



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

R78:1989

Snölaster och byggnadsskador

**Thomas Persson
Helena Thörneby**

INSTITUTET FÖR
BYGGDOKUMENTATION

Autör

Plac *Ser*

R/And

Byggforskningsrådet

R78:1989

SNÖLASTER OCH BYGGNADSSKADOR

Thomas Persson
Helena Thörneby

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 880476-0
från Statens råd för byggnadsforskning till Luleå tekniska
högskola, Stålbyggnad, Luleå.

REFERAT

Under vintern 1987-88 föll ovanligt mycket snö över norrlandskusten och det inträffade ett stort antal skador på byggnader. I denna rapport redovisas mätningar av snölast och inträffade skador på bärande konstruktioner.

Snölastmätningarna innefattar drygt 100 observationer varav ett fåtal är högre än snölasten enligt SBN. I ett par fall har snöfickor med högre last än enligt SBN påträffats.

Ett tjugotal skadefall har analyserats. Den dominerande orsaken till skadorna är brister i konstruktion och utförande, ofta flera samverkande. Endast i fyra fall har hög snölast varit ensam orsak till allvarliga skador och i två fall varit orsak till lindriga skador. I ytterligare två fall har snölasten överskridit lasten enligt SBN men andra brister har också bidragit till skadorna. I de övriga fallen har snölasten varit lägre och brister i konstruktionen varit dominerande skadeorsak. Trots att flera fall av total instörtning har inträffat har inga personer skadats annat än i samband med snöskottning.

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

Denna skrift är tryckt på miljövänligt, oblekt papper.

R78:1989

ISBN 91-540-5090-1

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Svenskt Tryck Stockholm 1989

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	sida
SAMMANFATTNING	
ABSTRACT	
1	INLEDNING 1
1.1	Bakgrund till projektet 1
1.2	Problembeskrivning/ursprungsidé 1
1.3	Metod 1
1.4	Avgränsningar av projektet 2
 Del I	
2	KORT OM BYGGNADSKONSTENS HISTORIA 3
3	SNÖNORMEN 6
4	VINTERN 1987-88 11
4.1	Väder och nederbörd efter årsskiftet 11
4.2	Insamling av information och mätvärden 20
4.3	Snöproblem: resultat av telefonintervjuer 21
5	SNÖLAST 23
5.1	Snölast på tak 23
5.2	Om snöns egenskaper 28
5.3	Undersökningar och teorier om hur snön uppför sig 28
6	MÄTVÄRDEN OCH RESULTAT 34
 Del II	
7	INLEDNING TRÄKONSTRUKTIONER 41
7.1	Begreppet säkerhet 41
7.2	Beräkningsförutsättningar 42
7.3	Beräkning genom partialkoefficientmetoden 43

7.4	Undersökning av hållfasthet hos trävirke	44
7.5	Kort om limträ	49
7.6	Bärförmågans beroende av lastvaraktigheten	50
7.7	Brottsannolikheten för en sammansatt konstruktion	50
8	SÄKERHETSFAKTOR PLÅT	53
8.1	Bakgrund	53
8.2	Dimensionering enligt metoden med tillåtna spänningar	53
8.3	Dimensionering enligt prtialkoefficientmetoden	53
8.4	Sammanfattning	55
9	INLEDNING TILL REDOVISNING AV ETT 20-TAL SKADEFALL	56
10	AKTUELL SNÖLAST HAR VID RAS ÖVERSKRIDIT NORMLAST	62
10.1	Matsalsbyggnad	62
10.2	Bensinstation utefter Västerbottenskusten	63
10.3	Fyra skadefall med självbärande takplåt	65
10.4	Problem för stora terminalhallar	70
11	BRISTER I MATERIAL ELLER KONSTRUKTION	74
11.1	Industri-tillbyggnad	74
11.2	Tillbyggnader med IAS-balkar	76
11.3	Gymnastikhall med limträbalkar	80
12	UTFÖRANDE-/KONSTRUKTIONSFEL OCH TUNG SNÖLAST	83
12.1	Industrihus utefter Västerbottenskusten	83
12.2	Kvartersgård Västerbottens kustland	88
12.3-5	Fackverkstakstolar av trä/takskadefall	89
12.6	Matvarubutik utefter Norrbottenskusten	97
12.7	Musikrepetitionslokal	99
12.8	Industrihall Västerbottens inland	102
13	EN LITEN KOSTNADSANALYS	104
13.1	Bakgrundsresonemang	104
13.2	Sammanfattning	106
14	SLUTSATSER, del I och del II	107

BILAGOR del II

Bilaga 1	Exempel till kap 8.2
Bilaga 2	Utdrag ur StBk-N5
Bilaga 3	Exempel till kap 8.3
Bilaga 4	Beräkningar till kap 11.1
Bilaga 5	Beräkningar till kap 11.1
Bilaga 6A-J	Beräkningar till kap 12.1
Bilaga 7	Fig till kap 12.4
Bilaga 8	Fig till kap 12.4
Bilaga 9	Fig till kap 12.4
Bilaga 10	Fig till kap 12.4
Bilaga 11	Sekton se kap 12.5
Bilaga 12	Figur, lastfall till beräkningar kap 12.7

REFERENSER

Bilaga	"Kommentarer" av professor Bernt Johansson, Tekniska högskolan i Luleå
--------	---

FÖRORD

Det rikliga snöfallet längs norrlandskusten vintern 1987-88 orsakade en mängd problem och skador på byggnader. Statens planverk (numera Boverket) uppdrog åt avdelningen för Stålbyggnad, LuTH att samla in uppgifter om de inträffade skadorna. Det var då fråga om snabba insatser som utfördes av avdelningens personal (Ove Taivalaari, Leif Öhult och undertecknad).

I ett senare skede kom författarna till denna rapport, Thomas Persson och Helena Thörneby, med i arbetet primärt för att göra det obligatoriska examensarbetet. Omfattningen på deras insatser har dock blivit större än för ett normalt examensarbete.

Den senare delen av arbetet, omfattande analys och bearbetning av det insamlade materialet har finansierats genom anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning, och bedrivits i samarbete med Arne Johnsson Ingenjörbyrå representerad av Staffan Wretling.

Den föreliggande rapporten innehåller en stor mängd insamlade uppgifter som utgör dokumentation av mätningar och skador. Ytterligare bearbetning och analys fordras för vissa svårartade fall. Jag har medverkat i tolkningen av materialet men har försökt begränsa styrningen till att lämna synpunkter och låta författarna stå för sina slutsatser.

En sammanfattning inriktad på lärdomar av det inträffade är planerad för spridning till en vidare krets.

Luleå feb 1989

Professor Bernt Johansson

FÖRFATTARNAS FÖRORD

Denna rapport har utförts på Avdelningen för Stålbyggnad,
Tekniska Högskolan i Luleå.

Arbetet har finansierats av BFR och utförts i samarbete med Arne
Johnsson Ingenjörbyrå i Stockholm.

Som handledare har vi haft:

Prof. Bernt Johansson, Avd för Stålbyggnad

Ove Taivalsaari, Avd för Stålbyggnad

Vi tackar dem för råd och anvisningar under arbetets gång!

Luleå jan 1989

Thomas Persson

Helena Thörneby

TEKNISKA HÖGSKOLAN I LULEÅ

Avd. för Stålbyggnad

951 87 LULEÅ

Examensarbete 1989:003E

SAMMANFATTNING

Det föll ovanligt mycket snö vintern 1987-88. Yttertaken rasade eller skadades på många byggnader, framförallt längs Norrlandskusten.

Del I, snölast

Nord/Taesler skrev på 70-talet rapporten "Snötäckets densitet och massa i Sverige". Där har man m h a snödjup och densitetsmätningar räknat fram en nivåkarta över snöns massa. Denna karta ligger till grund för snözonsindelningen i SBN. Det material som rapporten bygger på är SMHI:s densitets- och snödjupsmmätningar från 52 stationer under tiden 1909-25, och snödjupsmätningar under tiden 1931-60. Dessa mätningar kan synas alltför få, för att få fram riktigt bra värden på snöns medeldensitet och 50-årslasten.

Numera görs inga kontinuerliga densitetsmätningar på snö i Sverige.

Jämför man de mätningar som ändå finns att tillgå med Nord/Taeslers medeldensitetskurvor för snön i norra Sverige, ligger mätvärdena långt ovanför kurvorna.

Undersökningar som gjorts har gett resultatet att snön har en högre densitet vid kusten än i inlandet. Detta visar på att SBN:s grundvärde för snöns densitet inte stämmer för Norrlandskusten.

Orsakerna till att snön har en högre densitet vid kusten finns det delade meningar om, men de flesta verkar vara överens om att det är ett faktum att det är så.

De densitetsmätningar som gjorts vintern -87-88 pekar dessutom på att normvärdet för snöns densitet för snöfickor, är för lågt satt.

Slutsatser av detta är att:

- * Normens densitetsvärden för snö kan ifrågasättas, och kanske borde höjas.
- * Densitetsmätningar på snö borde utföras i samma utsträckning som snödjupsmätningar görs i Sverige.

Del II, byggnadsskador

Tyngdpunkten i denna del av rapporten är en redovisning av ett 20-tal skadefall.

Speciellt olika typer av trä- och bärande tunnplåtskonstruktioner visade sig vara frekvent drabbade. Därför inleds del II med två teorikapitel som kortfattat beskriver bakgrunden till sättet att se på brottsannolikheter och säkerhetsfaktorer för främst trä och plåt. Teorikapitlen innehåller dessutom en utvidgad syn på bärförmågans beroende av lastvaraktigheten (för långvarig snölast), samt ett resonemang om sannolikheter för brott i en eller flera konstruktionsdelar i en sammansatt bärande takkonstruktion.

Analyser och lätta kontrollberäkningar av skadefallen genomsyras i många fall av ovanstående synsätt.

Några rimliga slutsatser av detta är att:

- * Sannolikheter för brott i konstruktionssystem där de primärt bärande konstruktionsdelarna sammanbinds med en viss kontinuitet, är större än vad man egentligen räknar med.
- * Alltför många skadefall har inträffat pga brister i utförande, både på byggplatsen och i fabriker där prefabricerade konstruktionsdelar tillverkas. De säkerhetsmarginaler som finns plockas därmed effektivt bort.

* Kostnaden för att dimensionera upp en takkonstruktion vid en höjning av snölastens grundvärde med 50 kg/m^2 från snözon 2,5 till 3,0 är ytterst marginell utslaget på totala byggkostnaden.

ABSTRACT

An unusual amount of snow fell during the winter of 87-88. Roofs collapsed, or were damaged on many buildings along the coast of Norrland.

Part I, snowloads

Nord/Taesler wrote the report "The density and mass of the snowcover in Sweden" in the 1970s. On the basis of the depth and density of the snow, a contour map of the mass of the snow has been made. This map is the basis of the division into snowzones according to SBN.

The material this report is based on, is the measurement of snow depth and snow density at 52 stations by SMHI, during 1909-25, and on the measurement of snow depth, during 1931-60. These appear to be inadequate in providing accurate results of the average density of the snow and the maximum snowload over a 50-years period.

At the present time there is no continuous measurement of the density of the snow.

If one compares the measurements still carried out, with Nord/Taesler's curve for the average density of snow for the north of Sweden, it can be seen that these measurements show much higher values than those of Nord/Taesler's curve.

Examinations that have been carried out, have shown that the snow has a higher density on the coast than inland. This indicates that SBN's ground value of snow density is incorrect for Norrland's coast.

There are differences of opinion about the reasons for the higher density of the snow on the coast, but most seem to agree that this is a fact.

The measurements of density that were carried out during the winter of 1987-88, also indicate that the standard value for

snow density in snow pockets is too low.

Conclusions:

- * The standard values of snow density can be questioned, and should perhaps be raised.
- * Measurement of snow density should also be carried out in the same way that the measurement of snow depth is conducted in Sweden.

Part II, damage to buildings

The essential sections in this part of the report, are a description of twenty examples of damage.

In particular, different types of structural timber- and tin roof constructions are the most frequently affected.

Part II starts with two chapters of theory which briefly describes the background into ways of looking at the problems of fracture probability and factors of safety.

A detailed examination of looking at how the structural capacity depends on the load time, that is snowload, and a discussion about the probability of fracture in one or several parts of the structure of the whole construction is also included.

Analyses and easy calculations for the types of damage are in many cases caused by the factors described above.

Conclusions:

- * The likelihood of damage to a roof of structural construction, where the primary structural parts are connected with, continuous secondary structural parts, is greater than presently calculated.
- * Too many examples of damage to a roof structural construction have occurred because of manufacture, both at the building

site and in factories where prefabricated parts of structural construction are manufactured.

The margins for safety given the above disappears.

- * The price of getting a stronger roof construction, when changing the snowload to a 50 kg/m^2 higher value, is extremely low.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund till projektet

Vintern -87/-88 var ovanligt snörik. På senvintern orsakade snön längs Norrlandskusten ett antal takskador av större och mindre omfattning.

Detta föranledde att Statens Planverk gav avdelningen för Stålbyggnad på LuTH i uppdrag att samla information om takskador, dess omfattning och orsakerna till dessa.

Det uppdraget utmynnade i vårt examensarbete.

1.2 Problembeskrivning/ursprungsidé

Uppgiften var att samla in information om de inträffade snöskadorna och att analysera orsakerna. En deluppgift var att kartlägga verkliga snölaster och en annan att analysera om de verkligen ledde till brott.

1.3 Metod

För att erhålla ett så allsidigt underlag som möjligt, har vi gått ut med en förfrågan till landets samtliga kommuner angående takskador, snölaster och snödjup.

Förfrågan har kompletterats med samtal och intervjuer med norrlandskommuner, drabbade industrier, förvaltningar samt bostadsföretag inom allmännyttan och privata sektorn.

Alla kontaktade ombuds sända oss tillgängligt material i form av utredningar och dokumentationer av takskador samt mätningar av snödjup och snölaster. Deras spontana reaktioner på den snörika vintern har vi också noterat.

1.4 Avgränsningar av projektet

Rapporten har begränsats till att gälla Norrland, och då främst Norrlandskusten, eftersom insamlat och bearbetat material visade att det geografiska område som hade de största problemen var just Norrlandskusten.

Rapporten kommer att i huvudsak behandla:

- * vad påverkar snölastens storlek, jämförelser med normer
- * orsaker till takras som inträffat under vintern 87-88, studie av säkerhetsfaktorer, bärförmåga hos olika konstruktioner mm.

Snöfallet under senvintern har dessutom orsakat andra problem än takras. Många byggnader fick svåra överhäng, isbildningar, problem med snörasskydd och hängrännor, följdskador av snöskottning, halktillbud/olyckor etc.

Vår utredning sker därför i samarbete med ARNE JOHANSSON ingenjörbyrå AB i Stockholm, utvecklingsavdelningen/Staffan Wretling. Deras studie kommer att lägga tyngdpunkten på ovanstående problematik av byggnadsteknisk karaktär.

2 KORT OM BYGGNADSKONSTENS HISTORIA

Fram till mitten av 1800-talet förändrades tekniken långsamt. Man använde sig naturligtvis av enklare material och konstruktioner än vad man gör idag.

De tekniska lösningar man använde sig av hade man kommit fram till genom lång praktisk erfarenhet genom generationer.

Byggnadernas utformning var beroende av vilket material som fanns tillgängligt, tex vilken typ av trävirke som fanns på orten. Detta är ett skäl till att det i äldre tider fanns stora skillnader mellan hustyperna i olika städer. Under senare perioder har likheterna blivit allt större, och förflyttar man sig ända fram till 1960- och 70-talen, är det ofta svårt att se på ett hus i vilken landsända det är beläget.

Det sätt man värmdde upp husen på, påverkade också planeringen av byggnaderna. Man försökte tex utnyttja skorstensstocken till att värma upp så många rum som möjligt. Senare kom kakelugnen, som var en mer ekonomisk värmekälla, men det var först på slutet av 1800-talet som centralvärmesystem för lågtrycksånga eller varmvatten blev något mera allmän.

Man hade inte så många olika byggnadsmaterial att tillgå. Så långt som möjligt hämtade man materialet i närheten av byggnadsplatsen.

Sverige har alltid haft en riklig tillgång på skog, och trä har därför varit det mest använda byggnadsmaterialet. Man använde kärnvirke till de bärande delarna. Väggsstockar, bjälkar och takspann formade man till med yxa.

Efter 1870-talet började utbyggnaden av sågverksindustrin, och därmed började man använda sig av sågade trävaror vid byggen.

Tegel infördes under medeltiden och blev i de större städerna det viktigaste ytterväggsmaterialet. Men tegel var ett dyrt material, och det var först under 1800-talets industriella massproduktion som det var möjligt att mura vanliga bostadshus med stommar helt i tegel. Cement började man använda mer

allmänt på 1870-talet. På slutet av 1800-talet började betong att komma till användning, oarmerad och i grova dimensioner. I början av 1900-talet hade man utvecklat tekniken och byggde hus med hel betongstomme.

Till fasaderna använde man trä. Antingen lät man timmerväggarna vara oklädda, eller också klädde man väggarna med panel.

Kalkputs var också ett ganska vanligt fasadmateriel, och efter mitten av 1800-talet blev det allt vanligare med fasadtegel.

Taken täckte man i äldre tider med tegel, spån, torv eller halm, beroende på vad som fanns tillgängligt. Plåt förekom också som takmaterial, och på den senare hälften av 1800-talet började man införa den förzinkade plåten istället för den rena järnplåten.

Det vanliga sättet att bygga på, har varit att kombinera bjälklag av trä med bärande väggar av trä eller sten.

Bjälklag över stora rum kunde hängas upp i ovanförliggande bjälklag och takstolar genom träfackverk. Fackverken kunde läggas in i en eventuell mellanvånings väggar.

Omkring 1890 började man använda stålbalkar till att göra bjälklag över källare, och senare förekom också stålbalkar som material i våningsbjälklag.

Bärande ytter- och innerväggar utfördes av liggtimmer i de trakter där rakvuxen furu var överkomligt. I andra trakter byggde man istället väggar med bärande stolpar.

Isoleringstekniken har utvecklats först under senare tider. I äldre väggkonstruktioner fanns oftast ingen isolering inlagd, utan man litade till den isolering som det bärande materialet i sig gav.

Under den senare delen av 1800-talet börjar husbyggnadstekniken att utvecklas i ett allt snabbare tempo. Nya material och konstruktioner börjar användas, och det tillkom mer och mer saker utöver själva huskroppen, såsom elektriska installationer.

I början av 1950-talet inträffade den största byggtkniska

förändringen under den senaste 100-årsperioden. Nästan allt byggande av flerbostadshus övergick då från bärande murade fasader och längsgående hjärtväggar, till betongstommar med bärande tvärgående väggar. Kraven kom på stora rationella produktionsvolym, och därför slog betongstommen igenom snabbt och totalt. Det traditionella byggandet kunde inte konkurrera, vare sig vad gäller tid eller kostnader.

På 60-talet utvecklades olika system för elementbyggande. De nya systemen ersatte på kort tid en byggnadsteknik som utvecklats under generationer.

I stället för att utnyttja bygghantverkarnas kunnande litade man till tekniska system med montageanvisningar. Byggandet fick en kvalitetssvacka under 60-talets rekordproduktion.

Byggnader utsätts alltid för skador till följd av klimatets påverkan, luftföroreningar, markrörelser och nötning. Längre har man satt svåra skador i samband med gamla hus som utsatts för vanvård och förfall. Men på senare tid har svåra skador börjat uppträda hos allt yngre hus, som en följd av olika experiment med material och byggproduktion.

Förr dimensionerade man inte som man gör idag. Man provade sig helt enkelt fram medan man byggde. Det gjorde att man ofta byggde med stora säkerhetsmarginaler, för att vara säker på att byggnaden skulle hålla.

Nuförtiden kan man räkna ganska precist på konstruktionerna, vilket gör att man spar både tid och material vid byggandet. Men kanske överskattar man precisionen på modellerna man räknar med. Risken för fel finns fortfarande, och är kanske ännu större än när man använder sig av beprövad kunskap. Man kan säga att man byter en risk mot en annan när man räknar istället för att prova sig fram.

När man tex dimensionerar för snölast, räknar man med värden som är statistiskt framtagna. Det är alltså inte exakta eller erfarenhetsmässiga värden. Redan i normens värden får man alltså med en liten osäkerhetsfaktor i sina beräkningar.

3 SNÖNORMEN

När man i Sverige och många andra länder räknar ut dimensionerande snölasten på byggnader utgår man från tyngden på marksnötäcket, och räknar sedan om det med en formfaktor. I SBN finns värden för snölasten på mark för olika delar av Sverige. Hur har man då kommit fram till dessa värden?

I rapporten "Snötäckets densitet och massa i Sverige" har Nord/Taesler tagit fram värden för snölasten på mark i Sverige. Som basmaterial har de använt SMHI:s

* snödjupsmätningar från 154 stationer under tiden 1931-60

* densitets- och snödjupsmätningar från 52 stationer under tiden 1909-25.

Med hjälp av fördelningen för snödjup och densitet beräknade Nord/Taesler fördelningen för snölast på mark. Sedan bestämdes 50-årssnölasten, den snölast som i genomsnitt överskrids var femtionde år, ur denna fördelning.

Med hjälp av de här resultaten gjorde man en nivåkarta över snöns massa.

Den kartan ligger till grund för snözonsindelningen i SBN 1975, vol 1980 (fig 3.1.).

För att kunna räkna ut ett bra värde på femtioårslasten borde man ha tillgång till mätdata från en lång tidsperiod, som är flera gånger femtio år. Vi har bara tillgång till snömätningar sedan början av 1900-talet, då SMHI började med sina snödjupsmätningar. Därför måste vi beräkna 50-årslasten på basis av max snölast per år.

Fig 3.3. visar en karta över 50-årslasten enligt Nord/Taesler.

Om den densitetsfördelning som anges i Nord/Taeslers rapport fortfarande gäller, så är 50-årssnölasten på mark längs

Norrlandskusten större än de $2,5 \text{ kN/m}^2$ som anges i SBN, säger Sture Åkerlund i sin artikel i "Bygg och teknik" nr 6, 1988. Åtminstone gäller det för Umeå, men skillnaden är inte så stor, värdet borde vara $2,8 \text{ kN/m}^2$.

För Umeå anges s_0 till $2,5-3,0 \text{ kN/m}^2$ i kommentarerna till SBN, med tillägget att "intill 30 km från Norrlandskusten mellan Haparanda och Husum gäller $2,5 \text{ kN/m}^2$ ".

När Nord/Taesler skrev sin rapport var man hänvisade till gamla mätningar, eftersom densitetsmätningar av snö inte förekommer i någon större utsträckning i Sverige. Man har haft mätningar från 52 stationer runt om i Sverige att tillgå (se fig 3.2.), men ingen av dessa stationer ligger vid Norrlandskusten.

Det är överhuvudtaget ganska glest mellan mätstationerna i Norrland, om man tänker på att stora lokala variationer kan förekomma, både vad gäller snöns djup och densitet.

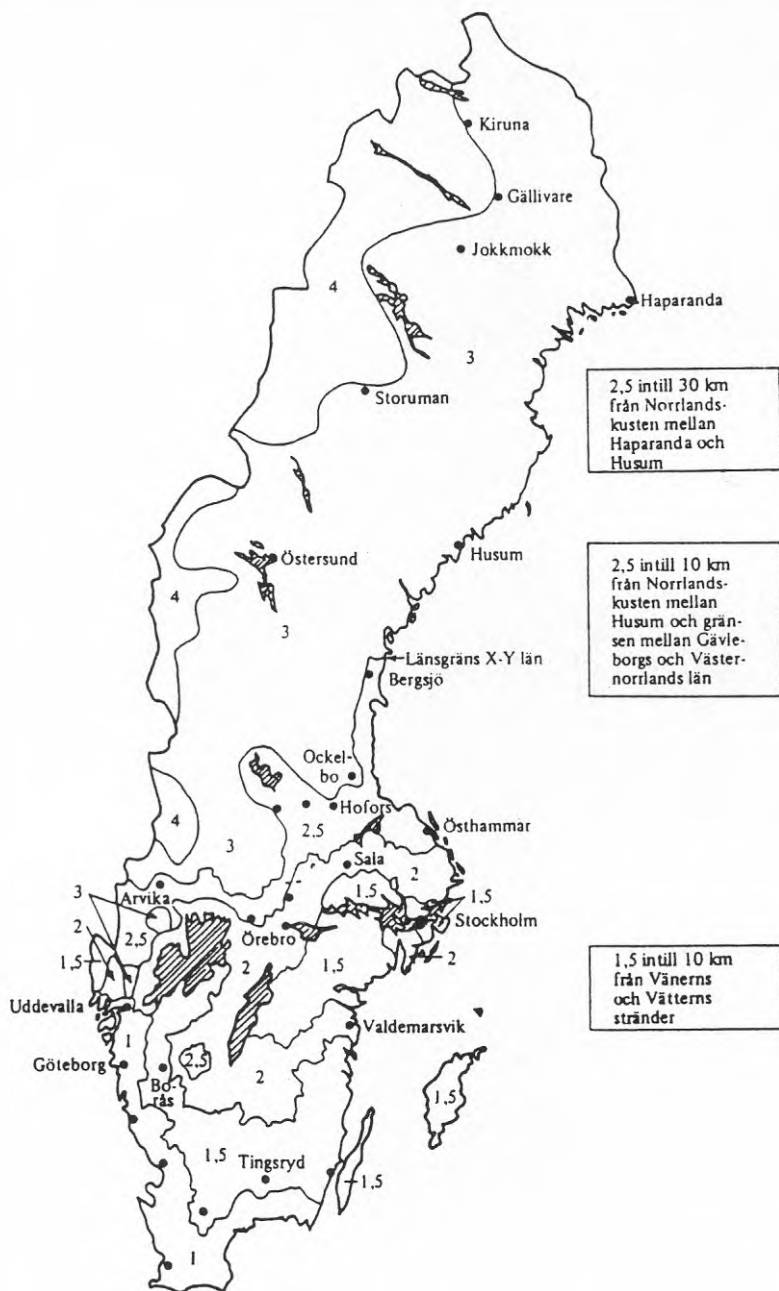


Fig 3.1. Snözonsindelningen enligt SBN (ur SBN 1975, vol 1980).



Fig 3.2. Stationer och områdesindelning för densitetsmätningarna som /4/ använt sig av. Ur /4/.

