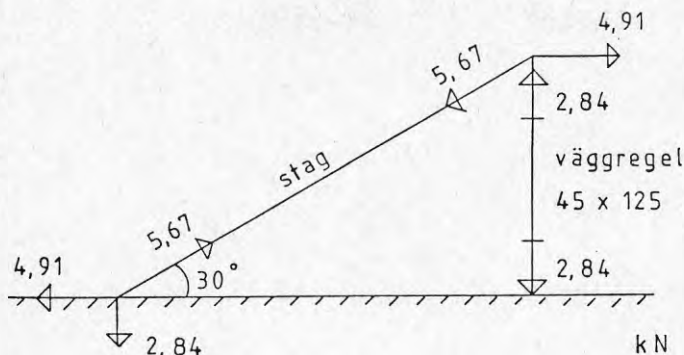


Fig 7.3.2 Krafter i stag och väggregel.

Motsvarande kraftspel återfinns i stagets överända. Utöver att bandinfästningen skall klara sig så måste också väggregeln under övre stagfästet med erforderlig säkerhet (utan att riskera att knäckas) klara tryckkraften 2,84 kN.

Om vi antar att väggregeln står helt fri, vilket kan vara fallet om fasadskivan är monterad utan fästen i just denna regel, så beräknas tillåten exceptionell tryckkraft enligt t ex följande:

$$\text{Reglens längd} = 2450 - 2 \cdot 45 = 2360 \text{ mm}$$

$$i_{\min} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 13,0 \text{ mm}$$

$$\text{Knäcklängden } l \text{ kan något pessimistiskt sättas} = 2360 \text{ mm}$$

$\lambda = l/i = 2360/13 = 182$. Med tanke på verknings sättet är det försvarbart att räkna med $\lambda = 170$ varvid enligt SBN 1975 tabell 27:32 faktorn $K_1 = 0,10$. Med σ -virke i regeln fås då tillåten exceptionell normaltryckkraft i regeln = $0,10 \cdot 5 \cdot 45 \cdot 120 = 2700 \text{ N} = 2,70 \text{ kN}$ dvs nära = den beräknade tryckkraften 2,84 kN. Vi godkänner detta och konstaterar samtidigt att större kraft per stag ej bör förekomma om inte regeln på något sätt är avstyvad. Om regelverket är fyllt med isolering kan dock avstyvning anses föreligga. Ändå återstår problemet att få plats med de 5 grova spikar som krävs i varje bandände. I övre änden kan man ju dra bandet upp ovanpå remstycket medan svårigheten blir större i den nedre änden, om inte bandet drages runt syllan och spikas så att det hålles sträckt. Vi måste då också se till att syllan lokalt förankras för lyftkraften 2,84 kN, vilket kan ordnas med i förväg rätt placerade, i grunden ingjutna stålband eller bultar med bricka och mutter. Typgodkända expanderbultar kan också tillgripas. Vi går här inte mer i detalj in på förankringarnas dimensionering.

Stålbandets påkänning beräknas med avdrag för spikhål. Om t ex staget har dimensionen 25 x 1 mm blir i det beskrivna fallet påkänningen = $5670 / (1 \cdot (25 - 4)) = 270$ MPa. Med en önskvärd säkerhet = 1,3 (exc lastfall för stål) bör sålunda stålbandets sträckgräns ligga på $270 \cdot 1,3 = 351$ MPa. Enligt en stålgrossist är den normala stålqualiteten ungefär SIS 1311 eller SIS 1312 med sträckgräns ca 220 MPa. Med den kraft per band som vi här diskuterar måste den verksamma arean sålunda vara $5670 \cdot 1,3 / 220 = 33,5$ mm².

Med bandtjockleken 1 mm måste sålunda bandbredden vara minst $33,5 + 4 = 37,5$ mm eller med tjockleken 1,25 mm bredden $33,5 / 1,25 + 4 \approx 31$ mm. Låt oss godtaga dimensionen $30 \cdot 1,25$.

Det är då lämpligt att använda korta spikar nr 40 t ex 35 nr 40 (längd 35 mm, diameter 4 mm, räfflad) så att spiken inte böjer sig vid spikning genom stålbandet. Spikarna får inte placeras i bredd.