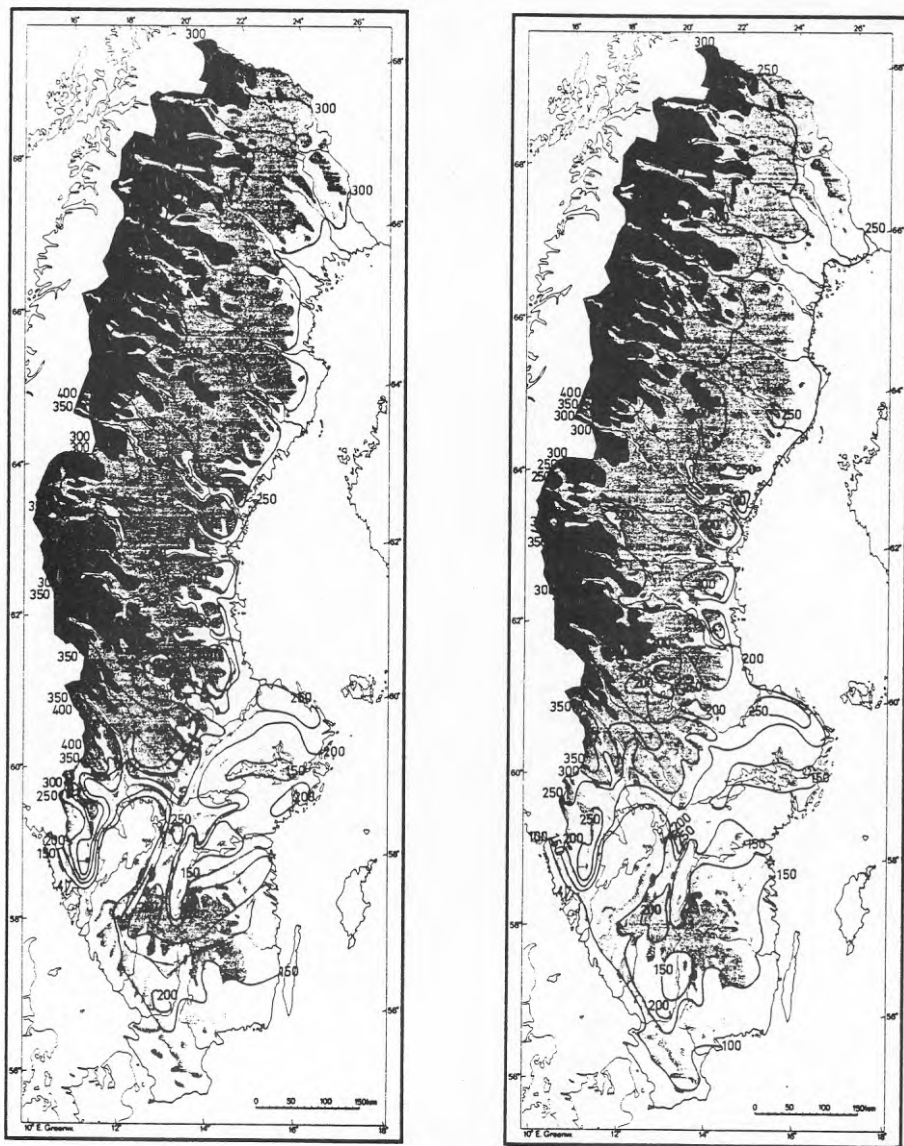


Fig 3.3. Årligt maximivärde av snötäckets massa i kg/m^2 . Den högra kartan visar femtioårslasten, det maximivärde som beräknas överskridas med 2% sannolikhet, dvs vart femtionde år. Den vänstra kartan visar tjugofemårslasten, det maximivärde som beräknas överskridas med 4% sannolikhet, dvs vart tjugofemte år. Ur /4/

4 VINTERN 1987-88

4.1 Väder och nederbörd efter årsskiftet

Den gångna vintern bjöd på ovanligt mycket snö, i stort sett över hela landet.

Det började redan i januari, då hela landet fick mycket nederbörd. I Norrland uppmättes nederbördsmängder som uppgick till 1,5 gånger genomsnittet för månaden och på flera platser upp till 2 gånger.

Temperaturen var över den normala, utom i nordligaste Norrland, och månaden var också ovanligt solfattig. I Umeå tex, hade man rekordfå soltimmar.

Februari blev också nederbördsrik, mild och solfattig. Också då hade Umeå rekordfå soltimmar. Mycket stora nederbördsmängder uppmättes i Västerbottens kustområden. Det föll så mycket snö, att flera nya rekord för 1900-talet sattes.

Landet som helhet fick drygt dubbla normalmängden snö. Det betyder att februari 1988 nog var den mest nederbördsrika februarimånaden under 1900-talet, enligt SMHI:s statistik. På en del ställen, bla längs Västerbottenskusten, uppmättes mer än tredubbla normalmängden snö.

Mars blev däremot kallare än normalt i nästan hela landet. Hela landet hade snötäcke under en stor del av månaden. I Norrland var snödjupen större, och ofta mycket större, än normalt. Framförallt hade Västerbottens och Ångermanlands kusttrakter nästan otroliga snömängder.

I Umeå mätte man den 16/3 snödjupet till 127 cm, vilket är det största snödjup som uppmätts sedan 1905, oavsett månad. Även under mars hade Umeå rekordfå soltimmar.

April månad blev också kallare än normalt i stort sett i hela landet. Längs Norrlandskusten var temperaturen dock ganska normal. I mellersta och norra Norrlands kust och inland föll

det mindre nederbörd än normalt i april. Mindre än halva normalmängden uppmättes. Antalet soltimmar var också mycket stort i mellersta och norra Norrland.

Sammanfattningsvis hade man en nederbörd som vida översteg det normala i stora delar av Sverige. I Västerbottens kustland bla, fick man extrema mängder snö (se fig 4.1.)

Fig 4.2. till 4.7. visar nederbördsmängd och snödjup för januari, februari och mars.

Också de densitetsmätningar man gjorde längs Norrlandskusten gav på sina håll extrema värden, om man jämför med Nord/Taesler /4/ (se kap 6).

De höga densitetsvärdena kanske till en del kan bero på liten avdunstning eftersom det var så lite sol i januari och februari. En annan bidragande orsak kan vara att det aldrig blev så varmt att det blev någon avrinning att tala om (se kap 5.2)

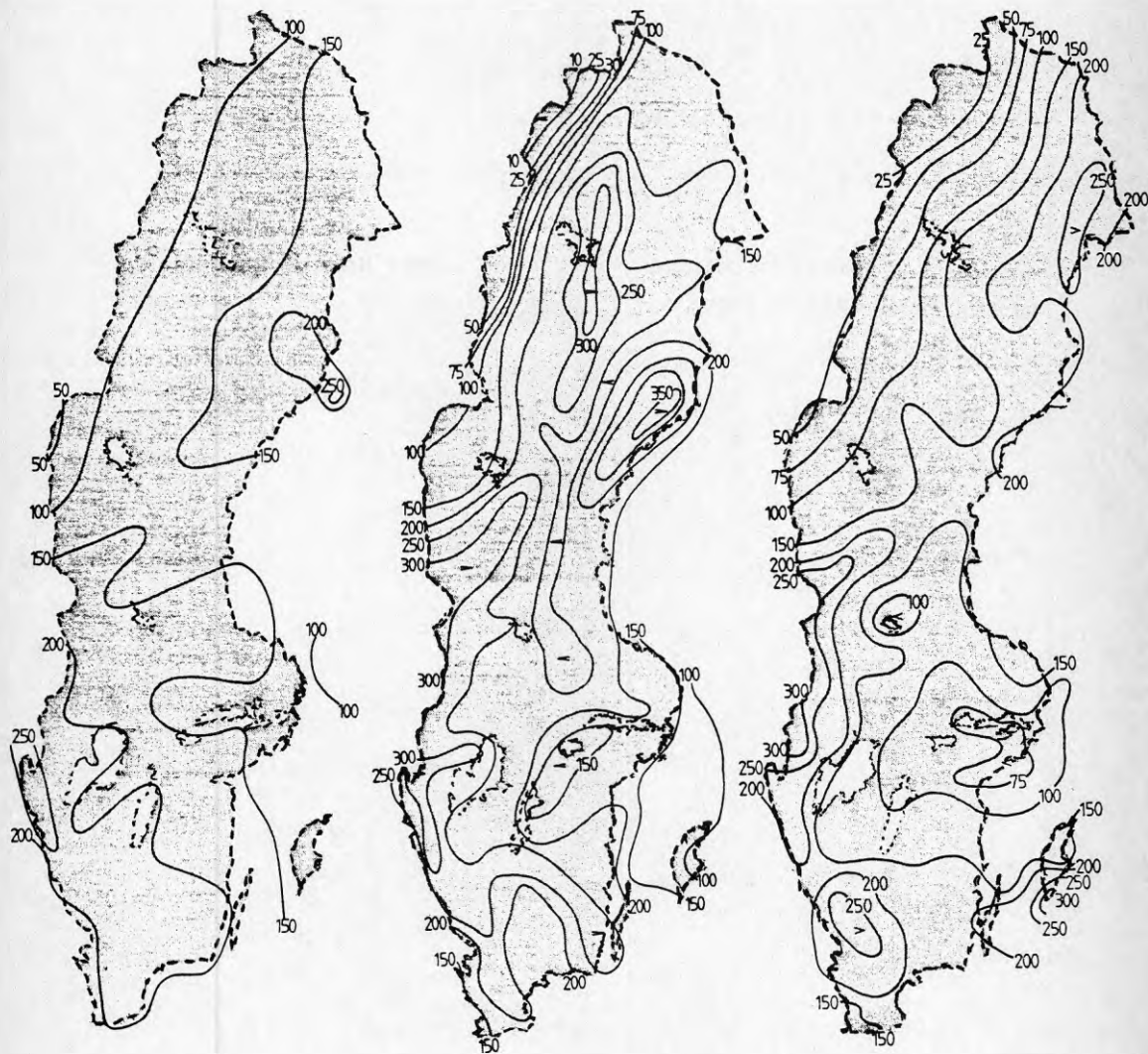


Fig 4.1. Nederbörden i procent av det normala i januari, februari resp. mars 1988. Ur /11/.

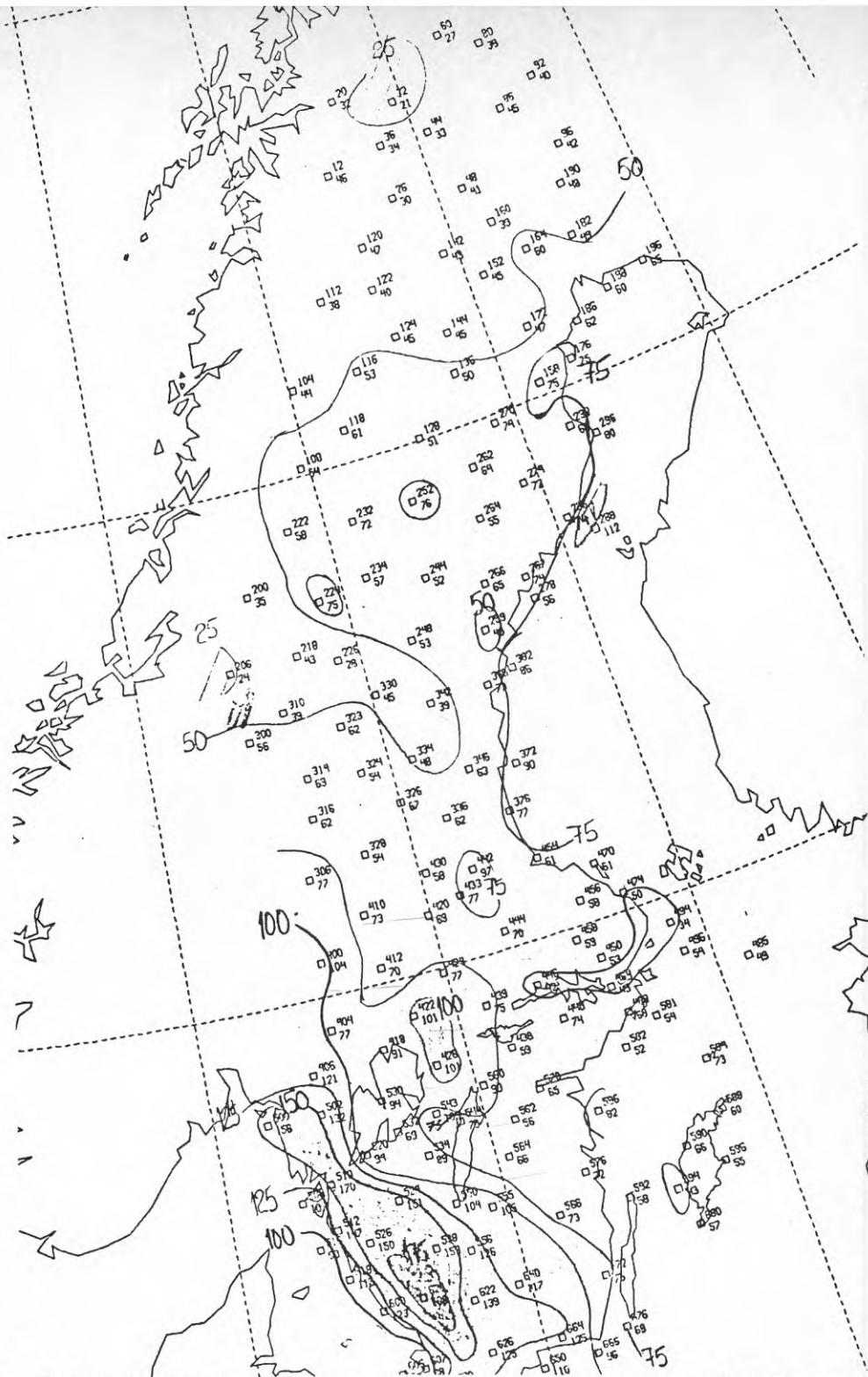


Fig 4.2. Ackumulerad nederbörd för januari 1988, karta från SMHI.

De övre siffrorna är mätstationernas nummer, och de undre siffrorna visar nederbörden.

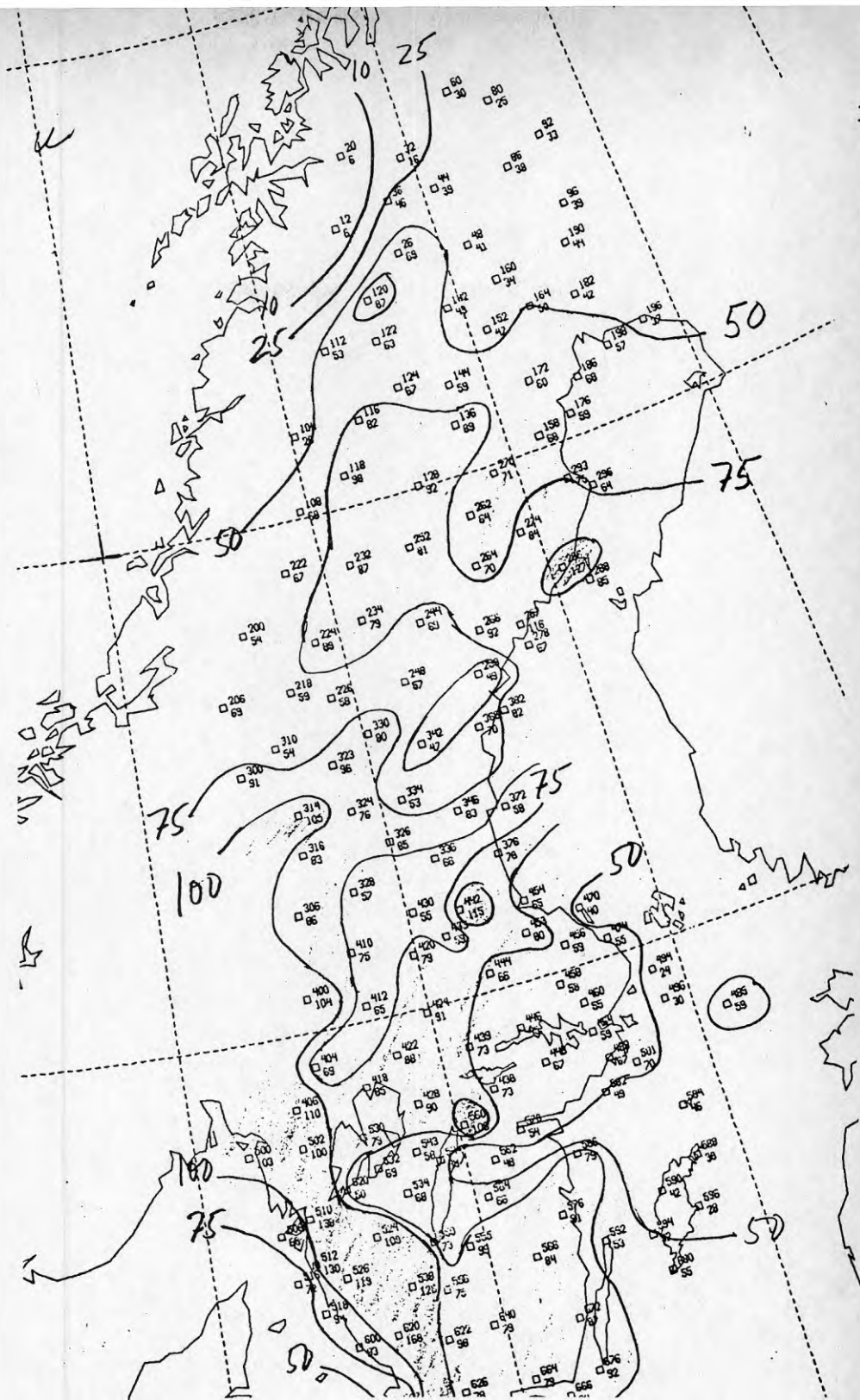


Fig 4.3. Ackumulerad nederbörd för februari 1988, karta från SMHI.

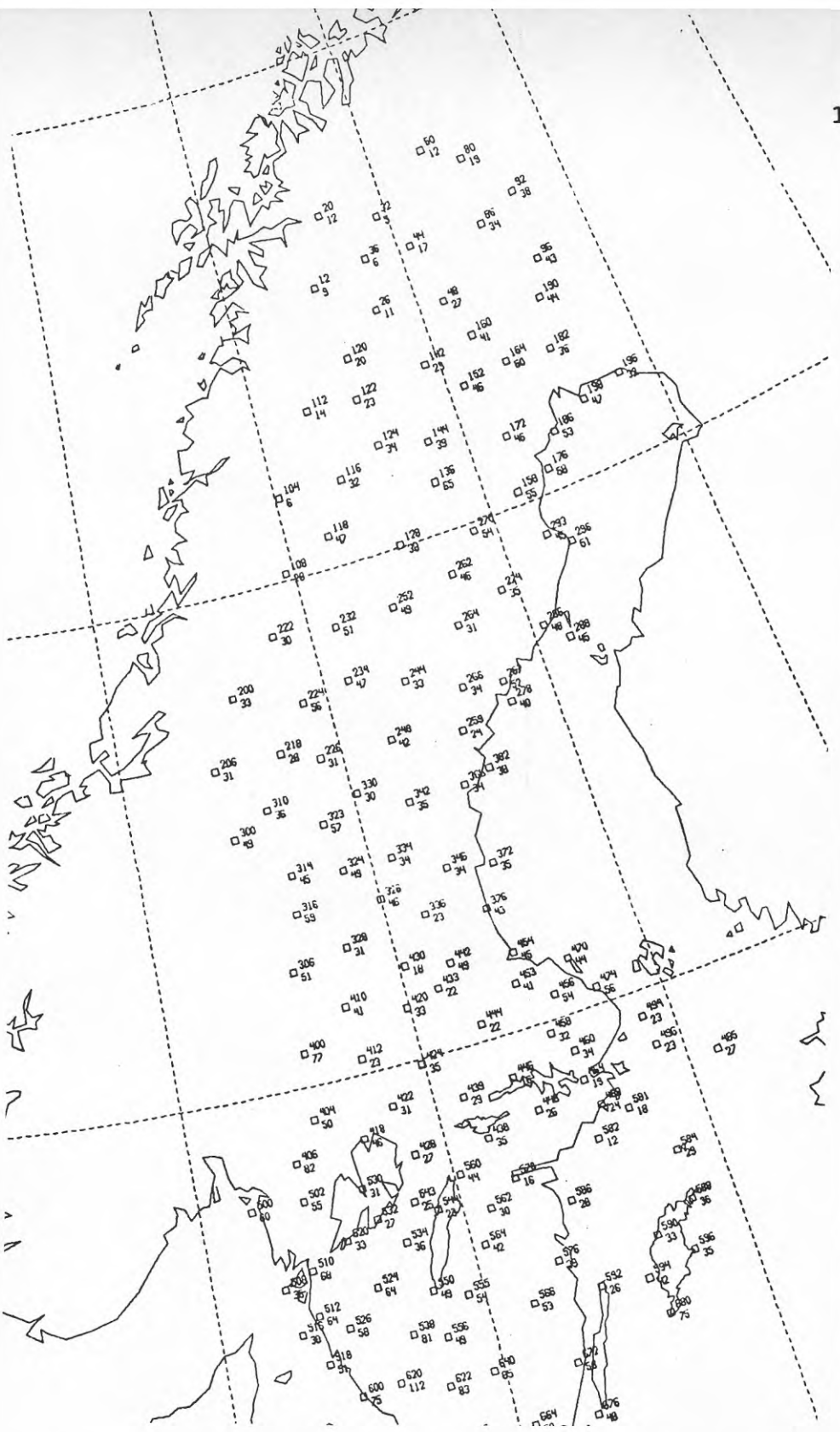


Fig 4.4. Ackumulerad nederbörd för mars 1988, karta från SMHI

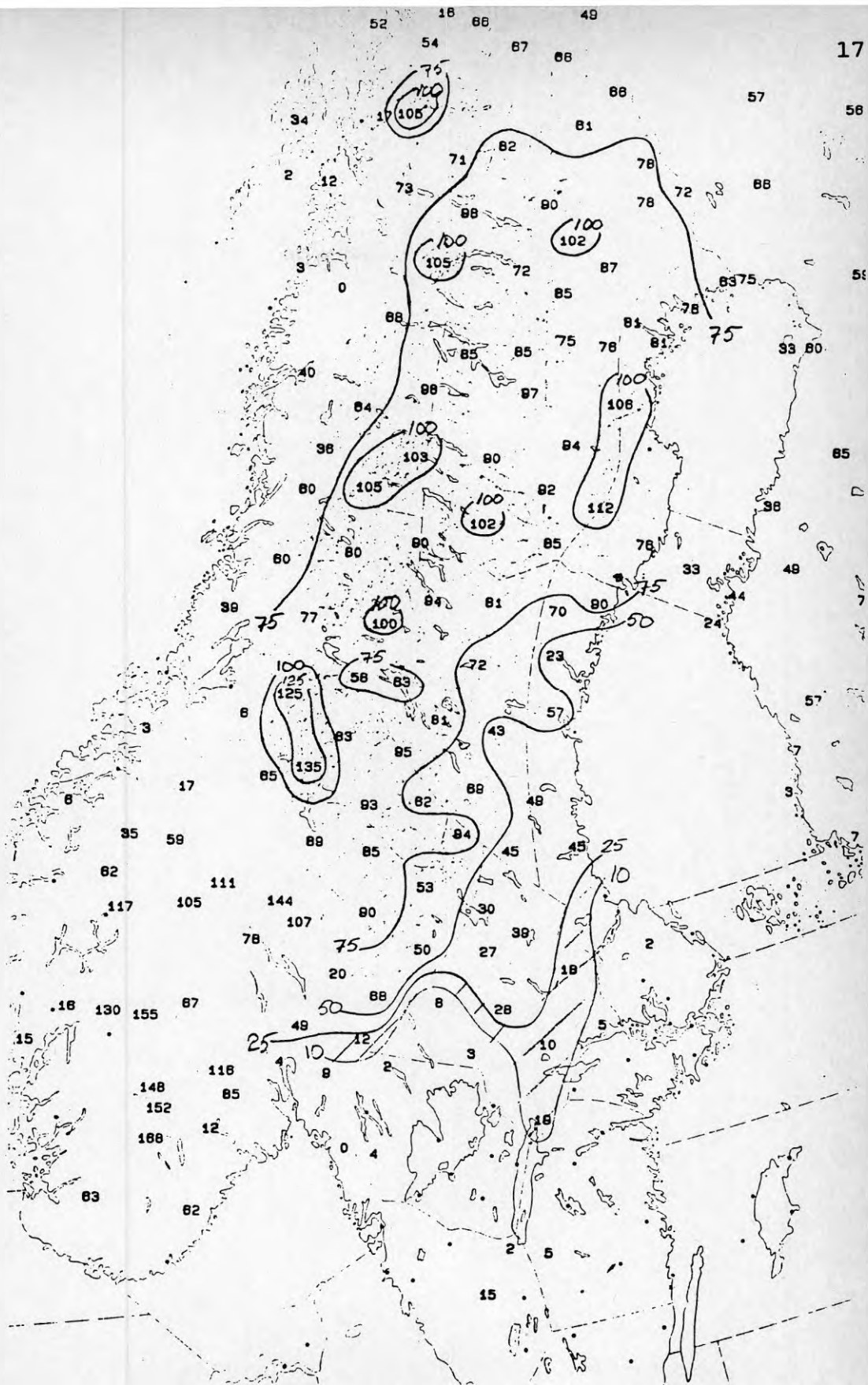


Fig 4.5. Snödjupet uppmätt 88-02-15, karta från SMHI.

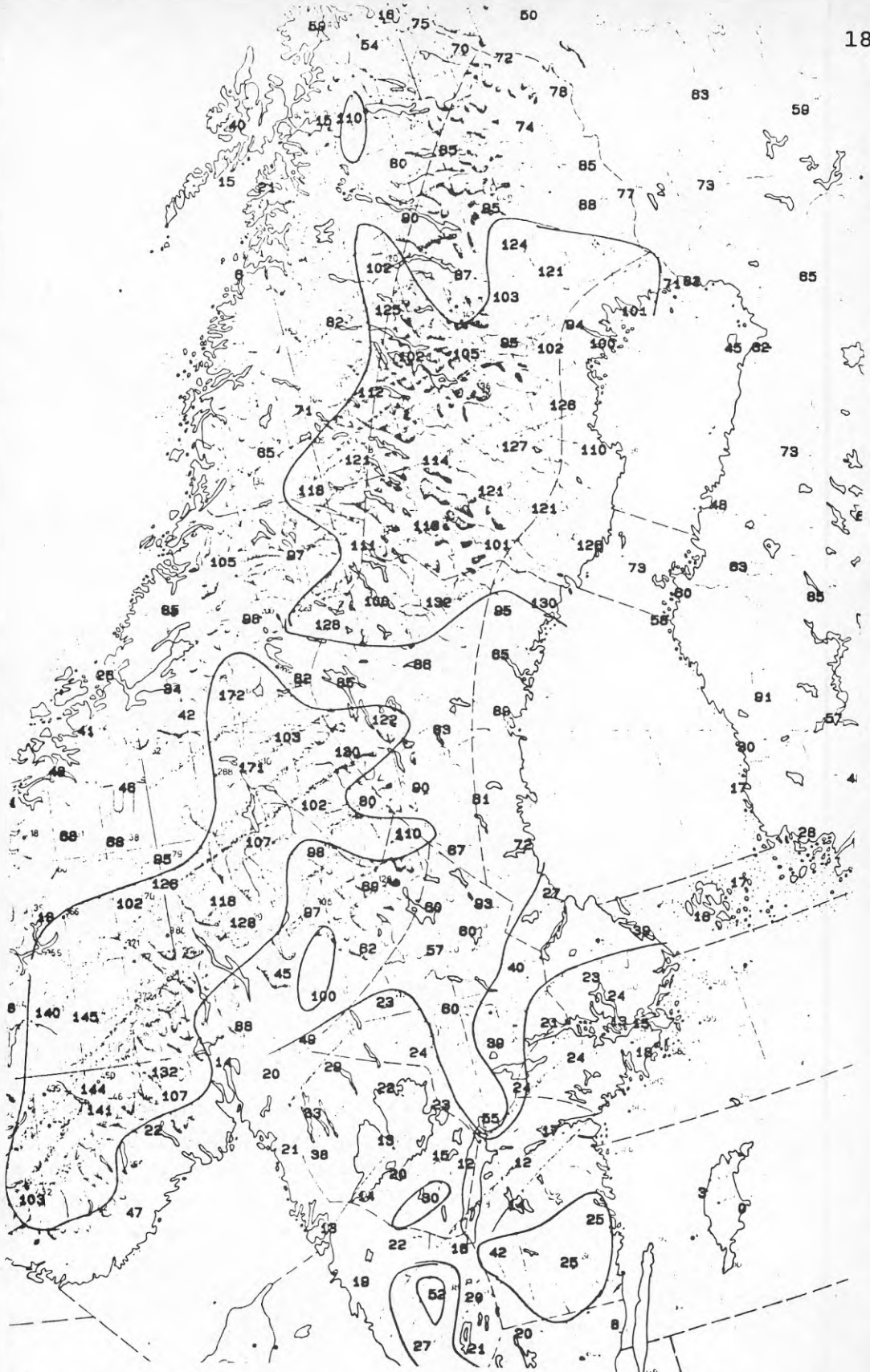


Fig 4.6. Snödjupet uppmätt 88-03-15, karta från SMHI.

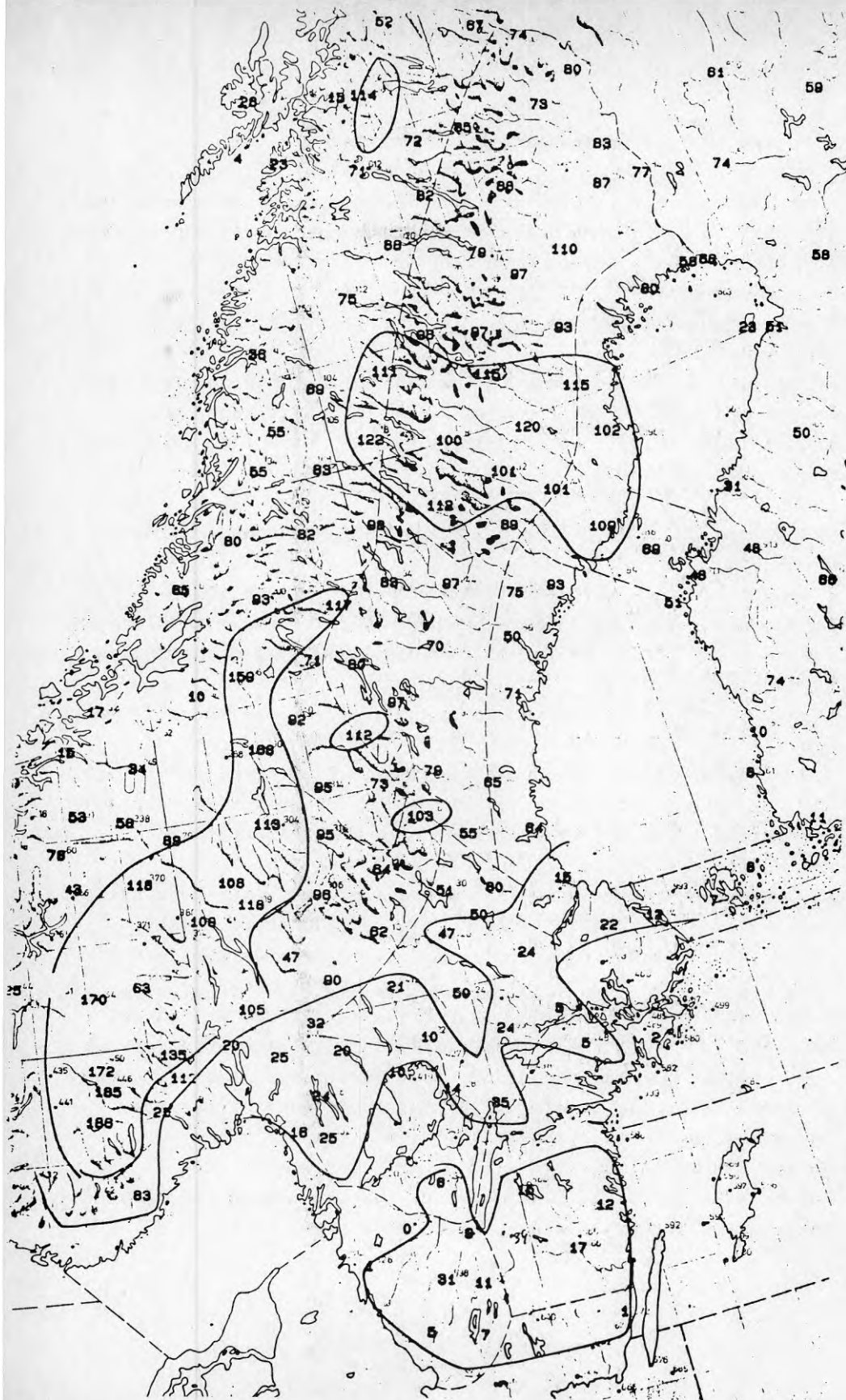


Fig 4.7. Snödjupet uppmätt 88-04-01, karta från SMHI.

4.2 Insamling av information och mätvärden

I syfte att samla information om taksador och dessas orsaker, och för att få in eventuella snölastmätningar, sändes ett brev med förfrågningar om vinterns problem till kommunernas byggnadsnämnder.

Brevet följdes sedan upp med telefonsamtal till ett flertal av Norrlandskommunerna.

Av den här undersökningen framkom att de kommuner som haft mest besvär med snön i vinter var de i Västerbottens kust och inland. Kommunerna i nordligaste Norrland, hade inte alls haft några större problem.

Störst problem hade man haft i Umeå och i kommunerna närmast däromkring.

I Umeå förstördes helt eller delvis yttertaken på 100 byggnader. Ytterligare flera hundra yttertak bedöms ha fått större eller mindre skador på taktäckningar, plåtgarneringar, skyddsräcken etc /39/.

I närliggande kommuner tog man varning av vad som hände i Umeå, och skottade taken.

I Robertsfors mätte man upp en snödensitet på 400 kg/m^3 på ett tak. Den mätningen gjordes ca två veckor efter att Hagaskolans gymnastiksal rasat i Umeå. I Bjurholms kommun mättes en snödensitet på 400 kg/m^3 upp.

Alla Västerbottenskommuner som svarade på förfrågan hade haft problem med snön. Skottningen av tak kostade stora summor, gamla lador rasade ihop, och en del tak uppvisade synliga formförändringar.

I Östersund och Vilhelmina bla, råkade man ut för en hel del taksador av typen trasiga snörasskydd mm. I Östersund var det dessutom ett par lagerbyggnader som rasade ihop. Där mätte man snölasten till 256 kg/m^2 , och på andra byggnader i kommunen mätte man upp laster på över 300 kg/m^2 .

Annars verkar inlandet ha haft mindre problem med snön än vad kustområdet har haft, även om de flesta kommunerna har fått lägga ovanligt mycket pengar på snöskottning.

I Luleå rasade taket på en skola, turligt nog under påsklovet. Här, liksom i en del andra kommuner, gick man ut i lokalpressen med en uppmaning till privatpersoner att skotta sina villatak.

Norr om Luleå och längre inåt landet hade man inte alls haft problem med snön.

Undantaget var en matvaruhall i Kalix vars tak rasade, men förutom den händelsen kunde man inte erinra sig att man haft några problem inom kommunen. Det var det var ganska lite snö på det taket, så det är möjligt att raset hade andra orsaker.

4.3 Snöproblem: resultat av telefonintervjuer

Det som är intressant här är inte bara hur många tak som har rasat. För det första kan man ju inte direkt säga att alla takras berodde på snön, även om det faktum att så många tak rasade just i vinter när det var så mycket snö, säger oss att snön var en orsak till rasen. Det är även av intresse att notera vilka andra problem som snön orsakat, och vilka geografiska områden som haft de största problemen.

Även där inga tak rasat ihop har man haft problem med taksador som orsakat stora kostnader.

Snöräcken har gått sönder. Branta plåttak med snörasskydd är besvärliga att skotta.

Platta tak finns det både de som är för och de som är emot. Där huset med platt tak har stått relativt fritt har man inte alls haft problem med snön, eftersom den har blåst av. På andra ställen har de platta taken sviktat under all snön.

En frågeställning som flera tog upp är: hur länge kan man vänta med att skotta? Det är ju tydligt att man inte bara kan mäta snödjupet för att ta reda på hur stor lasten är på taket. Man måste dessutom mäta snöns densitet, och kontrollera att det inte samlas för mycket snö i fickor osv.

En byggnadsinspektör nämnde att vanligen skottar man mest för att slippa isdämning med påföljande vatteninträngning på våren när snön smälter, men den här året har man varit tvungen att

skotta tidigare under vintern för att det inte skulle bli för tungt.

Flera av de byggnadsinspektörer, byggnadschefer och andra som vi talade med under undersökningens gång, påtalade att de inte följer snönormen vid beräkningar, eller att de i alla fall i fortsättningen kommer att använda egna värden för snölast.

5 SNÖLAST

5.1 Snölast på tak

Snölast är en variabel last. Den varierar inte bara från plats till plats och från vinter till vinter, utan också från byggnad till byggnad. Snölast på tak beror av två faktorer; dels hur utsatt taket är för sol och vind, dels takets utformning. Ungefär femtio år tillbaka i tiden avgjordes takets hållfasthet bara genom erfarenhet. När man började med rutinmässiga mätningar av det ackumulerade djupet hos snön på marken på väderstationer runt om i landet, fick man fram mer rationella snölaster att räkna med. Men de enda data man kunde basera snölasten på, var medelsnöfallet för varje månad och de snödjupsmätningar som gjordes.

Takets utsatthet beror av den geografiska placeringen, hur kuperad terrängen är och hur utsatt husets läge är. Dessutom varierar ju vädret från en vinter till en annan. Takets utformning är också en viktig faktor. T ex inverkar takets form, storlek, färg, och värmeförlustegenskaper. Även om man har ett bra värde på snölasten på mark, har man alltså bara tagit första steget till att räkna ut snölasten på tak.

Det är bara när vindhastigheten är låg som fallande snö lägger sig i ett jämnt lager på taket. Lasten av en snödriva kan bli markant högre än den uträknade taklasten. Blir vindhastigheten större än 4-4,5 m/s kan snöpartiklar från snötäcket föras med av vinden. Snön lägger sig då i dalar, på läsidan av hinder (skorstenar, spetsiga tak) eller på tak som ligger i lä av högre tak.

I många fall kan omfördelningen av snö på tak på grund av vinddrift vara en viktig faktor som styr snölasten.

På ouppvärmda tak minskar en utbredd snölast när takets lutning ökar eftersom snön kommer att glida av taket om friktionen

mellan tak och snö inte är tillräckligt stor.

Värmeavgång genom taket kan ibland göra att det bildas en tunn vattenfilm mellan taket och snön, som reducerar friktionskoefficienten.

När snön är våt och hänger samman kan den stanna kvar även på ett lutande tak, och t.o.m. bilda stora överhäng. Under sådana förhållanden kan snödjupet på lutande tak som står skyddat till, bli nästan lika stort som på marken. Snöns rörelse nedåt kan reducera snölasten eller ibland förflytta lasten till en lägre punkt på taket.

I Kanada startade man -56 en granskning av snölast på tak. Blä mätte man djup och densitet på olika typer av tak. Den här undersökningen pågick i 11 år. Resultatet användes till att utveckla snölastkoefficienter som relaterade snölasten på tak till marklasten.

En värdering av mätdata från takmätningarna visade att medeltaklasten var mindre än marklasten. Den rekommenderade jämnt utbredda taklasten på platta tak är därför 80% av marklasten på byggnader som skyddas för vinden från åtminstone något håll, och 60% för tak som inte har något som helst skydd av omgivningen.

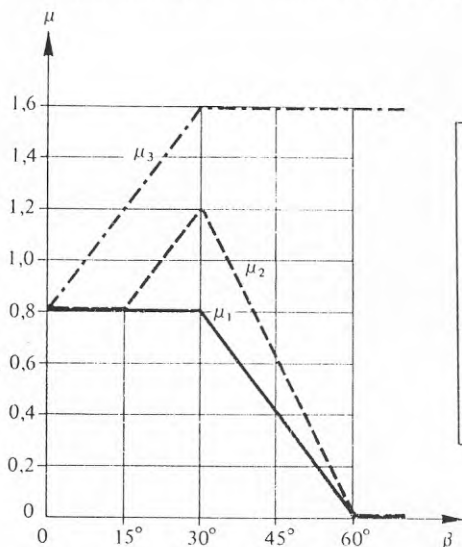
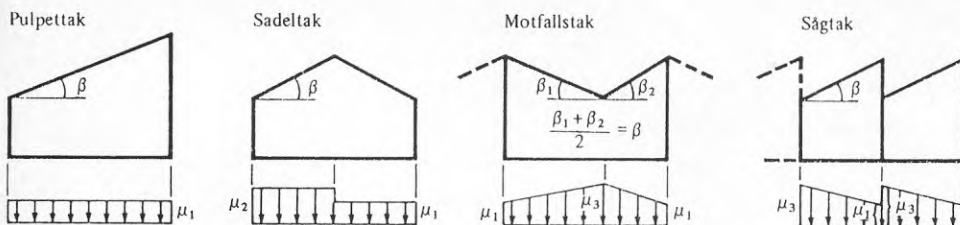
Men omgivningarna kan ju förändras. Om några år kanske det byggs fler hus i närheten av det hus som förr stod fritt. Då är huset inte längre helt exponerat för vinden, och kanske får en högre snölast än det är dimensionerat för. Ska man använda koefficienten 0,6 ska man alltså veta att byggnaden kommer att förbli helt exponerad för vinden.

Den Svenska snönormen visar stora likheter med den Kanadensiska. Alla faktorer för snölast på tak är likadana. Fig 5.1 och 5.2 är utdrag ur SBN 1975, vol 1980.

I Kanada har man den erfarenheten att takras ofta sammanfaller med tidiga vårregn, så det verkar klokt att lägga till last från regnet som blir kvar i snön till snölasten.

I norra Sverige sammanfaller dock maximum av snötäckets massa ungefär med snödjupsmaximum, åtminstone enligt de undersökningar som hittills gjorts. I södra Sverige däremot,

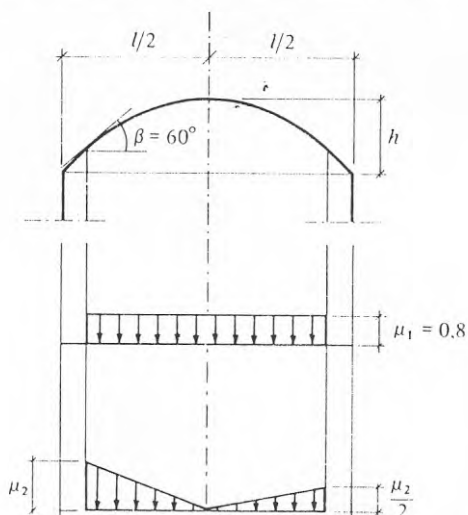
har snötäcket maximal massa fram på vårkanten, betydligt senare än snödjupsmaximum.



Vid ett icke symmetriskt sadeltak behandlas varje takhalva som ena halvan av ett symmetriskt sadeltak

Taklutningens inverkan på lastens storlek behöver inte beaktas om lutningen är $< 5^\circ$

Godtagna formfaktorer för snölast på sadeltak och i fråga om snölastens effekter jämförbara tak. Beträffande förutsättningar se faktaruta ovan.



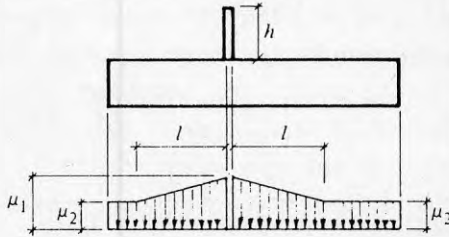
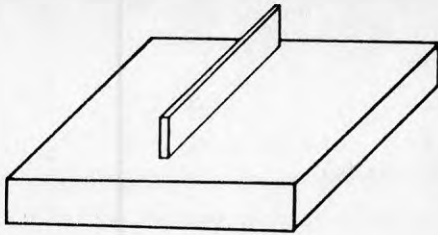
μ_1 och $\mu_2 = 0$ om $\beta > 60^\circ$
 $\mu_2 = 1,5$

Lastfördelningar med formfaktorerna μ_1 och μ_2 avser två alternativa lastfall som båda undersöks

Godtagna formfaktorer för snölast på bågtak. Beträffande alternativa lastfall se faktaruta ovan.

Fig 5.1. Formfaktorer för snölast.

Utdrag ur SBN.



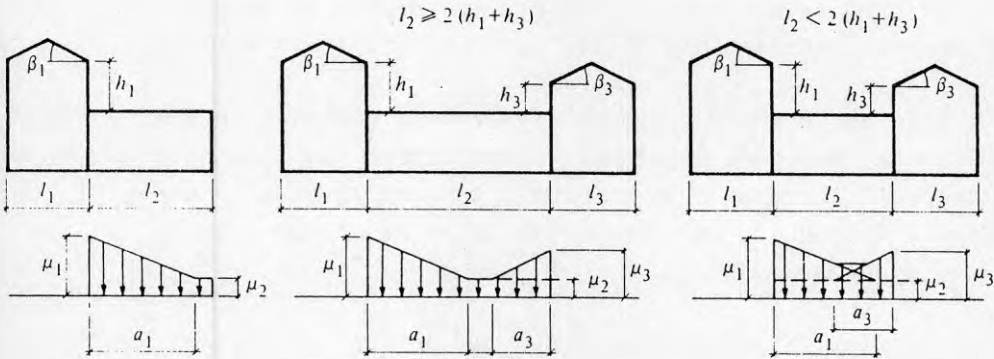
$$\mu_1 = \frac{kh}{s_0}, \text{ dock } 0,8 \leq \mu_1 \leq 2,0, k = 2,0 \text{ kN/m}^3$$

där s_0 = exceptionellt värde enligt tabell 22:421

$$\mu_2 = 0,8$$

$$l = 2h, \text{ dock } 5 \text{ m} \leq l \leq 10 \text{ m}$$

Godtagna formfaktorer för snölast vid skärm. Beträffande förutsättningar se faktaruta ovan.



$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_1 = \mu_{1s} + \mu_{1w}$$

$$\mu_3 = \mu_{3s} + \mu_{3w}$$

μ_s av ras

μ_w av vind

μ_{1w} är det minsta av värdena $\frac{l_1 + l_2}{2h_1}$ och $\frac{kh_1}{s_0}$ där $k = 2,0 \text{ kN/m}^3$ och s_0 = exceptionellt värde enligt tabell 22:421

Motsvarande gäller för μ_{3w}

μ_s svarar mot att 50% av snölasten (beräknad enligt figur 22:43a) på närmast angränsande högre belägna takyta rasar ned, om $\beta > 15^\circ$, och antas ha en triangulär fördelning

$$\mu_s = 0 \text{ om } \beta \leq 15^\circ$$

Dock väljs värdena så, att $0,8 \leq \mu_1 \leq 4$

$$0,8 \leq \mu_3 \leq 4$$

$$a_1 = 2h_1 \text{ dock } 5 \text{ m} \leq a_1 \leq 10 \text{ m}$$

$$a_3 = 2h_3 \text{ dock } 5 \text{ m} \leq a_3 \leq 10 \text{ m}$$

$$\text{Om } l_2 < a_1 \text{ räknas med } \mu_1' = \mu_2 + \frac{l_2}{a_1} (\mu_1 - \mu_2)$$

i stället för med μ_1 . Motsvarande gäller μ_3 om $l_2 < a_3$

Godtagna formfaktorer för snölast med hänsynstagande till snöras och vindens inverkan på snön vid nivåskillnader. Beträffande förutsättningar se faktaruta ovan.

Fig 5.2. Formfaktorer för snölast.

Utdrag ur SBN.

5.2 Om snöns egenskaper

Densiteten hos ett snötäcke varierar ganska mycket. Ett nybildat snötäcke kan ha en densitet på 50 kg/m^3 , och gammal snö upp till $300\text{-}400 \text{ kg/m}^3$. Naturligtvis är det mycket viktigt att man använder representativa densitetsvärden vid beräkningar av snötäckets massa. Densiteten i snötäcket varierar i regel. Den är som störst i botten, och minskar sedan upp mot ytan. Ökning av snötäckets massa orsakas nästan uteslutande av nederbörd och drivbildning. Inverkan av tex kondensation är i stort sett försumbar enligt /4/. Minskning av snötäckets massa sker genom avsmältning och bortblåsning.

Ett snötäckes beståndsdelar är is, vatten och luft. Densiteten hos snötäcket är ett resultat av proportionerna av dessa komponenter, och iskristallernas typ och bindningen mellan dessa.

Genom att snön smälter och åter fryser till växer de större partiklarna, medan de mindre blir ännu mindre. Om snön inte smälter allt för mycket på en gång, kan det flytande vattnet bindas av snötäcket. Snötäckets vikt behöver alltså inte minska, även om snödjupet gör det.

Det är välkänt att densiteten hos nyfallen snö kan variera betydligt.

I fjällterräng och nära stora vattenytor kan snölaster variera mycket mellan platser som inte ligger mer än $10\text{-}20 \text{ km}$ från varandra /1/. Dessutom har gammal snö en högre densitet än nysnö. Men maximumsnödjupet uppträder ganska säkert efter ett stort snöfall, och då kommer en stor del av snötäcket att vara nysnö med lägre densitet.

5.3 Undersökningar och teorier om hur snön uppför sig

I Kanada har man gjort undersökningar för att se om det finns ett samband mellan luftens temperatur och luftens densitet. Dom visar på att "lätta" och "tung" snöfall verkligen varierar

mellan olika orter. Man har också kommit fram till att mätningssmetoderna av densiteten är viktiga för resultatet.

De kanadensiska mätningarna påvisar ett linjärt förhållande mellan nyfallen snös densitet och luftens temperaturen vid snöfallet.

Ulf Olsson /5/ har i samband med att han skrev sin rapport gjort egna mätningar på snöns densitet. Med hjälp av dessa mätningar och mätningar gjorda vid flygplatsen i Luleå fick han fram ett samband mellan luftens temperatur och snöns densitet som överensstämmer väldigt väl med de Kanadensiska resultaten, (se fig 5.3. och 5.4.).

Försvarets Forskningsanstalt har insamlat snödata under en 10-års period under 70-talet, /6/.

Man kom bla fram till att snötäckets medeldensitet normalt ökar i långsam takt under vinterns gång, och får en kraftig ökning mot slutet av säsongen (se fig 7.5.).

Densitetsvärdena är i genomsnitt något högre på låglandet vid kusten än i inlandet. I kustområdet sker en markant ökning av medeldensiteten fr o m mars, i inlandet sker det en månad senare.

De mätningar som man gjort på olika orter i Kanada visar också på att snön oftast har en högre densitet vid kustområdet än i inlandet.

En viktig frågeställning är, hur luftens fuktighet inverkar på snöns egenskaper. Här har det framkommit flera teorier.

En är att snön fungerar som en tvättsvamp och alltså suger upp fukt. Föregående vinter var vattnet öppet utanför Norrlandskusten. Vinden som låg på från havet innehöll alltså mycket fukt, som kan ha sugits upp av snön och gett den högre densitet.

Eller också inverkar den högre luftfuktigheten redan vid bildandet av snöflingan. När vattnet ligger öppet, kommer snömolnen att släppa ned ett "band" av tung snö längs kusten. När snömolnen drar sig längre inåt landet har de redan släppt av den tunga våta snön, och inlandet får en torrare lättare snö.

Andra säger att visst har luftfuktigheten en viss inverkan, men det är inte den viktigaste faktorn, utan kristallformen hos snön har större inverkan.

Det verkar vara många som tror att det förhåller sig så, att om man t ex som i vintras har många blidor så att det omväxlande tinar och bildas skare, kan man få problem. Om skarsnö föreligger, så fungerar snötäcket på taket ungefär som en balk. Skaren gör att tyngden hos snön fördelas ut till väggarna, eftersom snön har en viss hållfasthet.

När det sedan tinar fördelas tyngden inte längre, utan snön fungerar mer som en punktlast på mitten av taket. Om det då snöar igen blir det helt enkelt för tungt.

Det är nog ändå troligare att det är så att isskiktet som bildas i botten på ett snötäcke på ett tak fungerar som en balk som hjälper till att bära upp snöns tyngd. När det sedan tinar så att snön smälter, får taket helt plötsligt bära upp hela snötyngden på egen hand.

Säkert är i alla fall att så länge is och snö vidhäftar vid underlaget får man en samverkan mellan materialen när det gäller att bära upp last. När det sedan blir tö släpper vidhäftningen och det är inte längre någon samverkan.

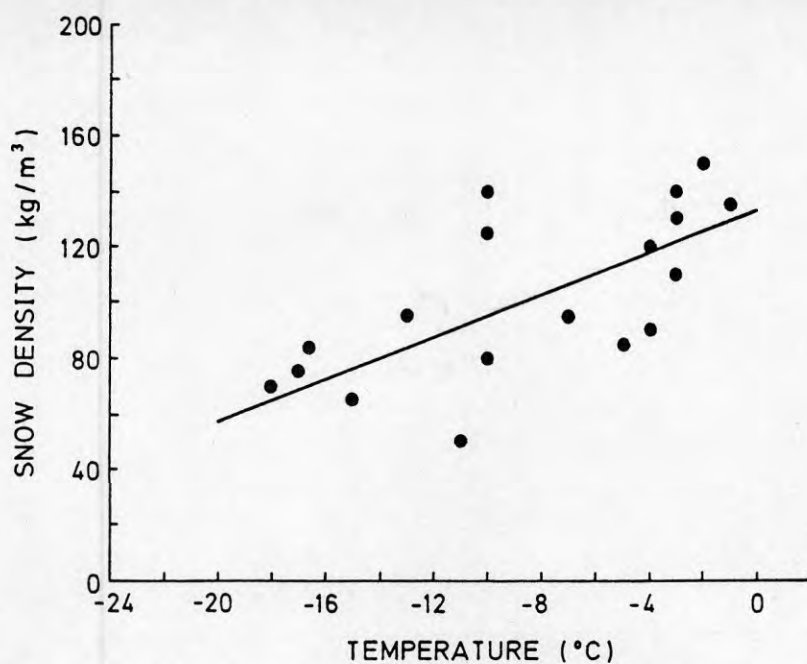


Fig 5.3. U.Olssons /5/ mätvärden för nyfallen snö vid Kallax, Luleå. Mätningarna gjorda jan-mars 1987.

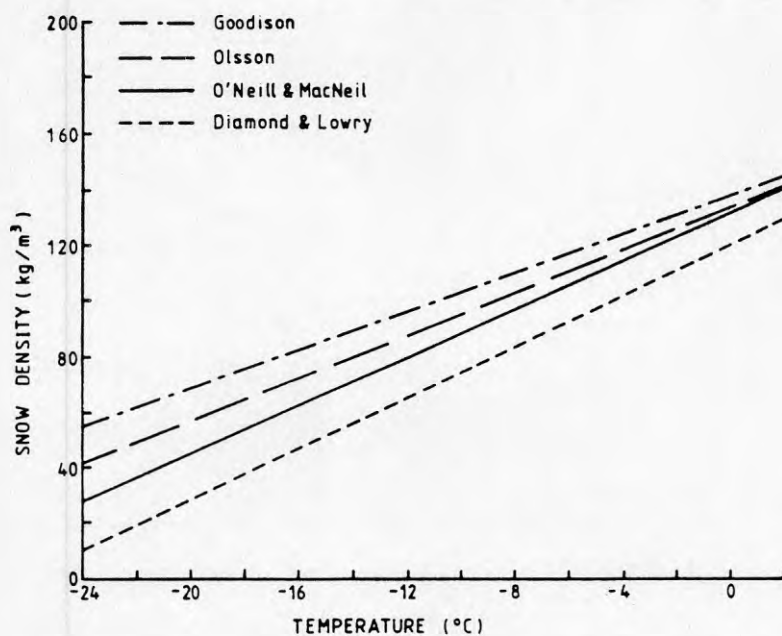


Fig 5.4. Samband mellan temperatur och densitet hos nyfallen snö. Jämförelse mellan mätningar gjorda i Kanada /10/, och U.Olssons mätningar vid Kallax, Luleå.