Vi har här relativt ingående diskuterat användning av flera bandkryss (4 st) per gavel. I praktiken finns givetvis andra lösningar. Sådana beskrivs i det särskilda kapitlet om stöd-konstruktioner.

Vi har heller inte närmare diskuterat stagnation i husets längsled, vilket också måste beaktas.

Vi återgår till den diskuterade tänkbara brottlasten som vi bedömde till 4,4 å 5,9 kN per gavel. Låt oss fixera brottlasten till det högsta värdet samt dessutom antaga att andra inte medräknade styvheter uppskattningsvis kan öka brottlasten ytterligare till 7,0 kN per gavel, dvs för hela huset 14 kN. Utgående från uttrycket total vindlast

$$H = \mu_{\text{tot}} \cdot A_1 \cdot q_{\text{akt}} = 78,05 \cdot q_{\text{akt}} \text{ får vi ekvationen}$$

$$14 = 78,05 \cdot q_{\text{akt}} \text{ där } q_{\text{akt}} \text{ motsvarar grundtrycket i brott-situationen.}$$

$$\text{Sålunda } q_{\text{akt}} = 14 / 78,05 = 0,179 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Sambandet } q = 0,6 v_{\text{dim}}^2 \text{ ger (q i N/m}^2\text{)}$$

$$v_{\text{dim}} = \sqrt{\frac{0,179 \cdot 10^3}{0,6}} = 17,3 \text{ m/s}$$

Denna hastighet skall då anses råda 7,85 m över marken. Detta bör motsvara en medelvindhastighet = $0,75 \cdot 17,3 \approx 13,0$ m/s på 7,85 m höjd och medelvindhastigheten =

$$= 13,0 \cdot \left(\frac{10}{7,85}\right)^{0,15} = 13,5 \text{ m/s på 10 m höjd.}$$

Detta resonemang skulle sålunda ge som resultat att redan vindprognoser kring 13 å 14 m/s i väderleksrapporter gällande inlandet skulle ha inneburit risker för de berörda husen. Emellertid tyder enskilda uttalanden på att det skulle ha

varit orkanstyrka (över 30 m/s) i byarna. Vi skall här spekulera kring några sätt att förklara skillnaderna:

- 1 Vid beräkningen förutsätts vinden ligga vinkelrätt mot byggnadens långsida. Detta var sannolikt inte fallet i verkligheten. Det är sålunda möjligen så att den "resulterande" och därför i tvärriktningen dimensionerande vindhastigheten kan antagas ha varit mindre än den verkliga. Vindlasten samtidigt i husets längdriktning blir mindre genom gavlarnas mindre projektyta så att vindlasten längs huset kunde klaras av de stag som fanns även i husets långsvägg.
- 2 Det kan också ha varit så, eventuellt i kombination med ovanstående, att genom vindbyarnas eventuellt mycket lokala karaktär, vindtrycken enligt antagna formfaktorer inte samtidigt var fullt utvecklade över alla vindlastupptagande ytor enligt beräkningsförutsättningarna. Härvid kan också lokal turbulens och läverkan från hus till hus ha haft sin betydelse. En visserligen omkullblåst men stor reklamskylt och en närliggande jordhög kan också ha bidragit till ett visst lokalt skydd så att åtminstone samtidigtheten för full last över hela byggnaderna kan ha uteblivit.
- 3 Det är heller inte utrett i vilket skede av den aktuella vindbyn som raset inleddes. Det är inte uteslutet att brottlaster kan ha utbildats i ett tidigt skede av anblåsningen, så att den verkliga stormbyn bara hade ett redan skadat objekt att rasera.
- 4 En effekt som ofta diskuteras i vindlastsammanhang är det så kallade dynamiska motstånd (motstånd mot snabb massflyttning) som de flesta byggnader har. Detta motstånd blir givetvis större med ökande tyngd. En vanlig bedömning är att trähus av berört slag skulle ha ett dåligt dynamiskt motstånd, särskilt genom sin relativt låga vikt. Möjligen kan det trots allt vara så att faktorer av nämnt slag kan ha haft sin betydelse i detta fall.