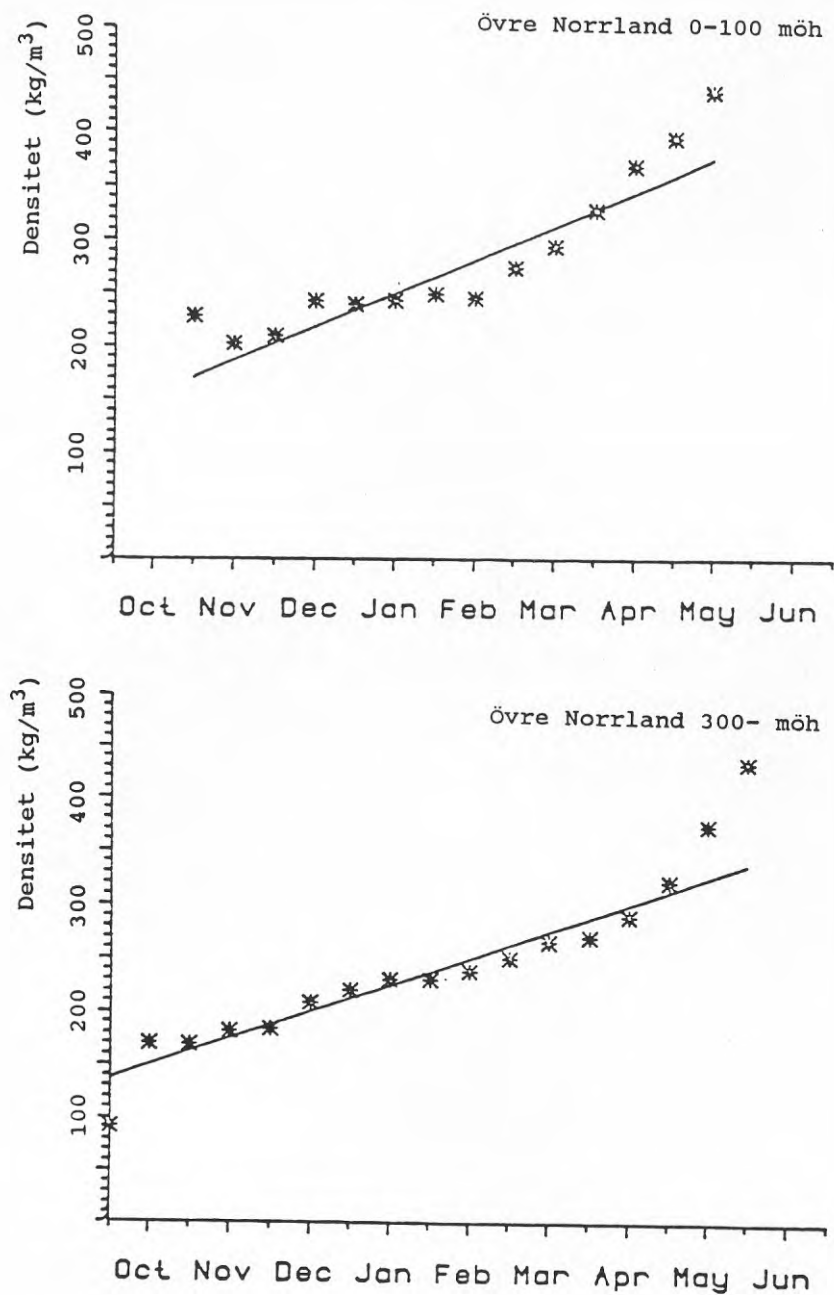


Fig 5.5. Snötäcket's medeldensitet var 15:e dag i övre Norrlands kust- resp inland. Medelvärde för vintrarna 1969/70-1978/79. Ur /6/.

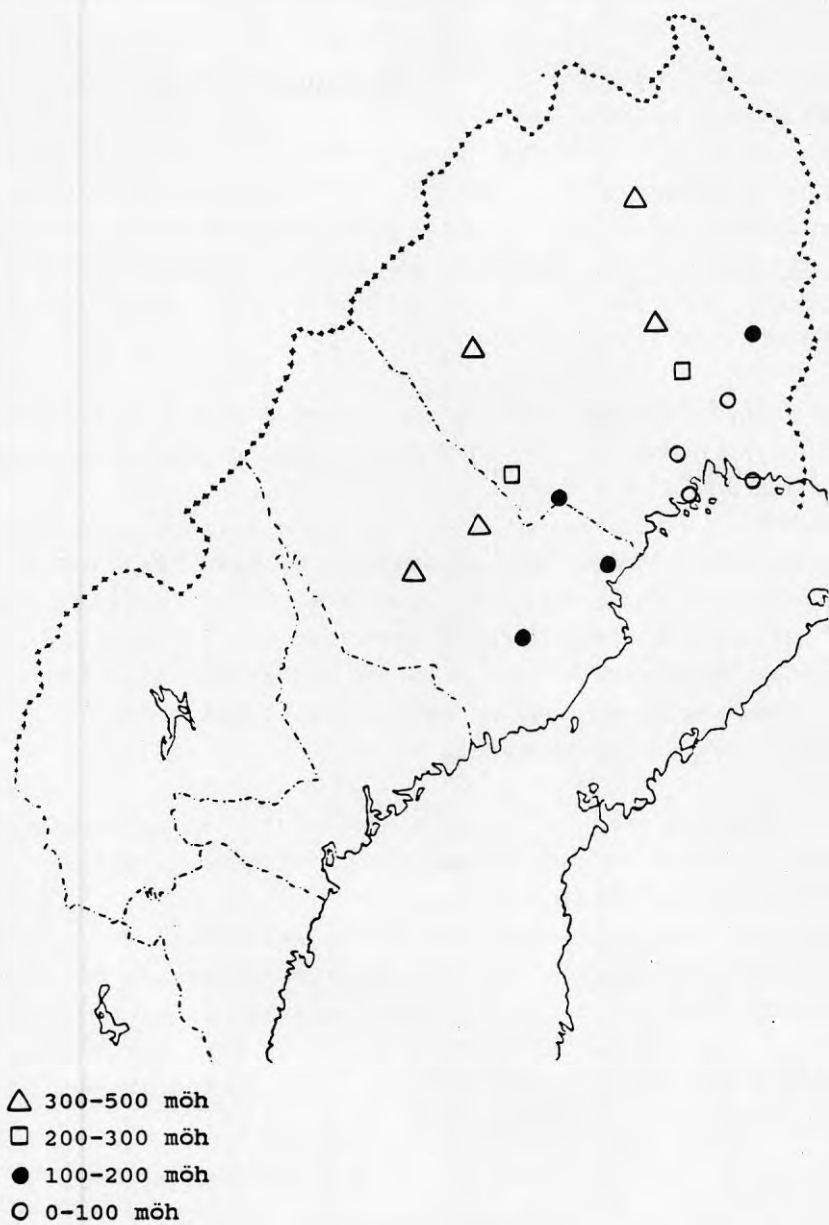


Fig 5.6. Mätstälernas läge och höjd över havet, FOA:s mätningar. Ur /6/.

6 MÄTVÄRDEN OCH RESULTAT

Det här är ett försök att göra en sammanställning av de mätvärden som vi haft att tillgå för vintern.

Tyvärr gör alltså inte SMHI densitetsmätningar på snö längre, utan de mätningar vi har fått sätta vår lit till är i stor utsträckning sådana som personer ute i kommunerna har gjort av eget intresse, eller mätningar som gjorts i samband med att tak har rasat. Dessutom har vi några mätningar som gjorts vid LuTH, vid en snölaboration.

Flera problem uppstår när man ska redovisa ett sådant material. Det första är att få fram användbara resultat med så pass få mätningar som vi här har haft att tillgå.

Ett annat är att, eftersom så många olika personer har gjort någon enstaka mätning var, mätningarna är redovisade på så olika sätt. En del har räknat fram last per m^2 , andra kg per m^3 för snön. Ofta har man då inte redovisat snödjup och provtjocklek så att det går räkna om resultaten till samma enhet. Mätningar som inte är daterade är också svåra att använda i det här sammanhanget.

En slutsats som man kan dra på basis av det här materialet är att det vore bra om densitetsmätningar utfördes i samma utsträckning som snödjupsmätningar.

Man ser här (fig 6.1. och 6.2.) hur mycket årets densitetsvärden skiljer sig från snönormens medelvärden. Man kan kanske inte med detta som grund säga att snönormen borde göras om, men man kan klart se att man bör göra noggrannare undersökningar för att se hur bra normens värden stämmer med verkligheten.

ORT	TAK/MARK	DATUM 1988	ANTAL MÄTN.	SNÖDJUP cm	DENSITET kg/m ³	LAST kg/m ²
Bjurholm	tak	slutet av mars	?	85	287	---
Haparanda *	tak (snöficka)	slutet av januari	5	151	363	<u>548</u>
Kalix	tak	7/3	9	69	237	163
Luleå	mark	5/3	?	80-100	212	---
		30/3	6	73-87	273	221
		8/4	?	38-50	348	150
	tak	2/3	3	82-115	293	225
		16/3	3	-----	333	152
		30/3	8	50-95	282	227
		30/3	9	60-120	265	225
		30/3	9	41-120	269	182
		30/3	5	39-75	258	148
** (snöficka)	8/3	?	-----	---	540	
Svanstein	tak	5/3	?	76	280	213
Torne- dalen	mark	5/3	?	70-90	196	---
Umeå	tak	2/2	10	67	250	168
		6/2	?	---	---	280
		10/2	6	54-91	290	206
	(snöficka)	10/2	1	144	330	475
		12/2	5	---	---	273
		mitten av februari	?	---	333	---
		21/1	1	80	312	250
Östersund	tak	5/3	2	78-95	169	164
		20/3	2	62-76	228	174
		23/3	1	52	260	151
		30/3	2	51-61	273	172
		2/4	2	40-48	317	156
		6/4	2	27-37	<u>398</u>	142
		1/3	1	130	220	286
Över- klinten	tak	5/3	4	75-90	240	---
Örnskölds- vik	tak	---	?	---	---	240-300

* Se kap 10.3, Lagerbyggnad

** Se kap 10.4, Terminalhall Norr

Tabell 6.1. Densitetsmätningar vårvintern 1988.

Värden på densitet och snölast är medelvärden av mätningar gjorda på samma dag och ort.

- Medelvärdet av alla mätningar gjorda samma dag
- × Högsta enskilda mätvärde samma dag

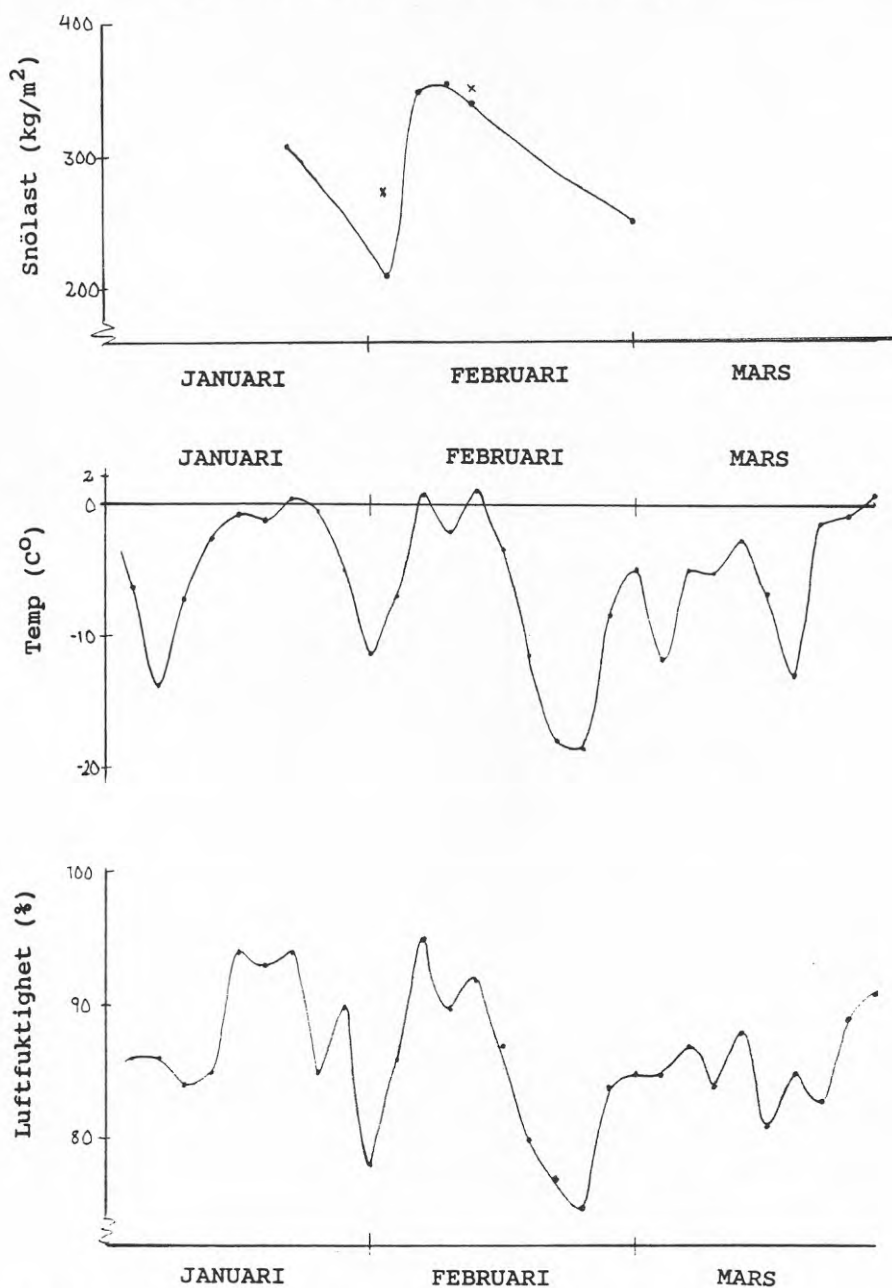


Fig 6.1. Mätvärden för Umeå. Jämför snölasten under vintern med luftfuktighets och temperaturkurvor (värden på temp och luftfuktighet från SMHI).

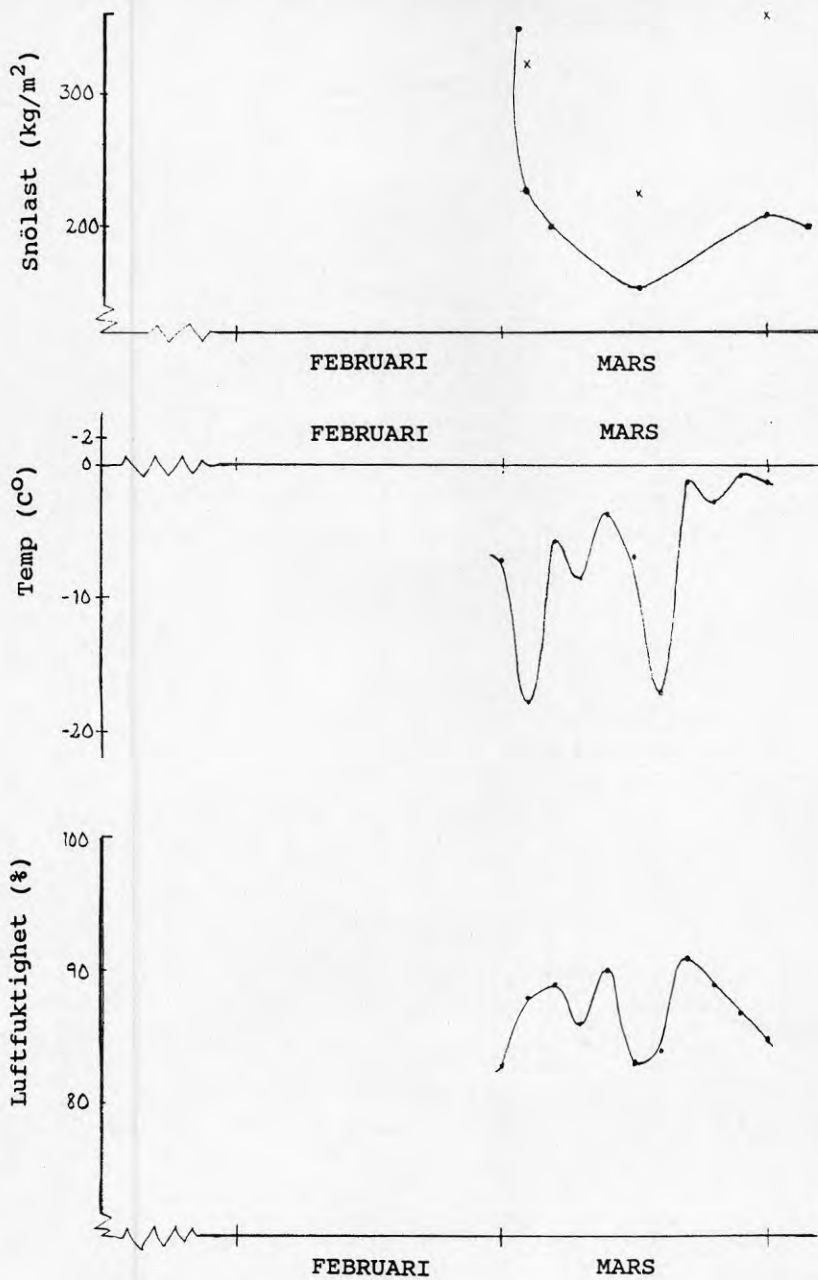


Fig 6.2. Mätvärden från Luleå.

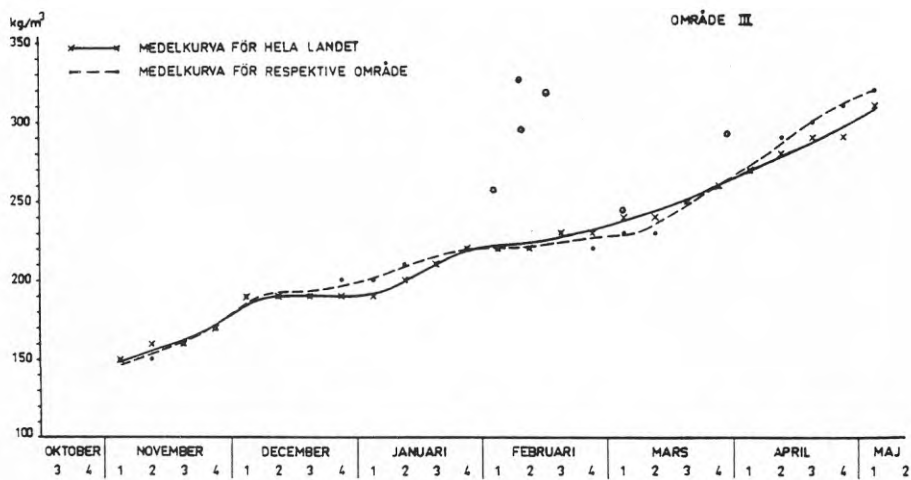
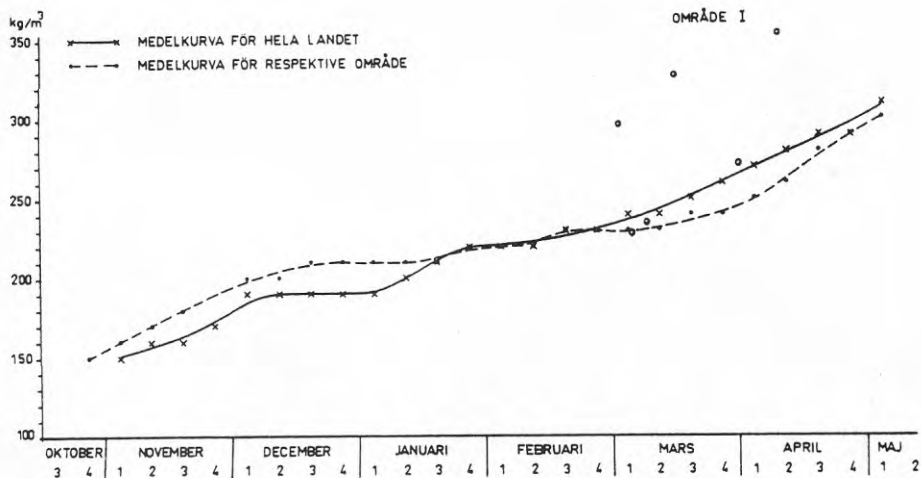


Fig 6.3. Nord/Taeslers kurva för snötäckets medeldensitet för område I och III (se områdesindelningen fig 5.2.). Ur /4/.

•Mätvärden ur tabell 6.1

8.1.

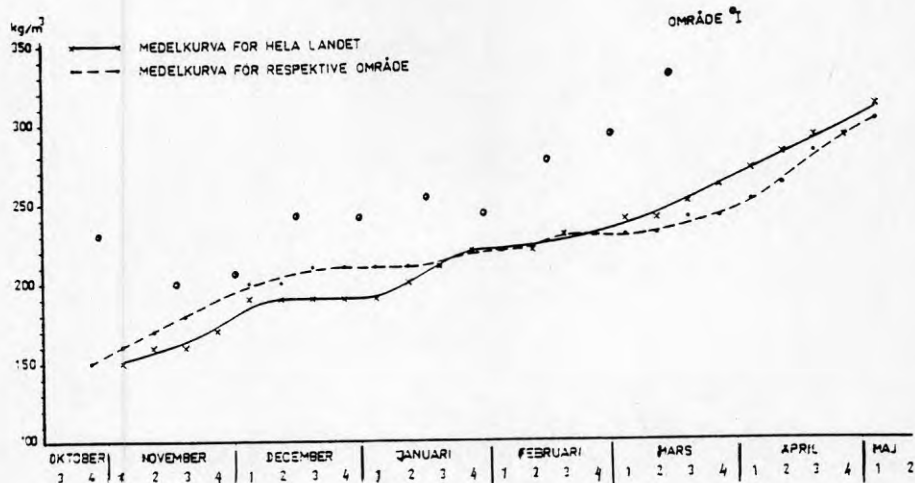
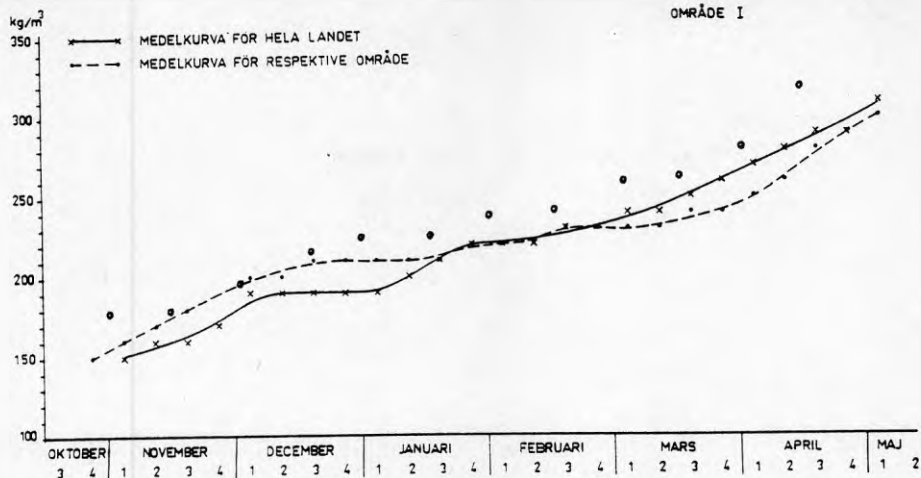


Fig 6.4. FOA:s mätningar i norra Norrland (se fig 5.5.) jämfört med Nord/Taeslers medeldensitetskurva. Den övre kurvan visar mätningarna för kustområdet (värdena för april: 390 resp 435 kg/m³ rymdes inte i fig). Den undre kurvan visa mätningarna för inlandet. Värdena för inlandet följer Nord/Taeslers kurva betydligt bättre än värdena för kustområdet.

• FOA:s mätvärden

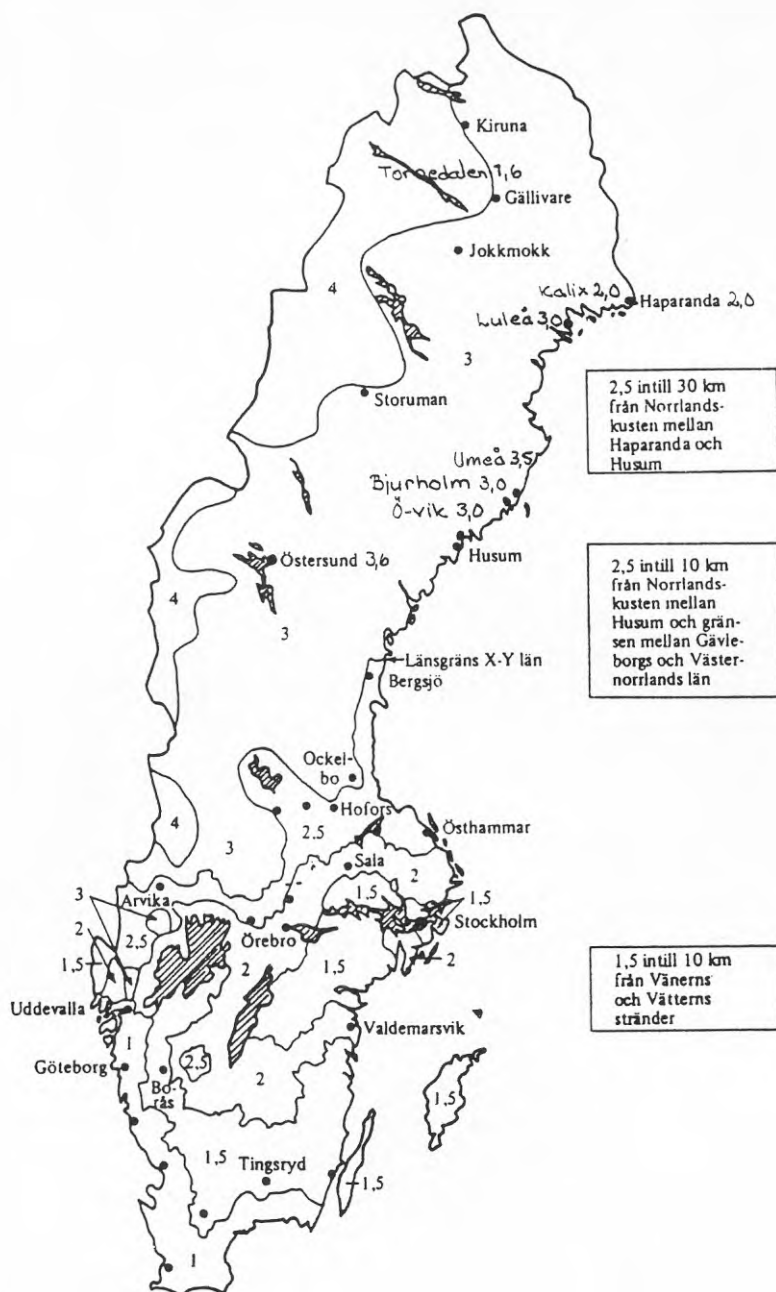


Fig 6.5. Högsta uppmätta snölaster under vintern för några kommuner. Laster mätta på tak är omräknade till marklast med faktor $\mu = 0.8$. SBN:s snözonskarta.

7. Inledning träkonstruktioner

Olika typer av träkonstruktioner drabbades hårt p g a den tunga snölasten vintern 1987-88.

Många funderingar väcktes därför om huruvida erforderliga säkerheter uppfylls för dessa konstruktioner.

Följande kapitel beskriver kortfattat bakgrunden till sättet att se på brottsannolikheter och säkerhetsfaktorer för trä.

Några egna ideer beträffande detta framförs också.

Dessutom beskrivs lite om beräkning med partialkoefficientmetoden samt en vid Tekniska Högskolan i Lund genomförd undersökning av hållfasthet hos trävirke.

7.1 Begreppet säkerhet

Det är normalt nödvändigt att acceptera att det finns en viss sannolikhet för att ett krav inte kommer att bli uppfyllt.

Begreppet säkerhet gäller den bärande funktionen hos konstruktionen och avser sannolikheten för att kollaps eller andra svåra skador inte uppstår.

Kraven på en konstruktion är en viktig komponent i dimensioneringsproblemet. Andra komponenter beskriver dimensioneringsförutsättningarna och anges numeriskt genom de grundläggande variablerna:

- påverkningar (laster)
- geometriska storheter (mått för tvärsnitt, höjder, längder, lutningar)
- materialegenskaper (hållfasthetsegenskaper samt materialets motstånd mot omgivningens angrepp)

Osäkerheterna kan ha olika karaktär beroende på vad som är orsaken till dem, enligt följande:

- Osäkerheterna är inbyggda i en grundläggande variabel på ett naturligt sätt och deras storlek kan ej direkt påverkas, (ex.vis snölast, vindlast) men även i material som ej är direkt tillverkade (ex.vis trä, lera).
- Osäkerheten beror på att kunskapen om den aktuella variabeln är begränsad, den fysikaliska modellen är ofullständig.
- Osäkerheterna är knutna till en tillverkning, och dess storlek är betingad av vad som är lämpligt från ekonomisk synpunkt.

- Osäkerheterna beror på att den framtida utvecklingen är okänd.

Detta gäller påverkningar som är knutna till mänsklig verksamhet.

De sannolikhetsteoretiska beräkningsmetoderna bygger i allmänhet på att de värden som gäller för de grundläggande variablerna anges genom statistiska fördelningsfunktioner samt att osäkerheterna i beräkningsmodellen beskrivs på något liknande sätt.

7.2 Beräkningsförutsättningar

7.2.1 Allmänt om modeller

Vid de procedurer som ingår i dimensioneringsproblemet kan man inte inrikta sig på att återge de verkliga förhållandena i detalj. Beräkningsprocedurerna skulle då bli mycket komplicerade och besvärliga att hantera. Det väsentliga kravet på en modell är inte att den beskriver verkligheten så nära som möjligt, utan att den vid konstruktionsberäkningar ger *resultat* som med acceptabel noggrannhet överensstämmer med de resultat som skulle erhållas om verkliga förutsättningar användes.

De mest tydliga fallen där inte modellen själv utan dess effekter anknyter till verkligheten gäller laster, ex.vis bjälklag i byggnader. Den verkliga lasten utgörs där oftast av ett antal koncentrerade laster medan modellen brukar vara en jämnt utbredd last. Andra avvikelser kan vara spännvidder, upplag, material-egenskaper (ex.vis träkvistar) mm.

7.2.2 Lasteffekt och bärförmåga

Lastmodellen och den geometriska modellen ger med användning av någon beräkningsmodell en *lasteffekt* S , ex.vis momentet i balkens mittsnitt. Beräkningsmodellen är i detta fall helt enkelt jämviktsvillkoren.

Materialmodellen och den geometriska modellen ger med en annan beräkningsmodell *bärförmågan* R , som här är momentet som kan upptas i balkens mittsnitt.

Verifikationen innebär att man på något sätt skall visa att bärförmågan R är större än lasteffekten S med så stor sannolikhet som motsvarar ställda krav.

För träkonstruktioner är det vanligt att bärförmågan även beror på lastens varaktighet, motståndsförmåga mot rötangrepp (dvs.

miljön i vilken konstruktionen befinner sig), fukt och temperatur. Specifikt för trävirke är att hållfastheten hos virke som används till träkonstruktioner inte bestäms genom provning utan genom sortering.

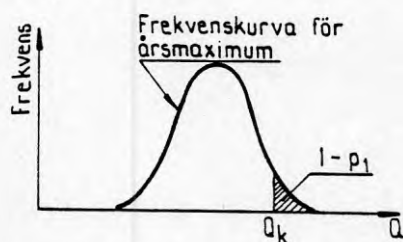
7.3 Beräkning genom partialkoefficientmetoden

7.3.1 Kortfattad beskrivning av metoden

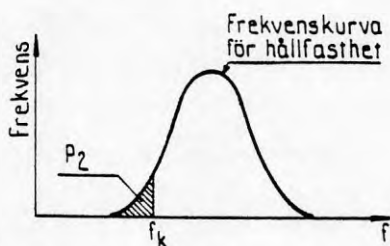
Partialkoefficientmetoden är avsedd för tillämpning vid dimensionering av bärande konstruktioner. Partialkoefficientmetoden grundar sig på användning av s.k karakteristiska värden för laster och hållfasthet. Beträffande mått utgår man nästan alltid från nominella mått, dvs mått enligt ritningar och beskrivningar.

För egentygnd och andra liknande s.k permanenta laster används i allmänhet medelvärdet som karakteristiskt värde G_k .

För tidsvariabla laster, dvs bjälklagslast, snölast, vindlast och liknande väljs som karakteristiskt värde Q_k normalt en övre fraktil, p_1 -fraktilen, i den statistiska fördelningen av ett årsmaximum av Q_k enligt figur 7.1. I de flesta fall sätts p_1 till 0.98, dvs sannolikheten för att den karakteristiska lasten överskrids är $1-p_1 = 0.02$ per år.



Figur 7.1. Def av karakteristisk last /12/.



Figur 7.2. Def av karakteristisk hållfasthet /12/.

Man kan också beskriva det karakteristiska värdet så att det är det värde på lasten som överskrids i genomsnitt en gång per 50 år.

I många fall kan man ej bestämma Q_k statistiskt utan Q_k får då bestämmas på grundval av bedömning.

För hållfasthetsvärden av olika slag definieras det karakteristiska värdet f_k som en nedre fraktil, p_2 -fraktilen. I den statistiska fördelningen för hållfasthet sätts p_2 vanligen till 0.05. För material som stål ($p_2 \approx 0.02$) och betong antas vid dimensionering värden på f_k för specificerade materialtyper.

Vid tillverkning kontrolleras genom provning att materialets hållfasthet är i överensstämmelse med antagna värden. För trä är dock provning ersatt med sortering.

Principiellt används inte de karakteristiska värdena vid dimensionering utan man använder s.k dimensioneringsvärden som bestäms med utgångspunkt från de karakteristiska värdena enligt följande:

För laster erhålls dimensioneringsvärdena G_d och Q_d genom att de karakteristiska värdena G_k för permanent last och Q_k för tidsvariabel last multipliceras med partialkoefficienterna γ_G och γ_Q . Detta ger:

$$G_d = G_k \cdot \gamma_G$$

$$Q_d = Q_k \cdot \gamma_Q$$

För hållfasthetsvärden erhålls dimensioneringsvärdet f_d genom att det karakteristiska värdet f_k divideras med partialkoefficienten γ_m , samt γ_n som tar hänsyn till vilken säkerhetsklass konstruktionen hänförs till, således $f_d = f_k / \gamma_m \cdot \gamma_n$.

Som mått används i många fall nominella värden även som dimensioneringsvärden, varvid osäkerheterna i mått beaktas genom partialkoefficienten för last och hållfasthet. I vissa fall används dock dimensioneringsvärdena a_d som erhålls genom ett tillägg eller avdrag Δa gentemot a_{nom} , dvs $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$.

Koefficienter som kan beskriva osäkerheter i beräkningsmodeller, väljs i allmänhet så att modellen blir på säkra sidan. Ofta väljs dessa så att modellen ger en 0.05-fraktil åt det ogynnsamma hållet.

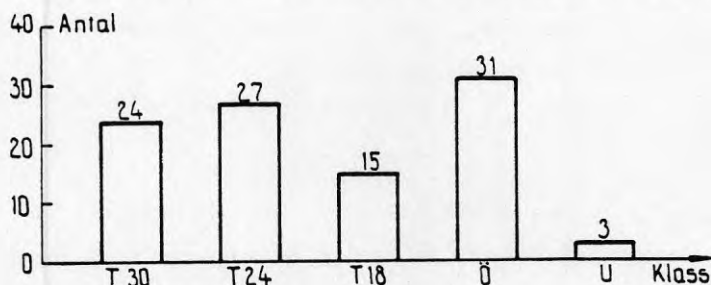
7.4 Undersökning av hållfasthet hos trävirke

En genomförd undersökning vid Tekniska Högskolan i Lund i samråd med Träteknikcentrum har gjorts i hopp om att reda ut vilken

kvalitet man egentligen får när man köper konstruktionsvirke med en bestämd hållfasthetsstämpel.

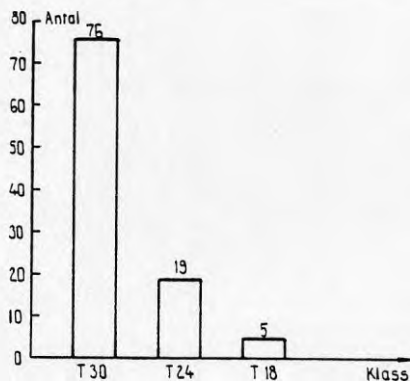
I två omgångar inköptes 50 st $45 \times 195 \times 3900$ mm hyvlat konstruktionsvirke T24. Den valda dimensionen svarar dock endast för ca 10-volymsprocent av virkesförbrukningen för konstruktionsvirke, men representerar ändå den dimension som används mest till bärande konstruktioner som takstolar, takbjälkar och golvbjälkar.

Det inköpta virket sorterades visuellt på TTC enligt T-virkesreglerna /36/, vid denna eftergranskning tillämpades det att felen får överskridas med 10 %. Utfallet av sorteringen redovisas i figur 7.3.



Figur 7.3. Vid TTC genomförd visuell sortering av 100 st $45 \times 195 \times 3900$ mm inköpta och märkta som kvalitet T24 /12/.

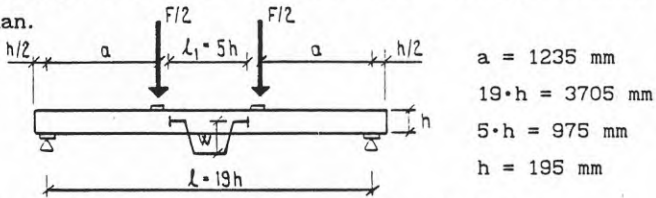
Det är anmärkningsvärt att 49 % erhöll en lägre klass än T24. Efter den visuella sorteringen sorterades virket maskinellt i TTC:s Cook Bolinder sorteringsmaskin. Här kom endast 5 % av virket att klassas lägre än T24.



Figur 7.4 Resultat av maskinsortering inköpt som virke T24 /12/.

7.4.1 Provning av Brotthållfasthet

Provningar till brott utfördes med försöksuppställning enligt figur nedan.



Brotthållfastheten beräknades m.h.a ekvation:

$$f_u = a \cdot F / 2 \cdot W$$

f_u = brotthållfasthet

F = brottlast

a = avstånd mellan last och närmaste upplag

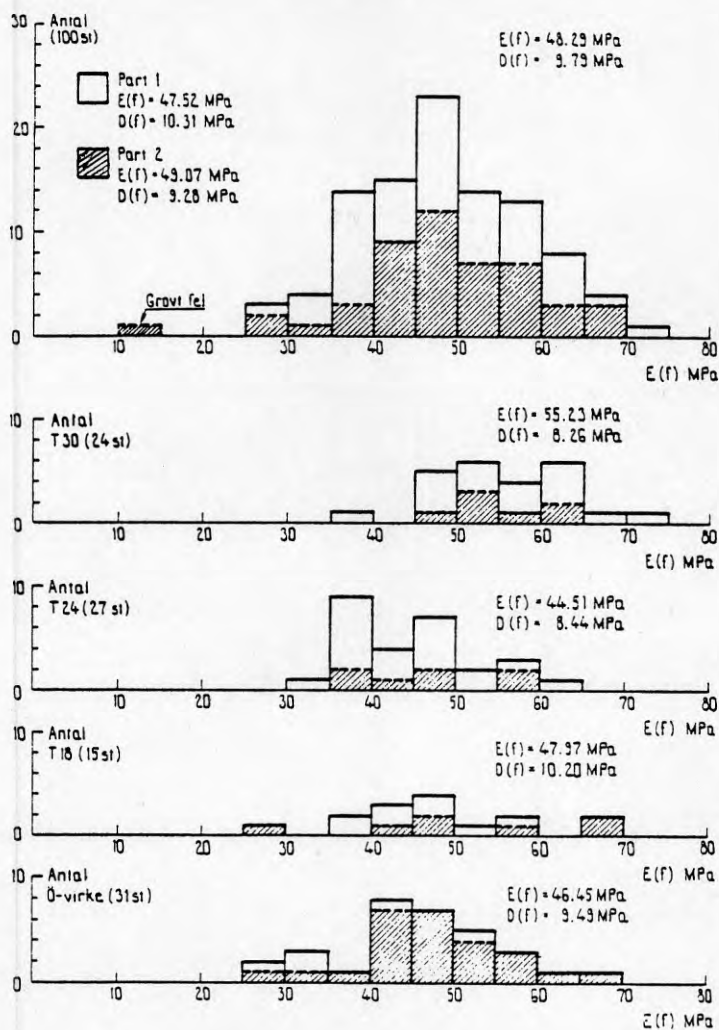
W = böjmotstånd (m^3) beräknat för varje balks dimension

Resultaten redovisas i figurerna 7.5 och 7.6.

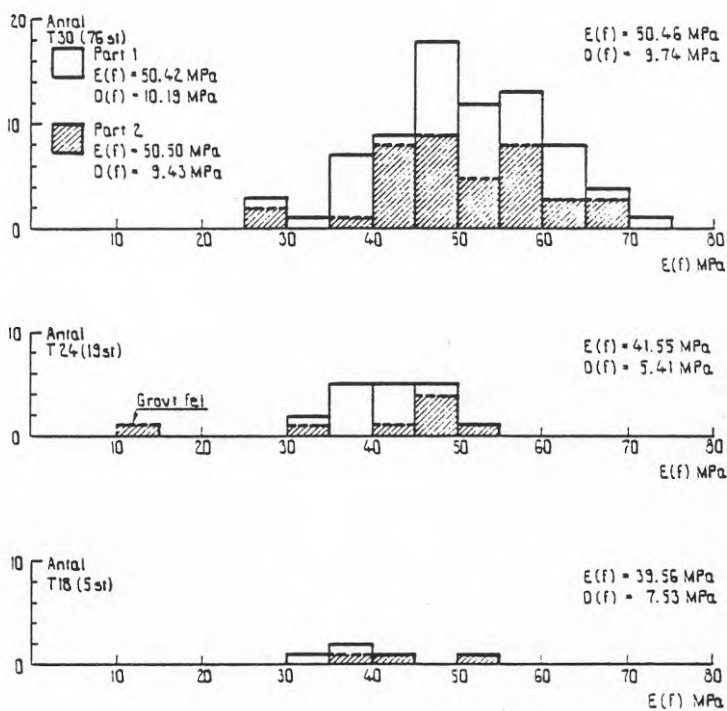
7.4.2 Slutsats

Utifrån försöket så kan man se att köpt virke T24, även efter visuell klassificering till lägre hållfasthetsklasser håller minst för en brottspänning av 24 MPa.

Försöket visar även svårigheten att sortera virket efter relevanta kriterier.



Figur 7.5. Brothållfastheten, resultat från hela försöksserien. Uppdelad på de båda inköpta partierna och för olika visuellt sorterade klasser. /12/



Figur 7.6. Brothållfastheten för de maskinsorterade klasserna T30, T24, T18./12/

7.5 Kort om limträ

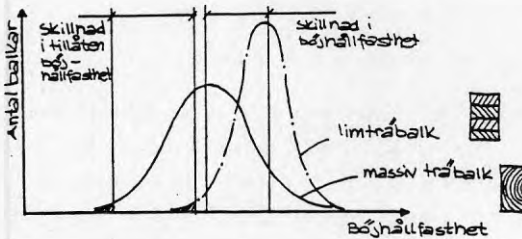
7.5.1 Allmänt

Limträ är en benämning på virke som består av flera hoplimmade trälameller. Fördelen med limträ är att man med virke av små dimensioner kan bygga upp element av stor längd, bredd och höjd och med stor hållfasthet.

I och med att kvistar och dylikt fördelas i de olika lammellerna så kan limträ tillskrivas högre hållfasthet än massivt trä.

7.5.2 Utredning av säkerhetsfaktorer

Limträ erhåller normalt en mindre reduktion av hållfastheten jämfört med K-virke av samma kvalitet som lamellerna i limträbalkarna.



Figur 7.7. Schematisk framställning som visar fördelningen av tillåten böjhållfasthet hos massiva träbalkar respektive limträ./13/

Brottspänningen σ_b antas vara normalfördelad. Det karakteristiska värdet σ_b^{kar} beräknas utgående från medelvärdet σ_b^{medel} och standardavvikelsen s .

$$\sigma_b^{\text{kar}} = \sigma_b^{\text{medel}} - 1.65 \cdot s$$

5%-fraktilen av normalfördelningskurvan representerar karakteristiska värdet av böjhållfastheten. Utifrån detta bestäms tillåten påkänning.

$$\sigma_b^{\text{till}} = d \cdot \sigma_b^{\text{kar}} / f$$

$d = 0.6$ och tar hänsyn till att långtidshållfastheten är lägre än korttidshållfastheten. (vid 10^5 tim konstant last = 11.4 år)

$f = 1.8$ säkerhetsfaktor.

d v s vid långtidslast: $\sigma_b^{till} = 0.6 \cdot \sigma_b^{kar} / 1.8 = \sigma_b^{kar} / 3$

vid korttidslast: $\sigma_b^{till} = \sigma_b^{kar} / 1.8$

Säkerhetsfaktorerna räknas inte fram på detta sätt i partialkoefficientmetoden.

7.6 Bärförmågans beroende av lastvaraktigheten

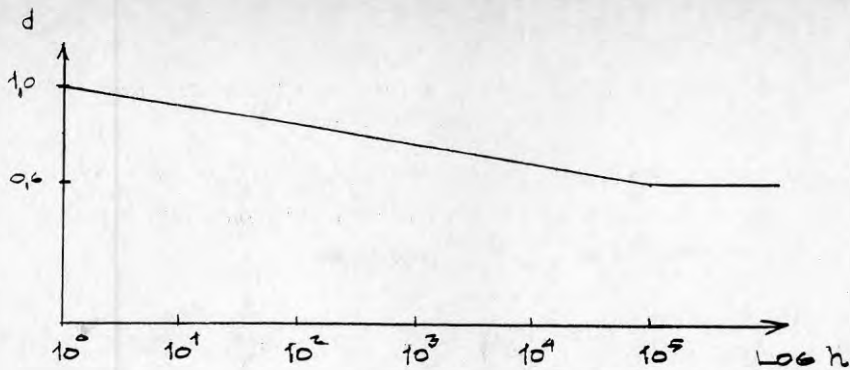
Bärförmågans reduktion som funktion av lastvaraktigheten i timmar, kan redovisas enligt figur 7.8.

Snölast kan ej räknas som en absolut korttidslast, men ej heller som en ren långtidslast. För att hitta en riktigare bärförmåga för en snöbelastad träkonstruktion, kan man utläsa ett reducerat värde på bärförmågan vid en rimlig belastningstid. Förslag till ny tränorm rekommenderar en belastningstid av 10^3 timmar (ca 6 veckor) vid karakteristisk snölast, d v s en reduktion av bärförmågan med drygt 20 % .

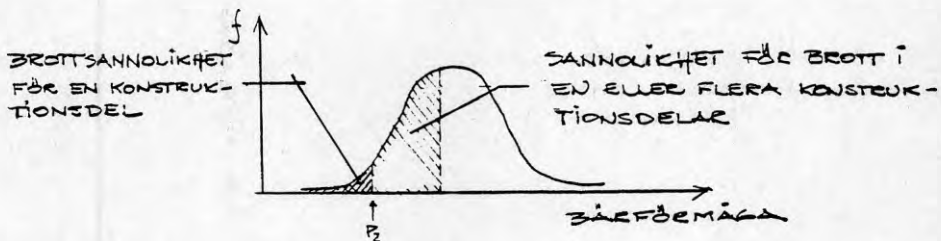
7.7 Brott sannolikheten för en sammansatt konstruktion

Betraktar man endast en konstruktionsdel definieras brott sannolikheten som en nedre p_2 -fraktil. Studeras däremot sannolikheten för brott i en eller flera konstruktionsdelar i en sammansatt bärande konstruktion erhålles ett annat (högre) värde på brott sannolikheten. Detta beaktas ej direkt i byggnormen. Träkonstruktioner är exempel på en konstruktionstyp som kanske borde beaktas på något sådant sätt. Erfarenheten visar att om brott sker i en konstruktionsdel är det som att dra upp ett blixtlås, fortskridande ras erhålls.

En plåttaks konstruktion har däremot en större förmåga att fördela ut krafterna i den angränsande konstruktionen ombrott i en konstruktionsdel uppstår.



Figur 7.8. Bärformågans avtagande med tiden.



Figur 7.9. Brottssannolikhet för en konstruktionsdel respektive brottssannolikhet för en eller flera konstruktionsdelar i en sammansatt konstruktion.

Exempel: Trätakstolskonstruktion med 17 st takstolar.

(jfr skadefallet kapitel 10.1)

Sannolikhet för brott i en konstruktionsdel: p_1

Antagen spridning på spikplåtarna = 20 % .

Brott vid 1.6-faldig överlast.

$$S_{\text{medel}} - 1.65 \cdot 0.20 \cdot S_{\text{medel}} = 2.5 \cdot 0.85$$

$$S_{\text{medel}} = 3.172$$

$$3.172 - x \cdot 0.20 \cdot 3.172 = 1.6$$

$$x = 2.47$$

$$p_1 = 0.0068 \quad (\text{enligt normalfördelningstabell})$$

Sannolikhet för brott i en eller flera konstruktionsdelar: $p_{17} = 1 - (1 - 0.0068)^{17} = 0.11$

D v s sannolikheten för brott i en eller flera konstruktionsdelar var ca 11 % . Därmed ej speciellt osannolikt att brott inträffade.

8. Säkerhetsfaktorer plåt

8.1 Bakgrund

Under utarbetandet av snöskaderapporten har många frågor ställts angående säkerhetsfaktorer hos tunnplåtskonstruktioner, speciellt hos sk självbärande plåttak samt vilka dimensioneringsförutsättningar som egentligen används.

Följande två huvudprinciper gäller.

8.2 Dimensionering enligt metoden med tillåtna spänningar

Vid dimensionering med hänsyn till krav på säkerhet mot brott gäller:

- laster (snittkrafter, krafter i förband mm) bestäms enligt SBN.
- Tillåtna krafter bestäms av dimensioneringsvärden enligt StBK-N5 varvid γ_{mn} ersätts med säkerhetstal enligt tabell.

	Vanligt lastfall	Exceptionellt lastfall
Transversalbelastat tak- och väggplåt	1.5	1.25
Annan tunnplåtskonstruktion	1.67	1.4

Dimensioneringsvärdet för sträckgränsen f_{ty} bestäms enligt:

$$f_{ty} = f_{tyk} / \gamma_{mn}$$

Karakteristiskt värde f_{tyk} för drag- och tryckhållfasthet är i svensk standard angivet minimivärde för undre sträckgräns R_{e1} eller 0.2-gräns $R_{0.2}$.

Beräkningsexempel enligt bilaga 1-II.

8.3 Dimensionering enligt partialkoefficientmetoden

8.3.1 Dimensioneringsförutsättningar

Bestämmelserna i StBK-N5 är i första hand utformade för tillämpning av partialkoefficientmetoden. Vid dimensionering skall påvisas att kraven i brottgränstillstånd är uppfyllda. (Metoden används ej ännu i praktiken)

8.3.2 Säkerhetsklasser

Konstruktioner och konstruktionsdelar indelas vid tillämpning av partialkoefficientmetoden i tre säkerhetsklasser. Hjälp att "klassa" olika konstruktioner finns i StBK-N5 12:211.

Ex. Takplåt som kan bli hängande vid en överbelastning får hänföras till säkerhetsklass 1, annars säkerhetsklass 2. Takplåt får anses hängande om fästelement vid ändupplag och skarvar dimensioneras för stora horisontalkrafter. Bjälklag och bjälklagsbalk hänförs normalt till säkerhetsklass 2.

8.3.3 Grundvärden för hållfasthet

Dimensioneringsvärdet för sträckgränsen f_{ty} bestäms enligt:

$$f_{ty} = f_{tyk} / \gamma_{mn} \quad \text{där } \gamma_{mn} = \gamma_m \cdot \gamma_n$$

γ_m får sättas till 1.0 (se bilaga 2-II StBK-N5 13:3K), om plåten har högst 5 % minusavvikelse.

Värdet på γ_n för brottgränstillstånd beror på aktuell säkerhetsklass.

Säkerhetsklass	γ_n
1	1.0
2	1.1
3	1.2

8.3.4 Laster

Partialkoefficienter för laster bestäms enligt SBN avd 2A.

Vid dimensionering i allmänhet samt vid stjälpning, lyftning och glidning gäller för brottgränstillstånd tabell 21A:5232a

Lasttyp	Lastvärde	partialkoefficient γ_r
Permanenta laster	G_k	1.0 och 0.8*
En variabel last	Q_k	1.3
Övriga variabla laster	$\xi \cdot Q_k$	1.0

* O gynnsammaste lasteffekt beaktas.

Beräkningsexempel enligt bilaga 3-II.

8.4 Sammanfattning

Alla tunnplåtskonstruktioner är beräknade enligt metoden med tillåtna påkänningar. Ett självbärande tunnplåtstak erhåller då en säkerhetsfaktor på 1.25 mot brott, vid exceptionellt lastfall.

Enligt den modernare och mer nyanserade partialkoefficientmetoden höjs brottsäkerheten för samma tak med knappt 8 % . (se beräknings-exempel bilaga 3.II)

Konstruktionen erhåller således en säkerhet mot brott på ca 30 % .

9. Inledning till redovisning av ett 20-tal skadefall.

Den gångna vintern 1987-88 inträffade ett stort antal skadefall bl a på grund av den tunga snölasten på byggnadernas tak. De flesta inträffade utefter södra Västerbottens kusttrakter, men även i andra delar av Norrland drabbades en hel del byggnader av takras.

Kapitlen 10-12 behandlar ett 20-tal skadefall och beskriver tämlingen ingående tidpunkter, omfattning samt i de fall det gått att någotsånär fastställa, orsakerna till dessa.

Ett försök har dessutom gjorts att dela in skadefallen i tre grupper beroende på den huvudsakliga orsaken till dessa.

Rubrikerna lyder:

Kapitel 10: Aktuell snölast har vid ras överskridit normlast.

Kapitel 11: Brister i material och konstruktion.

kapitel 12: Utförande-/konstruktionsfel och tung snölast.

Först följer en kort sammanställning innehållande lite snabbfakta över de beskrivna skadefallen.

Objekt/Byggnadsår/Geografiskt läge/Snözon	Takkonstruktion/Orsak, omfattning samt tidpunkt för skada/Snölast
<p>Matsalsbyggnad Uppförd 1984 Västerbottenskusten Snözon 2.5</p>	<p>Yttertak av papp och råspont. Prefabr. spikplåtstakstolar c 1200, Taklutning 4.4°. Brott i spikplåtsförband, total- kollaps om ca 250 m² 88-02-05 (kvällen), Snölast 2.8 kN/m².</p>
<p>Bensinstation Byggt 1963-64 Västerbottenskusten Snözon 2.5</p>	<p>Bärande plåtkassetter, spännvidd 7.3 m, 200 mm min.ull, taktäckning av slätplåt. Nedböjningar om ca 1.2 m i fältmitt noterade 88-03-01.</p>
<p>Industrilager Byggt 1978 Ängermanlandskusten Snözon 2.5</p>	<p>Yttertak av papp, 2-lag isol. + plast. Bärande prof. 200 mm plåt. Btg-stomme c 8000 mm. Buckling i plåtliv över stöd, dragbrott i gerberskarv - instörtning av ca 70 m². Snölast: 2.4-3.0 kN/m².</p>
<p>Varuhus Byggt i slutet av 70-talet västerbottenskusten Snözon 2.5</p>	<p>Bärande prof. 115 mm plåt. Betongstomme c 6000 mm. Buckling i plåtliv över stöd. Kraftiga nedböjningar i fält. Snölast ca 3.0 kN/m².</p>
<p>Skärmtak Byggt 1972 Norra Västerbotten Snözon 3</p>	<p>Yttertak av papp på takboard. Bärande 110 mm takplåt mellan Primärbalkar av limträ c 6600 mm. Momentbrott i takplåten i fält. Instörtning av takkonstruktionen på yta av ca 480 m², 1988-04-01. Snölast ca 3.0 kN/m².</p>

Objekt/Byggnadsår/Geografiskt läge/Snözon	Takkonstruktion/Orsak, omfattning samt tidpunkt för skada/Snölast
Lagerbyggnad Byggt i mitten av 80-talet Norrbottenskusten Snözon 2.5	Bärande 200 mm takplåt Typ Gerbersystem. Stålstomme, ändfack c 6000 mm, övr stommedelning c 7200 mm. Momentbrott i takplåten under snöficka - ca 350 m ² tak störtade in i slutet av januari. Snölast i snöficka drygt 5.0 kN/m ² .
Terminalhall Norrbottens kustland Snözon 2.5	Bärande 110 mm takplåt, isol + papp, sekundärkonstruktion av HEA-balkar kontinuerligt upp- lagda på "upp och ned vända" svetsade sadelbalkar med I- tvärsnitt, spännvidd 27.2 m. Kraftiga deformationer 1988-03-08 i både sekundär- och primär- konstruktion under snöficka. Snölast i snöficka: 5.4 kN/m ² .
Terminalhall Byggt 1979-80 Västernorrlands kusttrakt Snözon 2.5	Yttertak av prof. plåt. Sekundärkonstruktion av lätt- balkar Z 300 - 2.5 mm. Btg-stomme c 8000 mm. Nedböjningar och buckling i Z-profilerna, mars -88. Snölast i medeltal 2.7 kN/m ² .