Ovanstående fyra effekter har ej ingående kunnat behandlas i denna rapport men är föremål för diskussioner och utredning inom en av BFR:s styrgrupper då det gäller planering av forskning kring stabiliteten hos färdiga småhus.

7.4 Praktikfall nr 4

Praktikfall med försök att rationellt ordna stabiliseringen under byggnadstiden. Fallet beskrivs i anslutning till följande bildserie.



Bild 7.4.1



Bild 7.4.2

Bilderna 7.4.1 och 7.4.2 visar de aktuella husen innan uppmurningen av fasadteglet är utförd. Här var liksom i husen enligt skadefall 2 och 3 ytterväggarna endast inklädda med fasadskivor (här 30 mm tjocka) utanpå regelverket ända till dess den färdiga takresningen utgjorde fullt vindfång. När

bilderna togs hade endast isolering mellan reglar ytterligare tillkommit i bottenvåningen. Invändiga gipsskivor för beklädnad och stabilisering var ännu ej uppsatta.

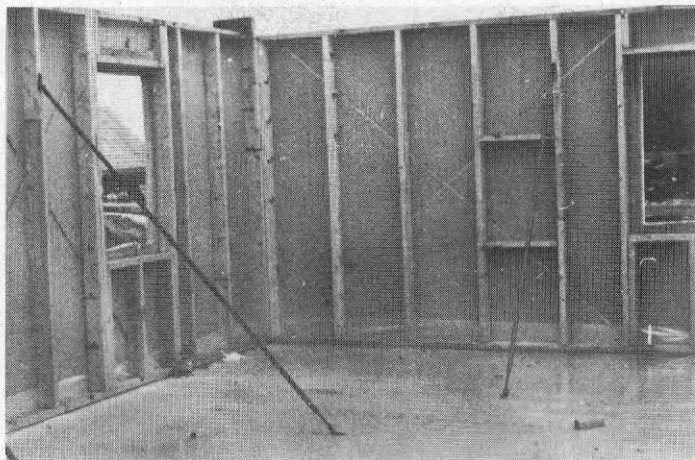


Bild 7.4.3

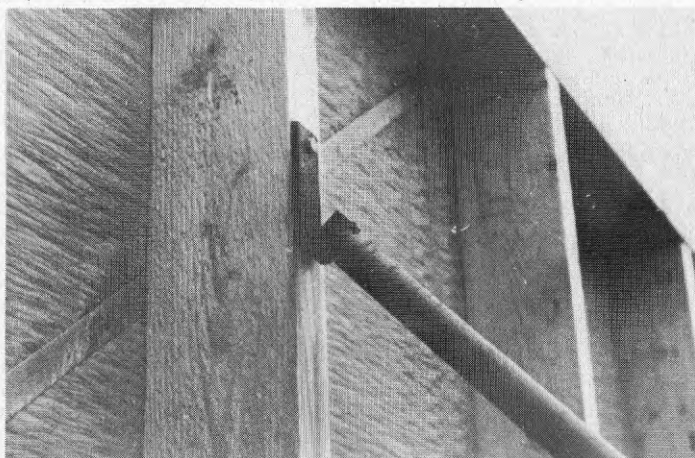


Bild 7.4.4

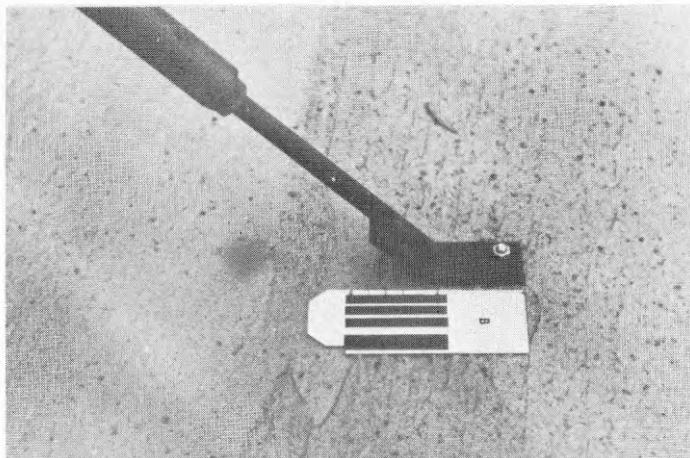


Bild 7.4.5

Bilderna 7.4.3, 7.4.4 och 7.4.5 visar hur stabiliseringen under byggnadstiden hade ordnats. På regelverkets utsida fanns stålbandskryss, normalt 2 st i varje hussida. Dessutom hade regelverket stagats upp med justerbara stålsträvor ned mot betonggolvet. Stålbanden har enligt vad som också framgår av beskrivningen från skadefall 3 endast begränsad kapacitet. De använda strävorna var mycket slanka (teoretiskt slankhetstal $l/i = 290$). Infästningen i väggregeln bestod av en mycket klen fransk skruv (40 x 6). Stagen kunde därför beräkningsmässigt endast utnyttjas som dragstag och som sådana fick de på grund av den klena skruven en mycket begränsad kapacitet. Beräkningar visar att vindhastigheter på 16 å 17 m/s skulle kunna medföra brott i strävsystemet. Detta motsvarar vindhastigheten i byarna och således en vindhastighet enligt väderleksrapporten (medelhastighet inom 10 minuter på 10 meters höjd) på endast 12 å 13 m/s.

Enligt vad som meddelades av arbetsledningen på platsen så hade strävornas dimensioner blivit bestämda genom upphandlingen på så sätt att det lägsta anbudspriset fått avgöra. Någon egentlig statisk beräkning hade inte förelegat. Ändå tyder detta exempel på en viss ambition att åstadkomma en bra lösning. Användning av stålband är ju rationellt genom att det i mycket liten grad stör arbetsprocessen. De behändiga stagen utgör ett visst med begränsat hinder om de används rätt. Vid uppsättning av invändiga skivor kan enstaka strävor lossas och lätt åter fästas in när skivan är på plats. Skador i diffusions-spärren torde bli så begränsade att otätheterna kan hållas inom tillåtna gränser. Med viss planering kan givetvis också gipsskiornas egen slutliga stabiliseringseffekt utnyttjas så att stagen kan avlägsnas efter hand.

7.5 Praktikfall nr 5

Praktikfall med tvåvåningshus där stabiliseringen ansågs säkrad efter beklädnad med fasadskivor och uppspikade horisontella regler på distanshylsor. Fallet beskrivs i anslutning till följande bildserie.

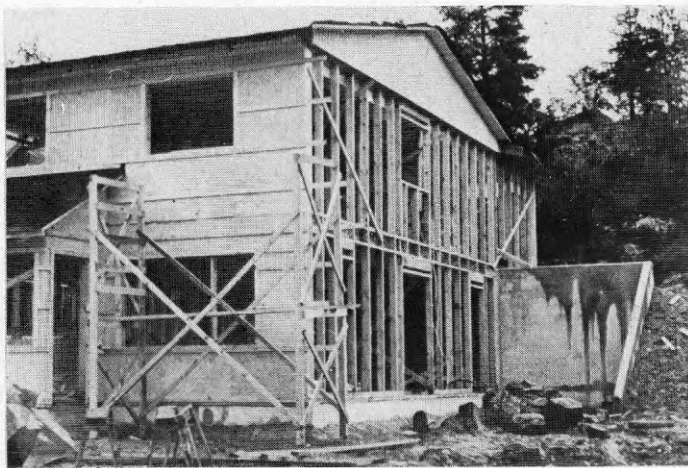


Bild 7.5.1 visar ett tvåvåningshus under pågående inklädnad med fasadskivor av mineralull utanpå regelverket. De utanpåliggande strävorna i gaveln måste efterhand tagas bort när skivorna på gaveln sätts upp. Utöver de borttagna strävorna finns då invändiga strävor kvar. Dessa kunde dock enligt byggplatsens personal tagas bort så snart alla horisontella regler är uppsatta. Huset på bilden löper kanske inte så stor risk eftersom stödmurar i souterrängvåningen medför att konstruktionen kan betraktas som ett envåningshus ur stabilitetssynpunkt. Andra hus på platsen i ett följande byggskede var dock utpräglade fristående tvåvåningshus. För dessa hade enligt uppgift inga andra åtgärder för stabilisering under byggnadstiden planerats.