Objekt/Byggnadsår/Geografiskt läge/Snözon	Takkonstruktion/Orsak, omfattning samt tidpunkt för skada/Snölast
Industri-tillbyggnad Uppförd 1984 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Yttertak av prof.plåt. Sekundärer 50 x 150 c 600 mm. Primärbalkar L 165 x 720 kval L 40. Innertak av fribärande plåt, plastfolie och 300 spån. Momentbrott i limträbalkar - instörtning av ca 250 m ² tak 1988-02-09, Snölast ca 1.75-2.1 kN/m ² .
Gymnastikhall Uppförd 1964 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Yttertak av papp + råspont. Primärer av sadelformade limträ- balkar (typ IAS-balkar) c 5000 mm. Sekundärkonstruktion av fackverkstyp mellan IAS-balkarna. Brott i IAS-balkar - kollaps om ca 700 m ² 1988-02-13, Snölast 1.5 kN/m ² .
Bilhall Byggt 1964 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Yttertak av råspont + papp. 2" x 6" sekundärreglar på bärande IAS-balkar, c 3000 mm, spännvidd ca 14 m. Skjuvbrott i IAS-balkar 1988-02-24.
Gymnastikhall Byggt 1966-67 Västerbotten Snözon 2.5	Yttertak av råspont + papp. Sekundärreglar 2" x 8". Primärt bärande pulpetformade limträbalkar. Delamering och skjuvbrott i limträbalkar - kraftiga nedböjningar noterade 1988-03-02.

Objekt/Byggnadsår/Geografiskt läge/Snözon	Takkonstruktion/Orsak, omfattning samt tidpunkt för skada/Snölast
Industrihus Påbyggnad 1987 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Uppstolpat lätt sadeltak av prof. plåt, lutning 7° på bef platt tak. Stolpar av C-profiler, bärande Z-profiler tvärs takfallet. Kollaps om ca 2500 m ² Snölast ca 2.8 kN/m ² .
Kvartersgård Byggd 1980-81 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Uppstolpat lätt sadeltak av plåt, lutning 14°, på btg-valv, stolpar av C-profiler. Delvis instörtning av taket 1988-03-18.
Tillbyggnad, skola Byggd 1985 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Yttertak av papp + råspont. Sadelformade spikplåtstakstolar c 1200 mm, taklutning 10°. Dragbrott i spikplåtsförband - instörtning av ca 65 m ² takyta 1988-02-03, Snölast ca 1.8 kN/m ² .
Skola Färdigställd hösten -87 Norrbottenskusten Snözon 2.5	Yttertakstäckning av bandtäckt plåt, underlagstäckning samt råspont. Prefabricerade spikplåtstakstolar c 1200 mm. Knäckning av diagonalsträva - kollaps om ca 250 m ² 1988-04-04. Snölast ca 2.2 kN/m ² .
Varuhall Till-/påbyggnad 1987 Norrbottens inland Snözon 3-4	Ny uppstolpad takkonstruktion av träreglar mot ny träfackverkskonstruktion samt bef tak. Sidoutböjning av trätakstolar - kraftiga sättningar, 1988-03-18.

Objekt/Byggnadsår/Geografiskt läge/Snözon	Takkonstruktion/Orsak, Omfattning samt tidpunkt för skada/Snölast
Matvarubutik Byggt 1982-83 Norrbottenskusten Snözon 2.5	Yttertak/sekundärkonstruktion av prefabricerade takelement. Primärt bärande stålfackverk. Knäckning av tryckt överram i stålfackverket - kollaps om ca 400 m ² , 1988-03-06. Snölast ca 1.7 kN/m ² .
Musikrepetitionslokal Ombyggnation utförd 1985 Västerbottenskusten Snözon 2.5	Primärt bärande limträbalk. Konsolupplag exp. fast i btg-vägg. Sättning om ca 0.5 m då limträbalkens upplag brast, mars -88.
Industrihall Uppförd 1987 Västerbottens inland Snözon 3	Yttertak av prof. plåt Sekundärer av lättbalkar, typ Z-profiler. Primärbärning av stålbalkar. Nedböjningar i sekundärkonstruktion p g a felmonterade Z-profiler. Snölast 1.4 kN/m ² .

10. Aktuell snölast har vid ras överskridit normlast

10.1 Matsalsbyggnad /27/

10.1.1 Orientering/bakgrund

Någon gång under kvällen den 5 februari 1988 totalraserades taket över rubricerad byggnad.

Den relativt nybyggda fastigheten, uppförd 1982-83, utefter Västerbottens kusttrakt är intressant belägen såtillvida att den ligger på gränsen mellan snözon 2.5 och 3.

10.1.2 Byggnadens konstruktion

Matsalen upptar en byggnadsyta om 22×10.5 meter och var utförd med bärande väggar av trä samt med prefabricerade spikplåtstakstolar av trä c 1200 mm. Taklutningen var 4.4° och yttertaksbeklädnad av papp på 22 mm råspont.

10.1.3 Rasets omfattning/snölast

Samtliga 17 st fribärande trätakstolar tillsammans med den bärande ytterväggen hade rasat.

Uppmätt snödjup på taket var ca 90 cm med en genomsnittlig volymvikt av 3.1 kN/m^3 . Detta gav en snölast av i genomsnitt 2.8 kN/m^2 .

10.1.4 Skador i bärande konstruktionsdelar

Vid besiktning kunde konstateras att skarv på underram på samtliga, vid tillfället besiktningsbara takstolar, släppt från förankring. Hos flertalet spikplåtar hade samtliga utstansade spikar skjuvats av. Nockförbindningarna hade också knäckts, troligtvis vid själva raset.

10.1.5 Diskussion

Byggnadens tak var vid rastillfället belastad med snölast av 2.8 kN/m^2 . Konstruktionen var dimensionerad enligt SBN 75 snözon C för vanlig snölast av 1.5 kN/m^2 + egentyngd 0.75 kN/m^2 . Detta motsvarar en nästan 1.6-faldig överlast. Säkerhetsfaktorn vid dimensionering av konstruktionen ifråga skall vara 2.5 mot brott i förband vid korttidslast. Snölastens storlek i sig borde således ej föranleda ett brott. Skarvförbindning i takstolens underram har sannolikt varit den initierade faktorn till brottet. Till följd av de stora dragkrafterna i takstolens underram har de utstansade spikarna i skarvplåtarna skjuvats av. På platsen kunde vidare konstateras rostsprickor i förzinkningen runt de utstansade spikarna och att de lätt kunde "vickas" av.

Om erforderliga säkerheter i praktiken uppfylls för dessa detaljer kan alltså ifrågasättas.

En ej otänkbar situation är att det vid byggskedet tillförts mycket fukt i konstruktionen. Ett fuktigt virke har lätt för att vrida sig, vilket kan innebära att de relativt korta utstansade spikarna "kryper ur" virket och förbandet tappar avsedd förankringsförmåga.

10.1.6 Slutsats

Kvalitet, placering och dimensioner på virke och spikplåtar var utfört enligt tillverkningsritningarnas anvisningar. Den tunga snölasten, kombinerat med en möjlig svaghet hos de använda spikplåtarna i takkonstruktionen förorsakade troligtvis den totala kollapsen.

10.2 Bensinstation utefter Västerbottenskusten

10.2.1 Orientering/bakgrund

Denna byggnad drabbades 1 mars 1988 av en näst intill totalkollaps. Takytan hade någon dag innan raset till viss del skottats av, men 30-40 cm nyfallen tung snö knäckte taket ändå. Personalen upplevde att det på morgonen började bli mer och mer "lågt till tak". Lokalen utrymdes och något av ett segt brott utvecklades. Innan stämning kunde utföras hade taket böjts ned ca 1.2 meter, se figur 10.1.



Figur 10.1. Stora nedböjningar i takkonstruktionen p g a snötyngden.

10.2.2 Byggnadens takkonstruktion.

Taket bars av fritt upplagda 600 mm breda plåtkassetter (bärning av Z-profil typ), med en synlig undersida av en "lätt" profilerad plåt. 100+100 mm isolering, takboard samt bandtäckt överyta. Z-profilerna var sinsemellan avstyvad med en plåt i tvärriktning c 1000. Något kondensskydd fanns ej. Fasaden var uppdragen ovanför taklinjen med en skärm om ca 70-80 cm. Taket hade en svag lutning mot en långsida och utförd med invändig avvattnings.

10.2.3 Kommentar till skador i bärande takkonstruktion

Att taket ej brutits sönder helt innan stämning utfördes måste tillskrivas plåtkassetternas starka infästningar vid upplag. Takkonstruktionen fungerade allt mer eftersom plåtkassetterna böjde ned som en draglina. Plåten i sig klarar stora dragkrafter. Stora horisontalkrafter utvecklas emellertid vid upplag. Infästningarna klarade dock dessa utan att skjuvas av eller att hålkantbrott uppstod i plåten.

10.2.4 Diskussion/slutsats

Byggnaden hade en utformning där fasaden går över taklinjen och i detta fallet bildade en sarg på ca 70-80 cm. Denna utformning hindrar effektivt antagandet om att snön blåser av taket och därigenom erhåller ett mindre snötäcke än motsvarande på mark. Snönormens 0.8-reduktion av lastvärdet för platta takkonstruktioner bygger just på detta resonemang.

Vid relativt små sammanhängande takytor bidrar nog hellre denna utformning till att hålla kvar snötäcket på taket, och kanske till och med medverkar till att hela taket fungerar som en mindre snöficka.

Ytterligare aspekter är att man från marken luras att tro att det inte är mycket snö på taket och därför ej skottar i tid, samt att snöskottning är svår att utföra eftersom sargen då utgör ett hinder.

Det förefaller ganska klart att takkonstruktionen knäcktes till följd av den tunga snölasten, trots att taket skottats vid ett tidigare tillfälle. Man kan spekulera i att taket fått sig en knäck tidigare och erhållit en nedsatt bärförmåga, men att taks-kottning vid rätt tidpunkt räddade taket från att störta in.

10.3 Fyra skadefall med självbärande takplåt

10.3.1 Orientering/problembeskrivning

Följande fyra skadefall beskriver byggnader där den sekundära takkonstruktionen utgjorts av s.k. högprofilerad bärande plåt. Dessa har ej förmått bära vinterns tunga snölaster. Byggnaderna ligger geografiskt spridda utefter hela norrlandskusten och framställer därmed problemet med (för) tunga snölaster som ej endast lokalt betingat. Skadefallen benämns i tur och ordning som: Industrilager /33/, Varuhus, Skärmtak och Lagerbyggnad /32/.

10.3.2 Kortfattad beskrivning av respektive byggnads takkonstruktion

Industrilager: Betongstomme c/c 8 m, bärande 200 mm takplåt skarvad enligt gerbersystem, isolering + papp.

Varuhus: Betongstomme c/c 6 m, bärande 115 mm plåt i två fack, skarvad över stöd, isolering + papp, fasaden uppdragen över takliv ca 80 cm.

Skärmtak: Limträstomme c/c 6.6 m, bärande 110 mm plåt skarvad enligt gerbersystem, takboard + papp.

Lagerbyggnad: Stålstomme c/c 7.2 m, 6 m i ändfack, bärande 200 mm plåt skarvad enligt gerbersystem. isolering + plåt.

10.3.3 Kommentarer till skador i byggnadernas takkonstruktion

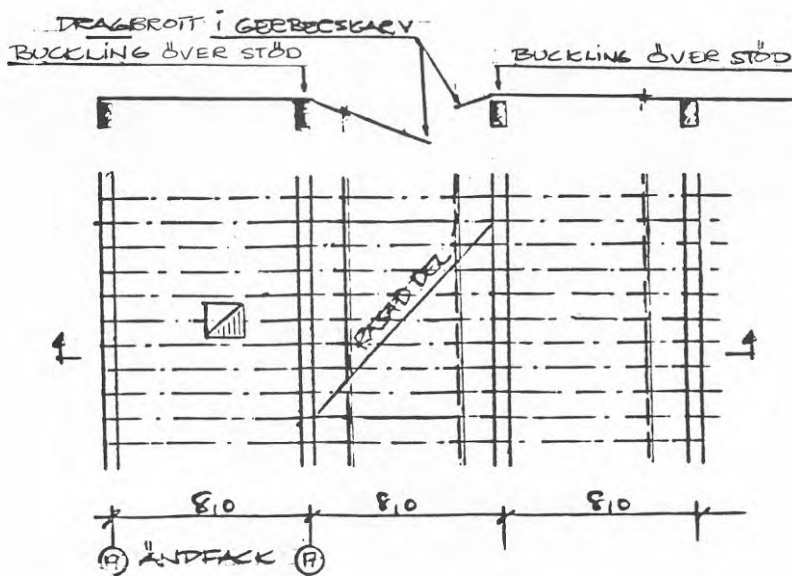
Industrilagret, byggt 1978 var dimensionerat för en snölast 2.1 kN/m^2 + egentyngd 0.53 kN/m^2 exceptionellt lastfall enligt då gällande byggnorm SBN 1975. De uppmätta snölasterna för taket var $2.4 - 3.0 \text{ kN/m}^2$. Plåtarna var kontinuerligt upplagda över primärbalkarna med skarvarna mellan dessa, enligt gerbersystem.

Tryckpåkänningarna i plåtliven över stöd blev för stora och bucklade, (se figur 10.2). Dessa deformationer tillsammans med tung snölast i fält, resulterade i nedböjningar så kraftiga att dragbrott i gerberskarv uppstod. I storleksordningen 70 m^2 takyta störtade in.

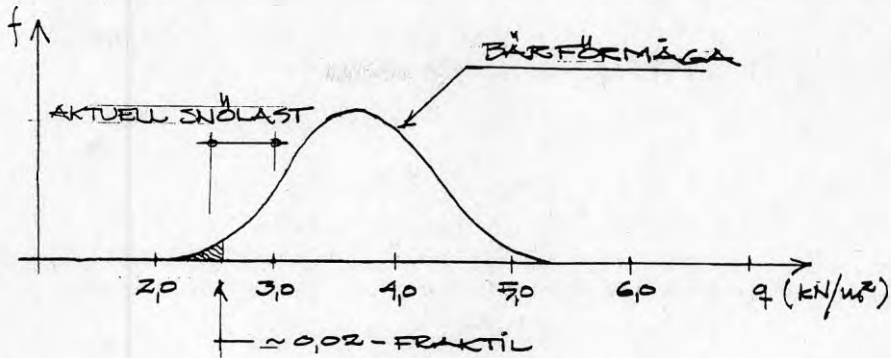
Aktuella påkänningar översteg exceptionellt tillåtna påkänningar med 11 - 34 % . Takplåten har en bärreserv på 25 % . Vid påkänningar överstigande $1.25 \times$ dimensioneringslast (≈ 0.02 -fraktil) deformeras plåten och bryts sönder.



Figur 10.2. Buckling av takplåten över balkupplag.

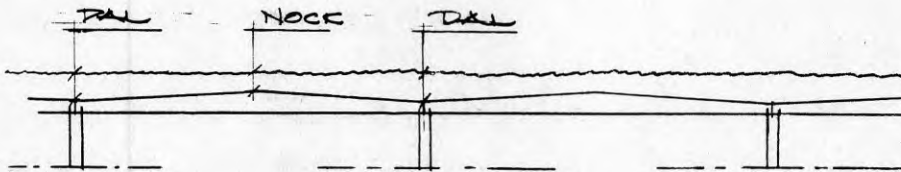


Figur 10.3. Dragbrott i gerberskarv.



Figur 10.4. Statistisk variation över plätens bärförmåga /16/.

De skador varuhuset erhöill liknade föregående fall mycket. Något egentligt ras inträffade dock ej. Takutbredningen för huset är mycket stor, ca 9500 m² varför omfattande snölastmätningar gjordes för bedömning av rasrisk. Denna typ av konstruktionssystem (vanligt förekommande i hallbyggnader), ger i praktiken en något ojämn snölastfördelning över takytan.



Figur 10.5. Ojämn lastfördelning över taket, större påkänningar i dal.

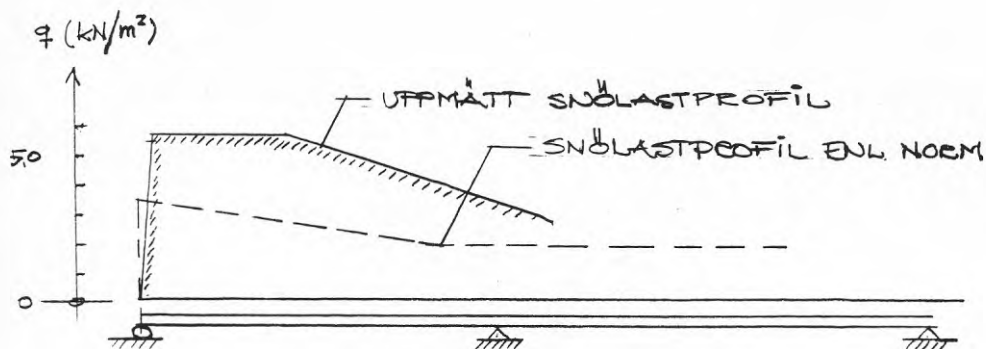
Sekundärkonstruktionen utsätts för större påkänningar i dal, där snölastvärden på 2.95 kN/m² uppmättes. Dessa snölasten klarade plåten ej av att bära. Plåten bucklade p g a stora tryckpåkänningar vid mittstöd och veckades. Plåten kom nu att bära som fritt upplagd mellan primär balkarna och påfördes ett fältmoment av $ql^2/8$, istället för $\approx ql^2/14$ vilket plåtarna dimensionerats för. Plåten deformerades ca 50 mm i fält och bucklade även vid ändupplag.

Vid tidpunkten den 2 februari 1988 då dessa skador inträffade beordrades

en stor styrka att skotta taket för att förhindra ytterligare skador. Skärmtaket hade som funktion att länka samman ett antal industribyggnader. Det var horisontellt och total nedstörtad yta var ca 500 m^2 . Skärmtaket låg väl skyddat mellan omgivande högre byggnader varför snön ganska lätt kunde "läggas av" på takytan. Snölastens värde uppgick till ca 3.0 kN/m^2 vid rastillfället 1 april 1988.

Den bärande takplåten bucklade över stöd vilket gav kraftiga nedböjningar i fält. De stora horisontalkrafter som därigenom utvecklades vid upplag klarade ej limträstommen av att uppta, utan den har i princip "slitits" omkull.

Fallet med lagerbyggnaden beskriver bra de problem som uppstår med snöfickor. Byggnaden fungerade som tillbyggnad mot högre byggnader åt två håll, gavel och långsida. Taket störtade in i slutet av januari 1988 p g a för stor koncentrerad snölast i snöficka. Problemet var enkelt. Den snöficka som bildats var dubbelt så stor jämfört med beräknad snölastprofil enl SBN 80, (se figur 10.6). Takplåtprofilen kunde omöjligt bära den aktuella snölasten utan kollapsade till följd av momentbrott i fält. Fältmomentet överskred tillåtet moment i fack under snöficka med 100%.



Figur 10.6. Verkligt snölastprofil jämförd med enligt SBN beräknad snölastprofil.

10.3.4 Sammanfattning

Två viktiga synpunkter kan man utläsa av de beskrivna skadefallen.

1. Säkerhetsmarginalerna mot brott för bärande plåttak är knappa.

En snölast 25% högre än dimensioneringslast (vid $\approx 2\%$ brott-risk) äventyrar takets bärförmåga.

Takplåt är dessutom ett byggnadsmaterial där hård konkurrens mellan leverantörerna råder. Kan en plåtleverantör räkna hem taket optimalt, innebär detta att taket också erhåller optimalt låg bärreserv.

2. Snönormens beskrivning av snöfickornas utseende, samt reduktion av snölastens värde på flacka tak med stor utbredning.

a) Beträffande snöfickornas utseende.

SBN avd 2A ger tydligen ej en rättvis förhöjning av snölastvärdet, samt snöfickans utsträckning i antal meter ut från förhöjd husdel. Speciellt stor effekt av problemet erhålles då förhöjd husdel sticker upp mindre än 2.5 m. Detta ger märkväl i praktiken en inte så liten snöficka. En koefficient som bidrar till problematiken och vars värde kan ifrågasättas är densitetsvärdet: $k = 2.0 \text{ kN/m}^3$, i formeln $\mu_{1w} = k \cdot h_1 / S_0$. Är det verkligen en riktig densitet för snön i snöficka då snön där packas betydligt hårdare än på taket i övrigt? Den gångna vintern -88 uppvisade praktiskt taget inget densitetsvärde så lågt som 2.0 kN/m^3 överhuvudtaget. Snarare var ett rimligare densitetsvärde 3.0 kN/m^3 . Ett densitetsvärde på $k=3-3.5 \text{ kN/m}^3$ skulle förbättra formeln avsevärt. Varför så snålt tilltaget?

b) För flacka tak med stor utbredning gäller frågan om hur 0.8-reduktionen av snölastens grundvärde skall nyttjas. Blåser verkligen snön av taket i den omfattningen normen föreskriver, eller "lägger" snön förr eller senare av någonstans på takytan? Erhålls lokala förhöjningar av snölasten lite varstans på takytan?

Industriehustak har dessutom ofta uppstickande luftdon, venthuvar, utanpåliggande fläkttrummor och kanaler som ytterligare hjälper till att bromsa upp snön. Detta är enkla funderingar som kanske borde beaktas något mera vid dimensionering.

10.4 Problem för stora terminalhallar

10.4.1 Orientering/bakgrund

Två stora terminalhallar vid norrlandskusten fick uppenbara problem till följd av vinterns snölaster. Den ena hallen finns belägen i norra delen av snözon 2.5, medan den andra hallen ligger i södra spetsen av snözon 2.5. Skadefallen kallas vidare i beskrivningen **terminalhall norr** /31/ och **terminalhall söder** /30/.

10.4.2 Kort beskrivning av hallbyggnadernas takkonstruktion

terminalhall norr: Primärstomme av stålpelare och "upp och ned vända" svetsade sadelbalkar med I-profil.

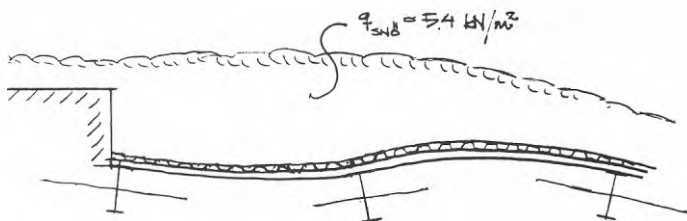
Sekundärkonstruktion av HEA-profiler, ovanpå dessa Z-lättbalkar och takplåt.

terminalhall söder: Primärstomme av betong. Sekundärkonstruktion av Z-lättbalksprofiler och självbärande takplåt.

10.4.3 Snölaster/skador i bärande konstruktionssystem

Terminalhall norr: Snölaster uppgick till i medeltal 3.0 kN/m^2 över den dominerande takytan, men i en snöficka uppmättes snölaster till 5.4 kN/m^2 .

Både sekundär- och primärkonstruktionen utsattes för stora påkänningar och därigenom stora deformationer, se figur 10.7.

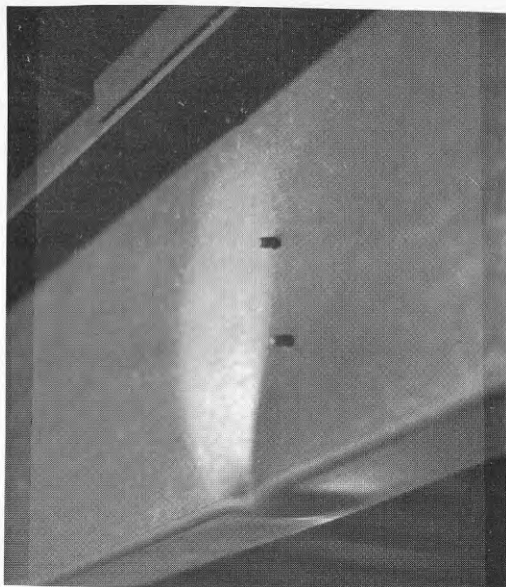


Figur 10.7. Stora deformationer i bärande konstruktion.

Sekundärbalkar vid innersta fack under snöficka har erhållit de största påkänningarna och skapat dess nedböjningsform. Sekundärbalkarnas styva infästningar mot primärbalkarna har vidare bidragit till att vrida dessa. Primärbalkarna erhöi i sig också kraftiga deformationer under den tunga snölasten. All denna samtidiga påverkan av primärbalkarna samt dess utformning (såsom "upp och nedvända" sadelbalkar) skapade denna speciella ut-/nedböjningsform hos balkarna. Detta är närmast att betrakta som ett instabilitetsproblem.

En tegelmur fanns "rätt" placerad i hallen som då primärbalkarna böjt ned 100 mm avlastade dessa. Muren fungerade helt enkelt som ett upplag och minskade balkarnas spännvidd och därigenom ytterligare spänningsökning. Tegelmuren erhöi dock kraftiga sprickor av den påförda lasten.

Terminalhall söder: För denna byggnad klarade sig primärkonstruktionen, dvs. betongstommen fick inga skador. Sekundärkonstruktionens Z-profiler utsattes däremot för en ansträngd situation. Byggnaden var efter en tidigare problematisk snö vinter 1981-82 försedd med larmanläggning, som larmade om takskottning vid nedböjningar överstigande 45 mm. Gångna vintern 1987-88 överskred nedböjningarna 45 mm. Enligt mätningar var då snölasten i medeltal 2.7 kN/m^2 med lokala värden på 3.2 kN/m^2 . Taket var konstruerat för en dimensioneringslast av 2.1 kN/m^2 . Takskottningen blev nu också olyckligt utförd vilket innebar ytterligare ogynnsam lastställning. Skador som noterades var att skruvar i lättbalkarnas överlappsskarvar på ett flertal ställen skjuvats av eller dragits ur helt eller delvis. Dessutom hade underfläsen bucklat för en lättbalk vilket innebär förlorad bärförmåga, detta vid en skar där en överlappsskarv slutade. Se figur 10.8.

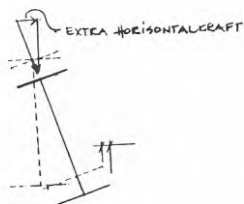


Figur 10.8. Buckling av lättbalk.

Brottlast för denna sekundärkonstruktion ligger beräkningsmässigt vid värdet för högsta noterade snölast d v s 3.2 kN/m^2 . Taket klarade denna last förutom ovanstående anmärkningar innan det skottades av.

10.4.4 Diskussion

För terminalhall norr finns inga speciella anmärkningar att göra beträffande utförande, utan takkonstruktionen utsattes helt enkelt för en för stor snölast. Intressant att notera är det instabilitetsproblem som den aktuella kraftpåverkan på konstruktionen innebar. En extra horisontalkraft uppträdde på grund av sidoutböjningen vilken man egentligen ej räknar med.



Figur 10.9. Extra horisontalkraft p g a sidoutböjningen.

Terminalhallen i söder hade en konstruktion som var konstruktionsberäknad i säkerhetsklass 1 vilket är snålt men kan accepteras. Däremot fanns en del mindre tveksamheter i utförandet av lättbalksmonteringen. Skruvar var ej riktigt placerade, samt att absolut anliggning mellan balkarnas flänsar och liv vid överlappsskarv ej var tillgodosedd. Detta är mycket viktigt för överföring av krafterna.

11. Brister i material eller konstruktion

Följande kapitel behandlar ett antal skadefall där man ganska klart kan härleda orsaken till brott i konstruktionen p g a brister i använda byggnadsmaterial. Snölasten har i och för sig varit tung i samtliga fall, dock ej väsentligt överskridande normlast. Olika limträbalkstyper är den typ av konstruktioner som speciellt kan hänföras till denna genren som vi skall se.

11.1 Industri-tillbyggnad /20/

11.1.1 Orientering/bakgrund

En tillbyggnad uppförd 1984 till en industrifastighet utefter norrlandskusten mellan Umeå och Skellefteå drabbades 9 februari 1988 av ett takras. Raset initierades av en kraftig smäll i takkonstruktionen, därefter en sättning av taket på 20-30 cm. Tack vare denna tydliga avisering om vad som var på gång kunde lokalen utrymmas. Efter ca 10 minuter störtade takkonstruktionen in.

11.1.2 Byggnadens konstruktion

Primärbalkar av limträ 165 x 720 L 40 vilande på 1 1/2 stens tegelväggar. Yttertak av trapetsprofilerad plåt på sekundärreglar 50 x 150 c 600 mm vilande på primärbalkar. Sekundärreglar ej utförda med full kontinuitet. På undersidan av primärbalkar innertak av fribärande trapetsprofilerad plåt, plastfolie och ca. 300 mm spån. Yttertakskonstruktionen var ej ventilerad.