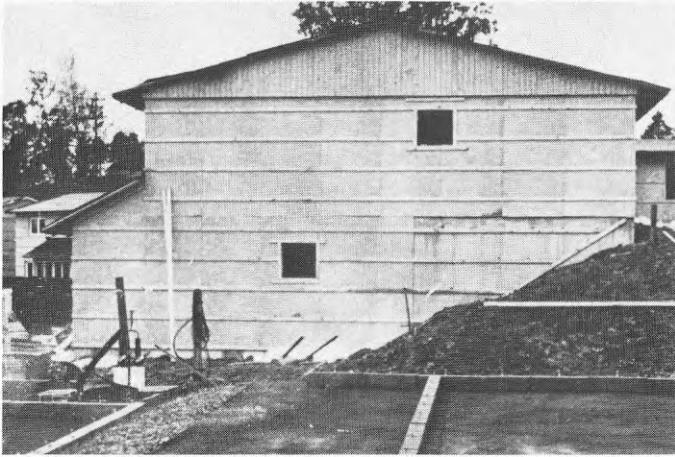


Bild 7.5.2 visar gaveln på ett liknande hus som på bild 7.5.1, när fasadskivor och horisontella regler är monterade.

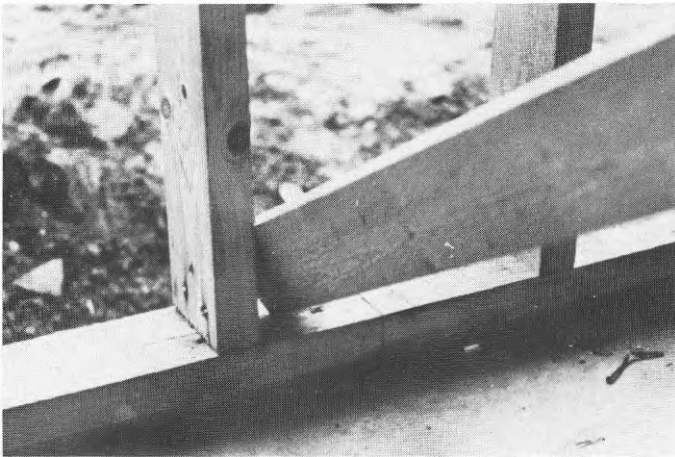


Bild 7.5.3

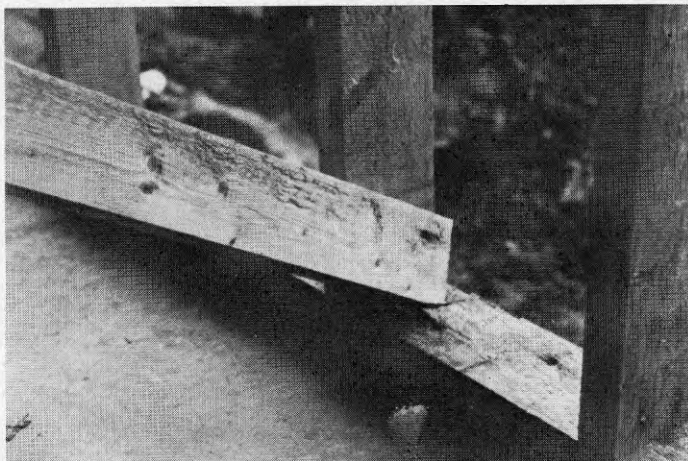


Bild 7.5.4

Bilderna 7.5.3 och 7.5.4 visar den bristfälliga infästningen av en invändig sträva. Såväl den ensamma spiken genom den skeva strävan som skråspikarna är en dålig garanti för strävans goda funktion vid en eventuell storm. Dessutom finns ingen effektiv förankring av syllen, som dessutom är skarvad nära strävans infästning.