11.1.3 Rasets omfattning

Instörtning av takkonstruktionen på, en yta om ca. 250 m². Skador i angränsade takytor, i fasader samt mot angränsande högre byggnad.

11.1.4 Skador i statiskt bärande konstruktionssystem

Vid besiktning av limträbalkar konstaterades att dessa brustit till följd av momentbrott. Denna teori har senare bekräftats av limträleverantören.

11.1.5 Kommentar till statiska beräkningar

Aktuell byggnad var tillbyggd mot befintlig högre fastighet, $\Delta h = 2.3-1.1$ m vilket medförde att en snöficka bildades.

Vid rastillfället erhöles en tunghet på snötäcket av ca. 2.3 kN/m^2 , snödjupet varierade mellan $0.75-0.9$ m. Detta gav en snölast om ca $1.75 - 2.1 \text{ kN/m}^2$.

Utförda konstruktionsberäkningar visar att balkarna var kraftigt underdimensionerade mot normlast.

För uppmätta lastförutsättningar erhöles förhållandet mellan beräknat och tillåtet moment för limträbalkarna till 1.75. För lastförutsättningar enligt SBN 80 (vanlig last) erhöles förhållandet 1.94 mellan beräknat moment och tillåtet moment. Uppmätta lastvärden översteg således ej normlastvärden enligt SBN 80.

Allt pekar på att limträbalkarna ej var konstruktionsberäknade. Limträleverantör har ej fått i uppdrag att dimensionera balkarna. Troligtvis har byggtreprenören själv uppskattat "lämplig" storlek på balkarna för att sedan beställa dessa hos limträleverantör.

11.1.6 Diskussion

Faktum kvarstår dock att överlasten gentemot tillåten last var 1.75. Inbyggd säkerhetsfaktor hos limträbalkarna bör dock vara 2.5. Balkarna borde alltså teoretiskt klarat aktuell snölast. Limträbalkarna har sannolikt befunnit sig i ett fuktigt klimat - detta borde dock ej påverkat balkarna på så kort tid.

Ett litet sannolikhetssteoretiskt resonemang kan göras. Utgjorde de aktuella limträbalkarna helt enkelt svansen på fördelningskurvan?

Beräkningar enligt bilaga 4-II.

Ytterligare en intressant jämförelseberäkning i sammanhanget är hur förslaget till *ny tränorm* behandlar problemet.

Kontrollberäkning enligt bilaga 5-II.

11.1.7 Slutsats

Detta är ett intressant skadefall där den direkta orsaken till brott finns att söka hos själva limträbalken. Tittar man lite noggrannare på inbyggda säkerhetsfaktorer hos balkarna borde dessa ej ha brustit trots att de var kraftigt underdimensionerade.

Jämförelseberäkningen enligt förslag till ny tränorm ger ett något förbryllande resultat. Enligt förslaget till ny tränorm skulle en L 165 x 720 L 40 motsvaras av en exakt balk L 165 x 684 L 40.

Enligt sannolighetsberäkning så verkar det som om chansen att träffa på så här "dåliga" balkar är mycket liten, 0.029 % eller 30 på 10000 balkar.

Eller, är det så att limträbalkarna ej uppfyller ställda hållfasthetskrav i verkligheten? I förslaget till ny tränorm skulle dessutom samma limträbalk tillåtas uppta ytterligare 11 % påkänning.

11.2 Hallbyggnader med IAS-balkar

11.2.1 Orientering/bakgrund

Två skadefall noterades vintern 1987-88 där den primärt bärande takkonstruktionen utgjordes av s.k IAS-balkar. En IAS-balk är en med plattstålarmrad limträbalk. Dessa balkar tillverkades i Eslöv under åren 1961-65. Haverier med balkar från denna fabrik har tidigare inträffat.

Kl 08.00 den 24 februari 1988 störtade takkonstruktionen in till en gymnastikhall utefter Västerbottens kusttrakt, snözon 2.5. Ytterligare en hallbyggnad (bilhall) i samma trakt noterade samma datum kraftiga nedböjningar av takkonstruktionen.

11.2.2 Gymnastikhallens konstruktion/skadebild /21/

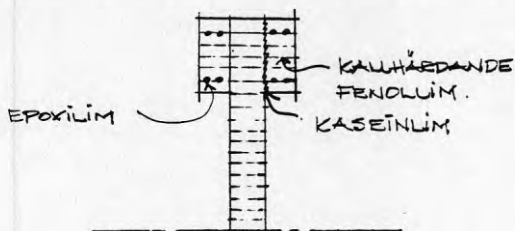
Gymnastikhallen hade en sekundärkonstruktion av fackverkstyp mellan de primärt bärande IAS-balkarna. Denna kan nog tillskrivas en hög grad av kontinuitet som p g a jämn balkdelning påfört IAS-balkarna närmast gavlarna högre last. Har snön varit någorlunda jämnt fördelad över taket har brottet sannolikt utlösts där.

Snölasten uppmättes till ett medelvärde av 1.5 kN/m^2 . Snölasten i sig borde ej föranleda ett brott. Enligt de gamla konstruktionsberäkningarna var balkarna dimensionerade för 2.0 kN/m^2 .

11.2.3 IAS-balkarnas problem

IAS-balkar finns fortfarande i funktion runt om i landet. Troligen är även dessa av dålig kvalitet. En noggrann beskrivning av skadorna hos gymnastikhallens balkar ger en god uppfattning om hur dessa är uppbyggda. Följande konstaterades: Balkarna hade en ansamling av lamellskarvar i brottsnitt. Skarvarna var dessutom utförda som skäftfogar i lutning 1:2.4 vilket är en mycket för brant lutning för att en hållfast skarv skall erhållas. En normal lutning är 1:8 eller flackare.

Brottytor i limmet visade på ett flertal ställen att förbandet ej varit fullgott. Använt lim kan ha varit kasein-lim. För dessa balkar bestod armeringen av pl 5x25 mm. Dessa var limmade i urfrästa spår med någon typ av epoxilim. Samtliga pl-stål var utdragna ur träet vilket tyder på ett dåligt limförband. Flänsarna var spiklimmade mot livet troligen med ett kallhårdande fenollim. Limfogarna hade tydliga utförandefel från tillverkningen då lim saknades på stora ytor. Enligt en teori skall en ingrediens i det använda fenollimmet varit svavelsyra. Svavelsyran har då "frätt" upp träet närmast fogen och limmet har i praktiken legat som en plastfilm mellan lammellerna.



Figur 11.1. Olika limtyper i gymnastikhallens IAS-balkar.

IAS-balkarna var dimensionerade för en tillåten last högre än aktuell snölast. Därför borde balkarna ha hållit även om armeringen i balkarna ej fungerat. Denna ger en ökning av bärförmågan med knappt 15 % av den rena limträbalkens. Den väsentligaste bristen hos balkarna var skäftfogarnas olyckliga/felaktiga placering i förhållande till varandra. Dess läge i

balken har gjort det möjligt för en spricka att leta sig fram från skäftfog till skäftfog. Normalt skall en dålig skarv i en limträbalk kunna överbryggas av intilliggande lameller.



Figur 11.2. Lamellskarvarnas placering i underfläns vid balkens mittdel i förhållande till varandra.

11.2.4 Bilhallens konstruktion/skadebild

Takkonstruktionens primärt bärande IAS-balkar erhöll en kraftig längsgående spricka liksom ett skjuvbrott i limfog i livet. Denna spricka gick sannolikt längs hela balken, (gick ej att se vid besiktning). Mellan balkdelarna uppmättes en glidning om 23 mm, figur 11.3. Bilhallens takkonstruktion var dimensionerad för en snölast om 1.5 kN/m^2 . Enligt de ursprungliga konstruktionsberäkningarna framgår att vald balk är absolut optimal mot dimensioneringsvärden. IAS-balken var enligt tillverkarens uppgifter armerad med 8 st $\phi 14$ mm armeringsstänger. Taket hade 4° innåtfall mot rännadal i husmitt. Det ger ett ogynnsammare lastfall beträffande snöns fördelning över takytan.



Figur 11.3 Skjuvbrott i IAS-balk.

11.2.5 Sammanfattning

Det framgår helt klart att dessa IAS-balkar ej kan betecknas som speciellt tillförlitliga. Balkarna är av bristande kvalitet redan från fabrik och har sedan ytterligare brutits ned av tidens gång. Allvarligt är att brottet verkar komma mycket hastigt. Gymnastikhallen på bilden ser ut att ha fullständigt exploderat.



Figur 11.4. Fullständig kollaps av gymnastikhallens takkonstruktion.

11.3 Gymnastikhall med limträbalkar /26/

11.3.1 Orientering/bakgrund

29 februari 1988 observerades stora nedböjningar i takkonstruktionen vid ännu en gymnastikhall och tillhörande lågdel utefter Västerbottens kusttrakt, snözon 2.5. Det hela upptäcktes då bomställningar "körde fast" p g a takets nedböjning. Den 400 m² byggnaden uppfördes 1967. Besiktning möjliggjordes genom inspektionshål dels vid upplag, dels vid balkmitt. I samband med besiktning togs även borrhövar ut för kontroll av limfogar hos limträbalkarna. Provingarna utfördes av Statens Provningsanstalt.

11.3.2 Byggnadens konstruktion

Takstolarna var pulpetformade limträbalkar dimensionerade för snölast 2.0 kN/m^2 . Taket var av typen parallelltak med en tilläggsisolering utförd 1984.

11.3.3 Iakttaga skador hos limträbalkarna

I limträbalkarna noterades delaminering i flera av fogarna. Vid ett antal fogar kunde delamineringen följas längs hela balken. Skjuvdeformationerna balkens längsled var som mest ca 5 mm. Även rejäla öppningar i limfogarna kunde konstateras, spridda över hela balken. I fältsnitt var sprickorna ca 12 mm breda. Vid belysning av balken framträdde limfogarna som glittrande diffusa linjer vilka tycktes bestå av mindre vita kristaller. Spår av rinnande vatten utefter balkens sidor från dess översida och nedåt kunde iakttas liksom att någon form av limsubstans runnit från limfogarna. Dessa har troligen kommit till efter det att balken hyvlats. En viss blånad i träet kunde också skönjas. Provning av limmet visade att använt lim i balkarna var kaseinlim. Vid besiktningstillfället uppmättes fuktkvoter på 7-12 % i takbalkarna.

11.3.4 Diskussion

De iakttaga skadorna tyder på att limträbalkarna befunnit sig i en fuktig miljö. Luftningen av takkonstruktionen var bristfällig. Balkarn var limmade med kaseinlim. Kaseinlim som används till trä tål ej vatten direkt men bör klara fuktkvoter upp till omkring 18 % utan betydande skador. Tidigare erfarenheter ger ett sken av de delamineringar som här påvisats skulle vara mycket ovanliga. Detta förutsätter faktiskt att dessa limträbalkar har utsatts för en omfattande uppfuktning alternativt en från början misslyckat utförd limning. Limmets fuktbeständighet är bland annat beroende av kalkhalten. Högre kalkhalt medför högre fuktbeständighet. Troligast är att takkonstruktionen under stora delar av året utsatts för en stor uppfuktning. Smutsränderna på limträbalkarna tyder på att vattnet tillförts genom kondens mot takets kalla ytor varefter det runnit ner längs balkens sidor. Detta bekräftas av de glittrande kaseinkristallerna längs limfogarna. Kaseinkristallerna visar att limmet brutits ned, vilket sannolikt är orsakat av vatten.

Beträffande tillhörande lågdel noterades koncentrationer av dessa skador hos balkändar vid fasadlinje. Fasaden kan möjligen sägas vara placerad i ett utsatt läge, såtillvida att balkändarna kan ha uppfuktats vid ett slagregn. Eventuellt kan en stor fuktmängd ha tillförts balkarna innan väggen tätats i byggskedet.

11.3.5 Slutsatser

Snölasten på taket var något mindre än 2.0 kN/m^2 . En frisk limträbalk borde således ej notera nedböjningar. Limningen har ej varit av god kvalitet vare sig beträffande utförande eller kvalitet. Takkonstruktionens miljö med varierande temperatur och fuktighet har klart påverkat limningen negativt. Balkarna erhöll kraftigt nedsatt bärförmåga, vissa balkar - som en "trave bräddor på varandra".

Sannolikt finns många takkonstruktioner av denna typ i bruk med liknande problem, eller som kommer att få liknande problem.

12. Utförande-/konstruktionsfel och tung snölast

Följande kapitel belyser de skadefall där brister i arbetsutförandet och/eller konstruktionsfel i kombination med tung snölast varit direkt avgörande för inträffade takras.

12.1 Industrihus utefter Västerbottens kusttrakt /19/

12.1.1 Orientering/bakgrund

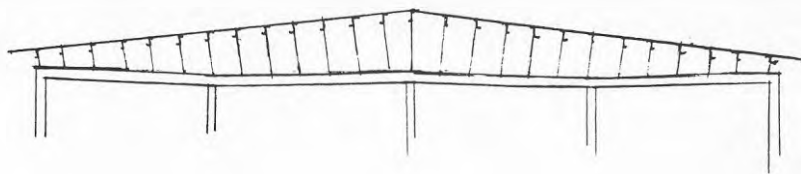
Den 2500 m² stora yttertaksstrukturen till ett industrihus totalraserades den 12 februari 1988. Byggnaden hade genomgått en upprächning hösten-87 då bla ett nytt lätt uppstolpat sadeltak byggdes på det befintliga platta taket vilket drogs med läckageproblem. Konstruktionshandlingar gav utsedd entreprenör fritt spelrum att handla upp någon plåtleverantörs systemlösning. Plåtleverantören anlitar sedan sin konstruktör att lösa taket.



Figur 12.1. Totalkollaps av den 2500 m² stora takytan.

12.1.2 Byggnadens principiella yttertakskonstruktion

Uppstolpad lätt plåttaksstruktur på befintligt platt tak. Stolpar av C-profiler, strävade i längs- och tvärled. Balkar tvärs takfallet av Z-profiler. Taktäckning av trapetsprofilerad 47 mm takplåt. Taklutning: 7°. En rörelsefog delade varje takfall på mitten.



Figur 12.2. Principsektion

12.1.3 Kort angående upprättade konstruktionshandlingar

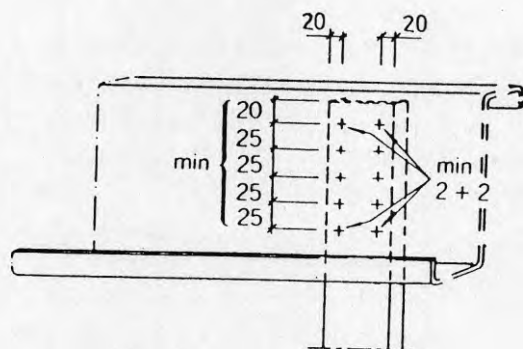
Konstruktionsritningar med tillhörande beräkningar för yttertaks-konstruktionen innehåller en del missar. Ett olyckligt räknefel av horison-talkrafterna utefter taksnivåns plan gav en alltför klen avsträvning. Motsägande och svårtydda utförandeansvisningar förekom mellan detaljan-visningar och föreskrifter i handlingarna.

12.1.4 Byggentreprenörens åtagande

På flertalet ställen var skruvförbanden bristfälligt utförda. Diagonalinfästningar var på de flesta ställen otillräckligt skruvade mot vertikaler och för lågt placerade vilket gav ett moment i vertikalen. Samtliga vertikaler och diagonaler hade en tunnare godstjocklek (1.82-1.85 mm inkl zinklager) än föreskrivna profiler (2.0 mm). Skruvarna var på vissa vertikaler skruvade från material med tjockare gods mot material med tunnare gods. Lättbalkarnas (Z-profiler) infästning till vertikaler var utförd enligt många olika modeller, ej överensstämmande med konstruktionshandlingarna, ofta med skruvarna i en rad ovanför varandra, se figur 12.3, jfr ritningsdetalj figur 12.4. Nockförband var skruvat 1 skruv/profilbotten mot i beräkningarna föreskrivna 2 skruv/profilbotten. (Otydliga ritningar kan förklara detta). Använd fogmassa vid rörelsefog var ej av rätt typ. Silikon hade använts istället för tätningsfett.



Figur 12.3. Skruvplacering i vertikal.



Figur 12.4. Skruvplacering enligt ritningsdetalj.

12.1.5 Skador i yttertaksstrukturen

Vertikaler och diagonaler har stansats genom takplåten på de ställen där diagonalsträvning utförts. Vertikaler har dessutom till synes utsatts för momentbrott strax intill diagonalsträvans infästning, se figur 12.5.



Figur 12.5. Momentbrott i vertikal.

Skruvarna vid dessa förband har skjuvats av alternativt dragits ut. Någon uttalad tydlighet beträffande någon speciell brottmodell för skruvarna kunde ej påvisas. Takplåten hade erhållit hålkantbrott längs nocken på hela östrasidan. Någon delning vid rörelsefog hade ej skett för samma takhalva.

12.1.6 Diskussion/kontrollberäkningar

Skadefallet innehåller så många och lärrika ingredienser, varför det känns angeläget att diskutera orsakerna till raset lite extra. Det är svårt att säga var i konstruktionen raset egentligen initierades. Beräkningar enligt bilaga 6 A-J -II är gjorda som ett stöd för att försöka förklara vad som hänt.

Beräkningsförutsättningar enligt följande:

- * Antagen hållfasthet för profilen: $f_{ty} = 350$ MPa
- * Hållfasthet för takplåten enligt dragprov: $f_u = 471$ MPa
- * Uppmätt tjocklek för takplåten exkl zinklager: $t = 0.63$ mm
- * Felaktigheter i utförandet är beaktade.
- * Aktuell snölast vid rastillfället har använts.
- * Förutsättningar i övrigt för att i möjligaste mån efterlikna den verkliga situationen vid rastillfället.

12.1.7 Kommentarer till beräkningar

En viss reservation angående snölastprofilens utseende över taket bör göras, trots att snölastmätningar tyder på en någorlunda symmetrisk snölastfördelning.

Verksam personal hade någon dag innan raset hört tydliga smällar i takkonstruktionen. Antagligen hördes dessa smällar då skruvar drogs ur i Z-profil/vertikal förband eller skjuvades av i vertikal/diagonal förband. Alternativt kan smällarna hänfört sig till hålkantbrott vid nockförband.

Två möjliga teorier om hur raset initierades:

1. Raset initierades med hålkantbrott längs nockförbandet p g a momentbrott i nockprofil - stora (\approx fördubblade) horisontalkrafter koncentreras i takplåten till områdena närmast nockprofilens upplag på vertikaler, se beräkningar bilaga 6 G,H -II. Avsträvningen klarar då ej att hålla emot, \approx 4-faldigt underdimensionerad - taket kollapsar.
2. Raset initierades då någon diagonalavsträvning bröts sönder, momentbrott i vertikal eller skjuvbrott i förband. Troligt är också att en utdragning skett i felaktigt utfört förband Z-profil/vertikal (figur 12.3), där översta skruven utsätts för stor kraft. Dessa brott har kan ha initierats i med någon rörelse i nock ex vis om snötäcket plötsligt delat sig över nock och rutschat till. Helt annorlunda kraftsituationer uppstår i så fall i taket, tryckt sträva blir dragen o s v. Någon som helst säkerhet mot fortskridande ras fanns ej hos takkonstruktionen.

12.1.8 Några ytterligare reflektioner

En lustig notering som gjordes beträffande detaljutförandet var att en tydlig skillnad gick att märka mellan utförandekvaliteten där olika arbetslag "dragit fram". Ett känt faktum är att de duktiga arbetarna snabbt hittar varandra, samtidigt som de mindre duktiga arbetarna av någon lustig anledning också snabbt börjar campera ihop. En platsledning med känsla för att mixa arbetslag på "rätt sätt" skulle kanske höja den genomsnittliga standarden på utförandet en del.

En tankeställare är hur kontrolluppgifterna på bygget egentligen fungerar. Saknas kunskap i hur konstruktioner fungerar hos arbetsledningen på bygget? Kontrollanten bör också fundera lite extra över vissa utföranden. En skärpning bör kanske ske - allt för att liknande skadefall ej skall behöva inträffa. Byggnadsnämndens granskare har numera ingen lätt uppgift att gå igenom 100-tals sidor av datorberäkningar för ett relativt simpelt hustak - ett räknefel slinker lätt igenom. Den tidspress som råder för samtliga inblandade parter från den stund projektet "lossnar" till slutbesiktningsdatum är en stor bov i dramat. Det senaste inom branchen med utarbetandet av *kvalitetssäkringsprogram* för såväl konsulter som entreprenörer är ett steg i klart rätt riktning.

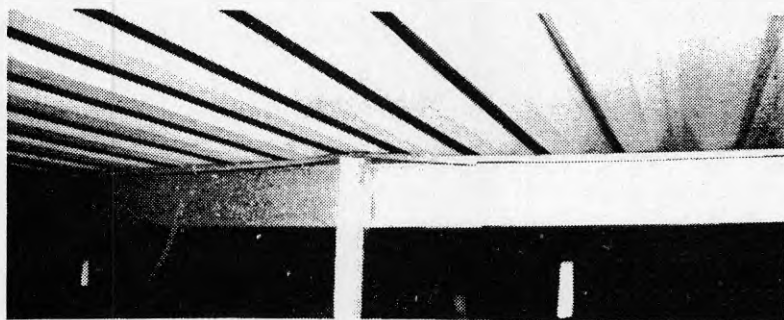
12.2 Kvartersgård Västerbottens kustland

12.2.1 Orientering/bakgrund

18 mars 1988 rasade delvis takkonstruktionen på en kvartersgård mitt i ett bostadsområde. Byggnaden hade uppförts 1981 och hade en yttertakskonstruktion av typen uppstolpat plåttak enligt en fabrikants systemlösning där stolparna utgjordes av plåtreglar. Vid besiktning efter raset kunde konstateras såväl utförandefel som otydligheter i konstruktionshandlingar.

12.2.2 Brister i samordning

Konstruktionshandlingarna var "halvfärdiga" på något sätt. Vissa detaljer var väldigt väl föreskrivna medan andra helt saknade föreskrifter. Takkonstruktionen hade enligt arbetsledningen utförts i enlighet med "på plats instruktion" från leverantören. Taket monterades emellertid ej korrekt. Bl a hade föreskrivna fyraskruvar för infästning av takåsar (Z-profil) till stödben utförts med två.



Figur 12.6. Infästning till vertikal har brustit./34/

14.2.3 Slutsats

Projektet är ett exempel på hur bristande samordning mellan konsulter, entreprenör och fabrikant medfört allvarliga problem.

Inom samma bostadskvarter hade 13 flerbostadshus samma takkonstruktion och även där kunde liknande utförandebriter med påbörjande skador konstateras. Bostadshusens takkonstruktioner räddades genom snabba taksiktningssatsar.

12.3-5 Fackverkstakstolar av trä

Avsnittet tar upp tre skadefall som väl beskriver vikten av noggrannhet vid utförandet av prefabricerade takstolar, både vid själva fabriks-tillverkningen men även byggentreprenörens förståelse för erforderlig komplettering av kryssningar och knäckanstyvningar.

12.3 Tillbyggnad, skola västerbottens kustland /25/, /24/

12.3.1 Orientering/bakgrund

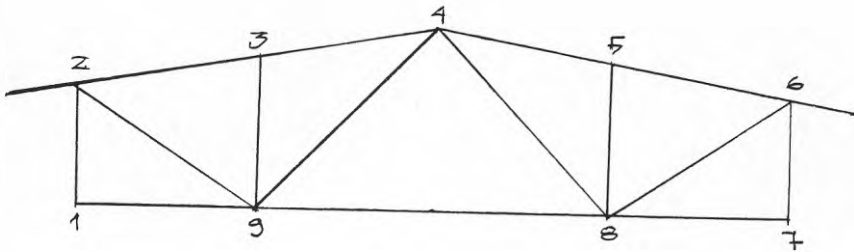
Den 3 februari 1988 rasade delvis yttertaksstrukturen, ca 65 m², på en tillbyggnad av en skola, gjord 1985 Utförliga snömätningar utfördes strax efter raset. Någon synbar drivbildning över takytan gick ej att se. Snömätningarna tyder dock på att snön varit mer komprimerad vid läge för rasat tak. Snölastens medelvärde över taket var ca 1.8 kN/m². Lokala koncentrationer förekom över rasat takyta om 1.9-2.8 kN/m².

Taket var utfört med sadelformade prefabricerade fackverkstakstolar av trä, c 1200 mm och pressade spikplåtar som förbindare. Yttertak av råspont + papp. Taklutning 10° .

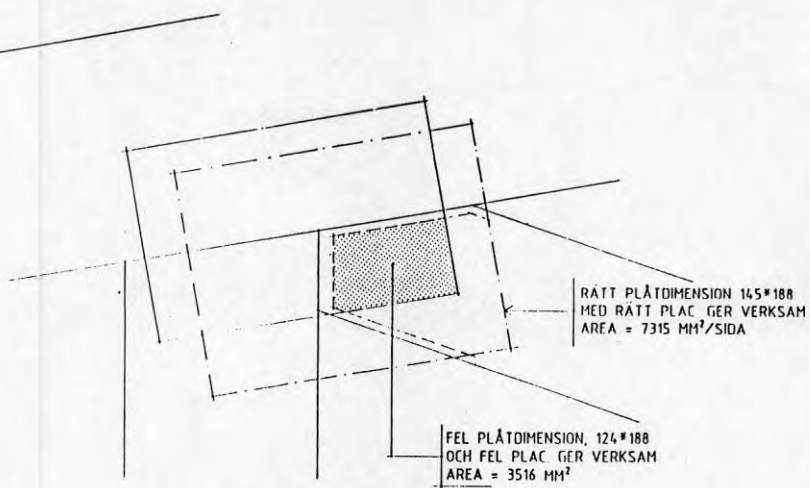
12.3.3 Orsak till raset/diskussion

Takras borde ej ha inträffat vid aktuell snölast då takstolarna var dimensionerade för snölast 1.8 kN/m^2 . Vid besiktning efter raset konstaterades att spikplåtarnas placering och dimensioner kraftigt avvek från upprättade konstruktionshanlingar. Infästningsareorna vid knutpunkt 2 och 6 (se figur 12.7) var ca hälften av vad som angivits i beräkningar och på ritningar. Avskjuvade spikplåtständer satt i vissa knutpunkter kvar i virket. Erforderlig dragkraftskapacitet erhöles ej i knutpunkterna 2 och 6. Vikten av rätt placerad spikplåt (verksam yta) framgår av figur 12.8. Teoretisk brotthållfasthet vid uppmätt area för takstol 1 (se plan) och knutpunkt 2 var 21.8 kN.

* se beräkningar 12.3.4

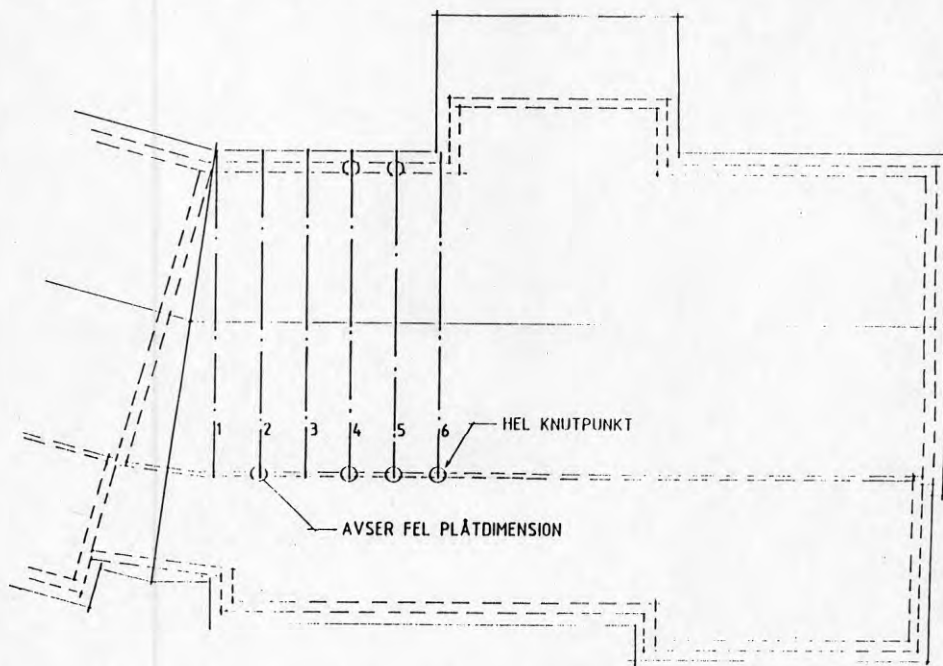


Figur 12.7. Principutseende takstolar.