8 FORSKNINGSBEHOV

Med stöd av vad som framkommit i utredningen vill vi framhålla följande forskningsbehov:

8.1 Vindhastigheter

Vi hade enligt ansökningshandlingarna tänkt oss att kunna upprätta en karta över Sverige med geografiskt betingade dimensionerande vindhastigheter. En sådan karta förutsätter en omfattande statistik under lång tid med registrering såväl av medelvindhastigheter (inom 10 min) som vindhastighet i byarna (inom några sekunder). Det statistiska underlaget är dock för dagen alltför litet. Arbete pågår vid SMHI med tolkning av befintligt underlag för att i någon mån öka kunskaperna på området. Dessutom införs successivt i ökande utsträckning mätning av byvindhastigheter på väderstationerna.

8.2 Vindtryckens fördelning på en byggnad

I rapporten används formfaktorer gällande vindlasten på olika byggnadsytor enligt SBN 1975 med endast smärre avvikelser delvis efter samråd med expertis. En omfattande forskning på området bedrivs t ex i England. Rapporten diskuterar ej framkomna resultat från sådana undersökningar. Ett angeläget önskemål är därför att närmare analysera befintliga forskningsresultat för att se om detta kan påverka dimensioneringen av stabiliseringsåtgärderna. Inom ramen för sådana studier vore det särskilt angeläget att klara ut i vilken mån de framräknade vindlasterna verkligen samtidigt belastar hela byggnaden.

8.3 Sambandet mellan vindens dynamiska karaktär och byggnadens dynamiska egenskaper

Populärvetenskapligt ställer vi frågan vilken "respons" mot kortvariga laster den lätta träbyggnaden har i det aktuella byggnadsskedet. Hinner verkligen de kortvariga vindbyarna på några sekunder orsaka krafter samtidigt i berörda konstruktionsdelar? Sannolikt finns för dagen inte underlag till teoretiska beräkningar för de specifika förhållandena. Detta torde gälla såväl vinddynamiken som byggnadsstommens inre dynamiska egenskaper uttryckt i egensvängningstal etc. Sådana egenskaper borde närmare undersökas och fastläggas.

8.4 Brottlaster hos stödkonstruktioner

8.4.1 Brottlaster hos spikförband.

Vid dimensionering av strävinfästningar vore det bra med kännedom om hållfastheten hos vissa utföraden som inte strikt

följer gällande normer. Detta gäller t ex spikning närmare kanter än vad normen tillåter.

8.4.2 Brottlaster hos skivkonstruktioner.

SBN 1975 Småhus ger viss möjlighet att bedöma kapaciteten hos väggar uppbyggda av regler och skivor. Redan vid utgivningen av nämnda publikation framhölls av forskarna att undersökningarna som låg bakom reglerna från början råkat bli feltolkade. Enligt dessa och andra provningar beställda av materialleverantörerna har visats att skivkonstruktionerna har bättre kapacitet än vad som framkommer av normen. Detta har också utnyttjats i särskilda anvisningar utgivna av leverantörerna. Minst en sådan anvisning är redan godkänd för tillämpning av Arbetskyddsstyrelsen. Fortsatt utveckling på detta område pågår bl a i ett BFR-projekt som handläggs av Träforskningsinstitutet, ett projekt som också följs genom den särskilda styrgrupp som med BFR-stöd åtagit sig att initiera och följa forskning om stabiliteten i färdiga småhus.

8.5 Provprojekt

I denna utredning saknas exempel på styrd praktisk tillämpning i aktuella objekt. Provprojekt med tillämpning av metoder och idéer från denna rapport såväl som ytterligare idéer från arbetsplatserna är önskvärda. Detta skulle t ex kunna ge svar på vilka metoder som totalekonomiskt är mest förmånliga, samtidigt som kreativiteten hos arbetsledare och byggnadsarbetare kunde tillvaratas ännu mer. På samma gång skulle studier kunna göras inom andra byggsystem än dem som kunnat behandlas i denna rapport.

8.6 Möjligheterna att ytterligare reducera stabiliseringsåtgärderna genom att öka tillåtna laster

En tillämpning av de tidigare föreslagna dimensioneringsreglerna medför en fördyring. Ett sätt att minska kostnaden skulle vara att tillåta större laster på spikförband etc. För att ändå inte riskera personskador, skulle man kunna tänka sig ett varningssystem, som träder i funktion när vindhastigheten når värdet för normalt exceptionellt tillåtna laster. I sådant fall är det ju långt kvar till brott, dock att säkerheten är lägre än vad som vanligen accepteras. En möjlighet vore då att t ex dimensionera förbanden med en säkerhet mot brott t ex = 1,5 eller mindre jämfört med det vi i dag tillämpar, dvs = 2 vid exceptionellt belastningsfall för spikförband. Med en bibehållen säkerhet t ex = 1,5, så borde fortfarande sannolikheten för brott vid förväntade vindhastigheten (2 års-vinden) vara så liten att åtminstone risken för materiella skador kunde tas. Svårigheter uppstår dock med bevakning under icke

arbetstid, med tanke på olovlig vistelse på byggnadsplatsen. Man borde trots allt närmare utreda möjligheterna att, med hänsyn till arbetarskydd och allmänna rättsliga krav, utnyttja ett sådant resonemang.

9 REFERENSER

Sachs, P, 1978, Wind forces in engineering. (Pergamon Press). Guildford.

BSI, 1972, Code of basic data for design of buildings Chapter V. Loading. Part 2. Wind loads. (British Standards Institution). CP3: Chapter V: Part 2: 1972. London.

Nord, M, 1975, Vindhastighetens avtagande med avståndet från kust. (Statens råd för byggforskning). Rapport R31:1975. Stockholm.

Houghton, E L, Carruthers N B, 1976, Wind forces on buildings and structures. London.

Rosemeier, G, 1976, Winddruckprobleme bei Baurverken. Berlin/Heidelberg.

Eaton, K J, Mayne, J R, 1974, The measurement of wind pressures on two-storey houses at Aylesbyry. Garston Watford.

Eaton, K J, Mayne, J R, Menzies, JB, Buller, P S J, 1974, Full-scale fluid dynamic measurements. Garston Watford.

Eaton, K J, Mayne, J R, Cook, N J, 1975, Wind loads on low-rise buildings - effects on roof geometry. Garston Watford.

Handa, K, Kärrholm, G & Lindqvist, T, 1979, Mikroklimat och luftväxling. (Statens råd för byggnadsforskning). T3:1979. Stockholm.

Kartro byggeslag - produktinformation från Nordisk Kartro. Maj 1977.

Eaton, K J, Newberry, C W, 1974, Wind loading handbook. Building Research Establishment Report. London.

Building Science Series 30, 1970, Wind loads on buildings and structures. National Bureau of Standards, Washington.

Proceedings of the third international conference on wind effects on buildings and structures, 1971. Tokyo.

Rockhammar-Asfarock, 1978, Dimensioneringsanvisningar - Asfarock som vindavstyvning på regelverk. Stockholm.

Arbetskyddsstyrelsen, 1976, Avsträvning av regelstomme i byggnader under uppförande. Arbetskyddsstyrelsens meddelanden 1976:33. Stockholm.

Arbetskyddsstyrelsen, 1978, Avsträvning av regelstomme i byggnad under uppförande - Bestämning av vindlast. Brev från Arbetskyddsstyrelsen, 1978-09-15. Stockholm.

Mattisson, L-G, 1978, Gyproc Utvändig stabiliserar under byggtiden. Gyproc Nytt nr 3, dec 78, årg 18. Malmö.

Statens planverk, 1978, SBN 1975 utgåva 3. Stockholm.

Statens planverk, 1968, Svensk Byggnorm 1967. Stockholm.

Statens planverk, 1977, Kommentarer till Svensk Byggnorm 1977:2. Stockholm.

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 780487-5 från
Statens råd för byggnadsforskning till Bjerking Ingenjör-
byrå AB, Uppsala**

R125: 1979

**ISBN 91-540-3122-2
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

Art.nr: 6700025

**Abonnemangsgrupp:
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:
Svensk Byggtjänst
Box 7853
103 99 Stockholm**

Cirka pris: 40 kr exkl moms