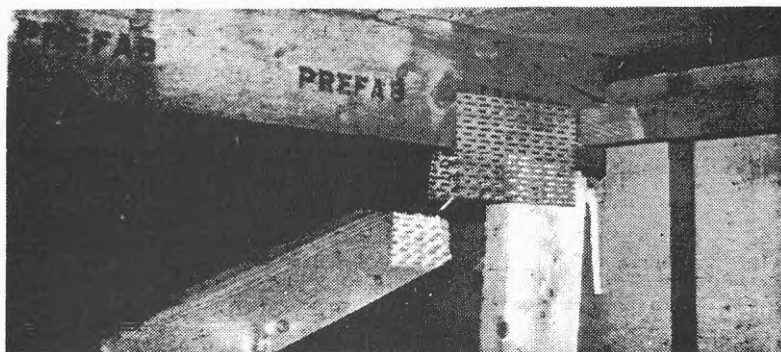


EXEMPEL KNUTP. 2

Figur 12.8. Placering av spikplåt i knutpunkt.



Figur 12.9. Plan över aktuella takstolar.



Figur 12.10. Dragen sträva har slitits loss från spikplåten p g a för liten infästningsarea. /34/

Verklig dragkraft, räknat på aktuell snösituation var 22.1 kN. Således överskreds brotthållfastheten i denna punkt. Övriga takstolar har i dessa knutpunkter endast en 4-27 procentig bärreserv innan brott. De små förankringsareorna hade ej någon kapacitet att klara den lastökning som knutpunkterna utsattes för när den första takstolen havererat.

12.3.4 Beräkningar

Enligt typgodkännande bevis nr 1589/75 har takstolen en brottsäkerhet på 2.5 (förband). Detta avser en korttidssäkerhet baserat på provbelastning till brott. Vid en längre tids belastning reduceras bärförmågan. Lastvaraktigheten är osäker, storleksordningen några hundra timmar och reduktionsfaktorn uppskattas till 0.85.

$$\tau_a = 1.4 (1 - 0.45 \cdot \alpha / 90) \text{ MPa}$$

α avser vinkeln mellan spikplåt och kraftriktning.

Knutpunkt 2 och 6.

Uppmätt vinkel: 27.2°

$$\tau_a = 1.4 (1 - 0.45 \cdot 29.2 / 90) = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.5 \cdot 1.2 \cdot 0.85 = 2.55 \text{ MPa}$$

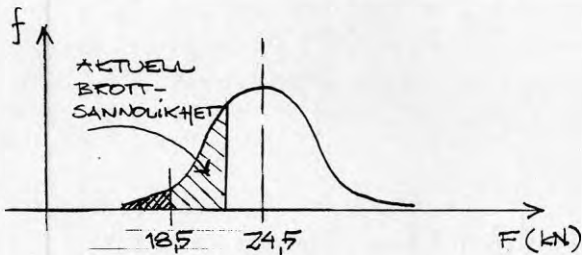
uppmätt yta 7272 mm^2 (knutpunkt 2, takstol 1)

$$F_u = 2.55 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 7272 \cdot 10^{-6} = 18.5 \text{ kN}$$

Bärförmågan är avsedd att vara en 5-percentil. Om variationskoefficienten antas vara 15 % blir medelvärdet av bärförmågan:

$$F_u = 18.5 / (1 - 1.65 \cdot 0.15) = 24.6 \text{ kN.}$$

$$S = 0.15 \cdot 24.6 = 3.7 \text{ kN}$$



Figur 12.11. Aktuell fördelningskurva.

Beräknad kraft vid aktuell snölast: $F_{akt} = 22.1 \text{ kN}$ (sträva 2-9)

$$D \text{ v s: } 22.5 = 24.6 - x \cdot 3.7$$

$$x = 0.57$$

Enligt normalfördelningstabell: $\Phi(x) = 1 - 0.72 = 0.28$

Vid denna nivå på kraften är sannolikheten för brott ca 30 % .

12.3.5 Slutomdöme

Beräkningarna ger ett ganska klart svar om att den felaktiga placeringen av spikplåtarna förorsakat takraset. Ytterligare takstolar i konstruktionen hade för små infästningsareor. Dessa skulle också med en viss sannolikhet kunnat utlösa raset. Takkonstruktionen som helhet skulle därför erhålla en ännu högre (> 30 %) brottsannolikhet.

12.4 Skola Norrbottens kustland /29/

12.4.1 Orientering/bakgrund

En större skola, färdigställd hösten-87, drabbades under vårvintern av ett omfattande takras. Raset upptäcktes måndagen den 4 april 1988 och berörde i huvudsak den ena takhalvan, en yta om ca 250 m².

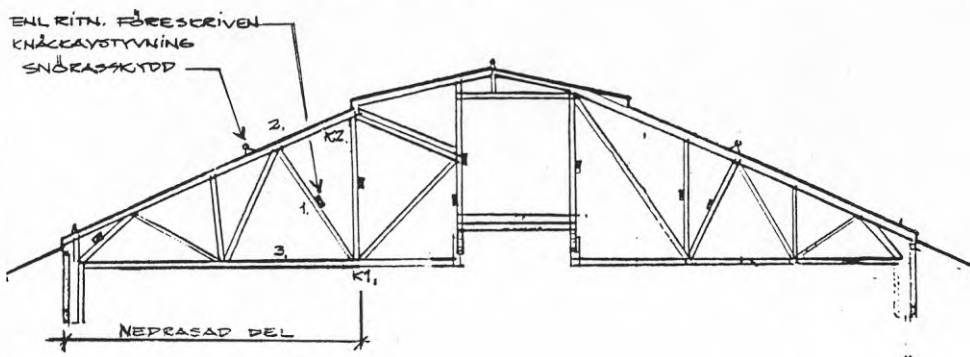
Takkonstruktionen störtade ned till golvet eller hängde upp sig på mellanväggarna. Vid nedstörtningen trycktes dessutom ytterväggskonstruktionen ut i lutning, men stod kvar i ett sammanbundet skick.

12.4.2 Byggnadens konstruktion

Takkonstruktionen utgjordes av prefabricerade fackverkstakstolar i trä c 1200 mm. De bestod i sin tur av två takstolshalvor vilka byggts ihop med en passbit över nock. Takstolarnas utförande framgår av figur 12.12.

Taklutningen är 12° ner till 3.4 m från nock, övrig takyta 24°.

Yttertakskonstruktionen består av bandtäckt plåt på underlagstäckning av papp och råspont. Ett snörasskydd fanns på nedrasad takhalva placerat ca 6.0 m från nock, samt en fotränna.



Figur 12.12. Sektion takstolar.

12.4.3 Snömätningar, dimensioneringsförutsättningar

Snöprover togs både på den del av taket där snön fortfarande var orörd och över nedstörtad takyta. En densitet på ca 3.1 kN/m³ uppmättes. Snödjupet var över nedrasad takyta ca 70 cm, vilket ger en aktuell snölast på

2.2 kN/m².

Taket var förutom egenvikter dimensionerat för vanlig snölast på 1.8 kN/m^2 . I takstolsleverantörens åtagande ingick att redovisa erforderliga avstyvningar mot knäckning och vindlast.

12.4.4 Skador i statiskt bärande takstolsdelar

För samtliga takstolar inom rasad takyta hade en uppspjälkning av underarmen skett vid knutpunkt K1 (se sektion). En utdragning hade dessutom skett vid spikplåtsförbandet - knutpunkt K2. Diagonalsträva (1) var knäckt på samtliga takstolar. Även överramsstängerna (2) och underramsstängerna (3) hade knäckts ovan- respektive under diagonalsträva (1). I övrigt var de vid tillfället strax efter raset besiktningsbara takstolarna intakta beträffande stänger och knutpunkter.

12.4.5 Diskussion

Takstolsritning, med text på finska visar (om än otydligt) att diagonalsträva 1, 5 och 6 skall knäckavstyvas i stångmitt av en träregel. Dessa avsträvningar saknades helt. Diagonalsträvans erhöjd därmed för lång knäcklängd och knäckte ut i vek riktning. Spikplåtarnas utfläktade utseende vittnade också om detta. När diagonalsträvans (1) knäckt ut får takstolen en för stor deformation och överram (2) och underram (3) utsätts för ett för stort böjmoment. De grafiska figurerna, bilaga 7-II t o m 10-II illustrerar händelseförloppet i form av utböjningsform, utnyttjandegrad och kraftsituationer.

12.5 Varuhall Norrbottens inland /28/

12.5.1 Orientering/bakgrund

18 mars 1988 upptäcktes att takkonstruktionen började ge vika till en matvaruhall i norrbotten belägen invid gränsen mellan snözon 3 och 4. Kvällen innan, den 17 februari hade hallföreståndaren hört enstaka smällar i taket. Hallbyggnaden utgjordes av en äldre lokal och en större tillbyggnad uppförd 1987, slutbesiktigad i januari -88.

12.5.2 Byggnadens konstruktion

Takkonstruktionen utgjordes av fackverkstakstolar av trä (nybyggnad) samt en uppstolpad del mellan nybyggnad och befintligt halltak, se principsektion, bilaga 11-II. En HEA-balk fungerar som upplag för takstolar under hallbyggnadens "nya"nocklinje. Taklutning 10° ner till ett "knä" ca 6.3 m från nock, därefter 20° lutning.

12.5.2 Skador i takkonstruktionen

12 stycken takstolar hade erhållit en sidoutböjning med en påföljande sättning av takkonstruktionen som följd. Brottet och skadorna var för samtliga takstolar lika. Innertaket och balkinklädnader erhöll skador i form av kraftiga sprickor och nedfallande bitar p g a sättningarna.

12.5.3 Brister i utförande

Entreprenören hade även för detta fallet missat erforderlig stagning och avsträvning av takstolarna. Kryssning var ej heller utförd enligt konstruktionsritning. Uppstolpad takdel var ej utförd enligt konstruktionsritning utan entreprenören hade "hittat på" en egen konstruktion. Denna lösning var nog ej svagare än vad konstruktionsritningar redovisade och förorsakade inte i första hand det inträffade.

12.3-5.6 Slutsatser av samtliga tre skadefall

De tre beskrivna skadefallen utgör exempel av de konsekvenser som kan uppstå om ej stor noggrannhet iakttas vid utförandet av trätakstolskonstruktioner.

Detta gäller både vid:

1. Utförandet vid fabrikstillverkningen av prefabricerade spikplåts-takstolar. Rätt dimensioner och placering av spikplåtar - mycket viktigt.

Plåtarna utnyttjas ofta för att förbinda tre sammanstötande stänger. En relativt liten felplacering kan ge en stor minskning av förankringsarean för en av stängerna. Något tillägg för rimliga måttavvikelser borde göras på förankringsarean.

2. Monteringsutförande, kontroll och besiktning på byggplatsen.

De prefabricerade spikplåts-takstolarna är ofta ytterst optimerade och skräddarsydda för sin plats, ibland med många olika dimensioner och sorter av virke och spikplåtar i en och samma takstol.

Takstolarna upplevs också mycket "slanka och sladdriga" på bygget, och är ibland på gränsen till sönderbrutna innan de kommer på plats.

I övrigt kan beträffande denna konstruktionstyp nämnas att byggnadsinspektionen i Umeå vid ett 10-tal leveranser bara under det senaste halvåret, konstaterat så stora brister i utförandet att avsevärda förstärkningsåtgärder erfordrats. Vanliga brister har varit: felaktig plåttyp, för liten plåtstorlek, felaktig plåtplacering, felaktig strävplacering och felaktiga skarvutföranden.

12.6 Matvarubutik utefter Norrbottenskusten /22/, /23/

12.6.1 Orientering/bakgrund

Den 6 mars 1988 störtade större delen av det drygt 500 m² stora taket till en butikshall. Den raserade halldelen utgjordes av en utbyggnad till en befintlig hall. Byggnaden uppfördes på totalentreprenad under 1982 med slutbesiktning i januari -83.

12.6.2 Takkonstruktion

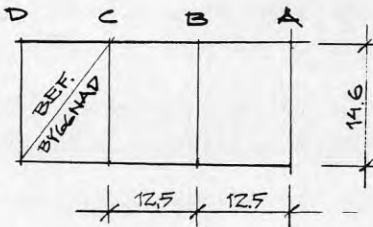
Primärbärning utgjordes av en sadelformad svetsad fackverksbalk (L- och UNP-profiler), spännvidd 14.6 m, mitt i byggnaden. Taklutning ca 4°. Yttertaks-/sekundärkonstruktion var takelement, bärande mellan bärande väggar och fackverksbalk, spännvidd 12.5 m.

12.6.3 Snömätningar/dimensioneringsvärden

Utförda snömätningar gav ett medelvärde på snölasten av ca 1.7 kN/m². Dimensionerande exceptionell snölast var 2.0 kN/m². Således överskred snölasten vid rastillfället ej dimensioneringsvärdet.

12.6.4 Skador i bärande konstruktionssystem

Fackverksbalken i linje B (figur 12.13 och 12.14) gav vika p g a snötyngden och bröts sönder helt. Sekundärkonstruktionen som var fritt upplagd följde med ned och släppte i infästningar från fackverksbalken och vek sig runt linje A (gavelvägg) och C (bärande mellanvägg).



Figur 12.13. Planskiss.



Figur 12.14. Nedstörtad fackverkstakstol.

12.6.5 Konstruktionshandlingar/Arbetsutförande

För vertikaler och diagonaler hade föreskrivits profilen USP 65. Denna profil finns ej. Närmaste USP-profil är USP 80. Det finns en klenare profil som heter U 65. Denna valdes till fackverket. Konstruktionshandlingar föreskriver SS-stål 1412. Denna stålsort lagerhålls ej för L-stång (över- och underram), eller U-stång (diagonaler och vertikaler). Utbyte hade skett till SS-stål 1312. Denna stålsort har ca 18 % sämre hållfasthet än 1412.

En förstärkning gjordes ganska snabbt efter hallens färdigställande 1983. För förstärkning av underramen hade man sagt att ett plattstål 20 x 150 skulle svetsas intermittent 5 - 70 c 300 mm. I verkligheten svetsades det med ett större avstånd och med en större svetslängd.

12.6.6 Resultat av kontrollberäkning

Fackverket är kontrollberäknat mot exceptionell snölast = dimensioneringslast.

Resultat före förstärkning:

överram: 2.4-faldigt underdimensionerad.

diagonaler: 1.7- — = —

vertikaler: 1.3- — = —

underram: 2.4- — = —

Resultat efter förstärkning:

Överram, diagonaler och vertikaler erhåller i stort sett samma bärförmåga som före förstärkningen - fortfarande underdimensionerade. Underramen klarar i och med föreskrivna svetsar den aktuella påkänningen.

12.6.7 Kommentarer till kontrollberäkningar

Den föreskrivna förstärkningen av fackverkets underram var nog gott och väl, men tyvärr hjälper det inte upp fackverkets hållfasthet som helhet mycket. Överramen (tryckt) utgör först och främst den svaga länken, vilken också synes ha utlöst raset. Den verkliga bärförmågan var dock betydligt större än enligt kontrollberäkningen.

12.6.8 Sammanfattning

Fel och brister har här, både från konstruktörssidan och entreprenörsidan, adderats till varandra. Matvarubutikens takkonstruktion störtade därför in vid en snölast lägre än normlast.

12.7 Musikrepetitionslokal /35/

12.7.1 Orientering/bakgrund

Takkonstruktionen till en större musikrepetitionslokal var ytterst nära att störta in då upplagen till en bärande limträbalk brast. Händelsen inträffade i mars 1988. Byggnaden är belägen i mellersta Norrlands kustland. Taket hade tidigare under vintern skottats av en omgång.

12.7.2 Byggnadens konstruktion

Den platta takkonstruktionen bärs upp av limträbalkar vilka bildar vinkeln 35° mot yttervägg.

Bärande betongväggar runt om. (vilket hade stor betydelse som vi senare skall se)

Limträbalkar var upplagd på stålkonsol, som skulle fästas i betongvägg med 4 st M 14 kemankare.

12.7.3 Beskrivning av rasförloppet

En musikrepetitionsövning pågick i lokalen då plötsligt en kraftig smäll i takkonstruktionen hördes och bultarna till ett konsolupplag skjuvades av. Betongväggarnas styvhet och att dessa "höll i hop" i hörnen räddade takkonstruktionen från att störta in helt. Limträbalken kilades fast i ett läge efter ca 0.5 m sättning på den sida konsolupplaget brast, se figur 12.15. En viss uppsprickning i betongen vid hushörn kunde ses vilket tyder att vägghörnen utsatts för stora krafter.



Figur 12.14. Limträbalk kilades fast mellan betongväggarna.

12.7.4 Kommentar till statiska beräkningar

Upplaget är enligt konstruktionsberäkningar dimensionerat för en $V_{vanl} = 27.3$ kN och ett vinkelrätt montage. Hänsyn har ej tagits till att konsolen bildar 35° vinkel mot yttervägg. På grund av vinkeln uppstår emellertid excentriciteter som höjer lasten på den övre vänstra skruven i konsolen. Lastfall enligt bilaga 12-II.

Enligt utförd kontrollberäkning av upplaget bör den teoretiska upplagsreaktionen vara (räknat på normlast) $V_{vanl} = 46.5$ kN, $V_{exc} = 57.5$. V_{exc} är också dimensionerande för skruvförbandet.

12.7.5 Byggentreprenörens utförande

Utbyte av föreskrivna M 14 kemankare mot M 12 HSAT expander hade gjorts. Beträffande smidesdetaljer hade bottenplåt minskats från 20 till 15 mm. Övrig plåt hade minskats från 10 till 8 mm. Hål för bult i stålkonsole var ϕ 16 mm. 2 x 4 st T6S mot limträ hade ersatts med ensidigt 4 st spik. Strax nedom varje expander satt ett avskuret kemankare vilket tyder på att konsolen tidigare monterats enligt föreskrifterna rätt, men senare justerats av någon anledning.

12.7.6 Kontrollberäkningar mot dragprov

Dragprov har efter raset gjorts på de aktuella expanderbultarna vid Tekniska Högskolan i Luleå. Följande resultat erhöles: (räknat på nedfräst area)

Dragbrottkraft: 45.2 kN

Skjuvbrottkraft: 29.5 kN

Enligt teoretiskt normenlig upplagsreaktion:

$$\text{skjuvkraft pga } V_{exc} : T_1 = \frac{V}{4} = \frac{57.5}{4} = 14.4 \text{ kN}$$

$$\text{skjuvkraft pga } m_v : T_2 = \frac{V \cdot e_2}{4 \cdot e_3} = \frac{57.5 \cdot 0.100}{4 \cdot 0.236} = 6.1 \text{ kN}$$

$$T_{res} = 6.1 \cdot \cos 30^\circ + 14.4 = 20 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{dragkraft pga } m_1 : D &= V \frac{(b/2 + e_2)}{b} \cdot \frac{e_1}{e_4} = \\ &= 57.5 \frac{(0.200 + 0.100)}{0.400} \cdot \frac{0.07}{0.3} = 10 \text{ kN} \end{aligned}$$

Enligt BSK vid kombinerad skjuvning och dragning:

$$\left[\frac{F_{st}}{F_{Rtd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{sv}}{F_{Rvd}} \right]^2 \leq 1.00$$

F_{st} , F_{sv} = beräknad dragkraft resp. skjuvkraft.

F_{Rtd} = dragkraftskapacitet

F_{Rvd} = skjuvkraftskapacitet

} enligt dragkraftsprov

$$\left[\frac{20}{5.2} \right]^2 + \left[\frac{10}{29.2} \right]^2 = 0.31 \ll 1.00$$

Beräkningarna avser brott i skruven. Men med hänsyn till infästningen i betongen blir dock de verkliga förhållandena sämre. Skruven har med all sannolikhet dragits ut i och med en uppsprickning och lossbrytning av betongen närmast expanderskruven, och därmed erhållit böjning p g a tvärkraften. Att skruvhålen i infästningsplåten var så pass mycket vidare än skruven kan också ha inverkat negativt.

Expanderfabrikantens egna beräkningsformler ger en riktigare beskrivning av förhållandena där hänsyn tas till infästning i betong.

M 12 HSAT-exp: $D_{t111} = 10$ kN, $T_{t111} = 9$ kN

$$\frac{10}{1.2 \cdot 10} + \frac{20}{1.2 \cdot 9} = 2.69 \gg 1.25 \quad \text{Således underdimensionerat.}$$

Kontroll av föreskrivna kemankare M 14 : $D_{t111} = 14.4$ kN
 $T_{t111} = 10.8$ kN

$$\frac{10}{1.2 \cdot 14.4} + \frac{20}{1.2 \cdot 10.8} = 2.12 \gg 1.25 \quad \text{Således underdimensionerat.}$$

12.7.7 Slutsats

Upplagets infästning till betongen var kraftigt underdimensionerat - därför inträffade brott. Byggentreprenörens utbyte till slankare expanderskruvar försämrade situationen ytterligare.

12.8 Industrierhall Västerbottens inland

12.8.1 Orientering/bakgrund

Det sista beskrivna skadefallet i den här rapporten utgör ett prakt-exempel på bristande utförande, för att inte säga slarv.

Industrierhallen uppfördes under hösten 1987 och var dimensionerad för en exceptionell snölast av 2.4 kN/m^2 , alltså snözon 3.

12.8.2 Byggnadens konstruktion

Byggnaden har en primärstomme av stål c 4350 mm. Sekundärkonstruktion av Z 120-profiler t = 1.5-2.5 C 1774 mm, t = 2.0-2.5 till dominerande antal. Yttertak av trapetsprofilerad takplåt tp 20. Hallen i övrigt är en ren plåtkonstruktion där även väggprofilerna utgjordes av Z 120-lättbalkar, dock enbart med t = 1.5 mm.

12.8.3 Skador/brister i takkonstruktionen

Redan vid en snölast av 1.4 kN/m^2 visade takkonstruktionen tecken på att ge vika. Lättbalkar böjde ned kraftigt i fält och hade bucklingstendenser över stöd. Skruvarna vid lättbalkarnas skarvförband visade sig vara klart ansträngda. Problemet var här mycket enkelt. Plåtentreprenören hade förväxlat väggprofilerna med takprofilerna. Väggprofilerna t = 1.5 mm var monterade i taket medan de kraftigare takprofilerna var pryldigt monterade i vägg. Takprofilerna skulle vidare skarvas kontinuerligt över stöd, där konstruktionshandlingarna föreskrev ett skruvförband om 12 st 6.3×19 skruv/skarv. Entreprenören hade skruvat totalt endast 3 skruv/skarv.

12.8.4 Sammanfattning.

Upprättade konstruktionshandlingar var i detta fallet excellenta. Plåtentreprenörens åtagande måste däremot betecknas som mycket bristfälligt utfört. Konsekvenserna kunde faktiskt bli oerhörda med tanke på att människor vistades i byggnaden.

13. En liten kostnadsanalys

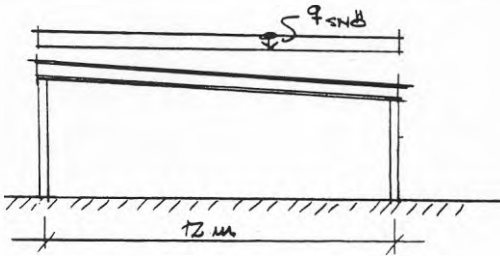
13.1 Bakgrundsresonemang

En intressant fråga är vilken ekonomisk effekt en höjning av snölastens grundvärde skulle innebära. Om man dimensionerade ordentligt starkt på en gång kanske framtida problem med tunga snölaster kunde undvikas.

En enkel beräkningskontroll för en stålkonstruktion kan belysa problemet. För att snabbt få en uppfattning om vilken procentuell kostnadsökning det rör sig om, är exakta interpolerade balkdimensioner framräknade ur balktabell för en antagen snösituation. Kostnaden kan sägas vara direkt proportionell mot balkvikten.

En jämförelse har också gjorts för en betongstomme. Denna bygger helt på ett praktikfall i Västerbotten.

Exempel: Industrihusstomme, valsade IPE-balkar, SS-stål 1412,
sk 3, $f_{yd} = 217$ MPa,
spännvidd = 12 m, stomdelning = 6 m, snözon 2.5.



Figur 13.1. Industrihusstomme.

$$\begin{aligned} \text{Laster: snö} & 2.5 \cdot 0.8 \cdot 6 \cdot 1.3 = 15.6 \\ \text{egenvikt} & = \frac{0.7}{16.3 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

$$M = Q \cdot l^2 / 8$$

$$M = 16.3 \cdot 12^2 / 8 = 293.4 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M/Z \quad (\text{tvärsnittsklass 1})$$

$$Z = M/\sigma = 293.4 \cdot 10^{-3} / 217 = 1352 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\text{IPE 400: } Z = 1310 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3, \quad g = 66.7 \text{ kg}$$

$$\text{IPE 450: } Z = 1700 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \quad g = 77,5 \text{ kg}$$

$$\frac{1700-1310}{77.5-66.3} = \frac{1352-1310}{x} \Rightarrow x = 67.6 \text{ kg (stämmer bra med antagen egyptyngd)}$$

Kontroll erforderlig balk vid höjning av snölasten enligt snözon 3.

$$\text{Laster: snö } 3.0 \cdot 0.8 \cdot 1.3 \cdot 6 = 18.72$$

$$\begin{array}{rcl} \text{egenvikt} & = & \underline{0.8} \\ & & 19.52 \text{ kN/m} \end{array}$$

$$M = 19.52 \cdot 12^2 / 8 = 351.4 \text{ kNm}$$

$$Z = 352.4 \cdot 10^{-3} / 217 = 1619.2 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{390}{11.7} = \frac{267.2}{x} \Rightarrow x = 74.3 \text{ kg}$$

Stålpriset är proportionellt mot stålvikten.

Antag en industrihall $54 \times 12 \text{ m}$, dvs 648 m^2 . (Pelardimensioner påverkas minimalt) $54/6 = 9$ st stålbalkar, antag stålpris: 7:-/kilo.

$$\text{Kostnadsökning} = (74.3 - 67,6) \cdot 12 \cdot 9 \cdot 7 = 5065:- \text{ eller } 5065/648 = 7.80:-/\text{m}^2$$

En höjning av snölastens grundvärde med 50 kg/m^2 skulle innebära en fördyring av stommkostnaden med ca $8:-/\text{m}^2$. Antag vidare att industribyggnaden har ett bärande takplåt, ökar kostnaden med ytterligare $15-20:-/\text{m}^2$. Pelarna kan påverkas något om än marginellt. Totala kostnadsökningen vid höjning av snölastens grundvärde med 50 kg mellan snözon 2.5 och 3.0 skulle alltså för en ordinär stålstomme inklusive bärande takplåt röra sig om ca $30:-/\text{m}^2$.

Beträffande kostnadsjämförelse för betongstomme hänvisas till ett praktikfall, industrihus om ca 2400 m² projekterat under hösten 1988.

Tilläggskostnad under *extra last*, se tabell 1, avser en höjning av snölastens grundvärde 3.0 kN/m² till 3.5 kN/m².

Leverantör	Pris (inkl väggelement)	pris: <i>extra last</i>
1	1.324.000:-	5.000:-
2	1.360.000:-	15.000:-
3	1.380.000:-	28.000:-

Tabell 13.1. Anbud betongstomme inklusive väggelement, tillbyggnad industrihus om ca 2400 m².

Kostnadsökningen blev alltså även för betongstommen i genomsnitt ca 7:-/m², obs! väggelementen inräknade. Tittar man enbart på stommen skulle kostnaden per m² bli något högre. Den bärande takplåten mellan betongbalkarna beräknades bli ca 15:- dyrare per m². Total kostnadsökning p g a uppdimensionering ca 22:-/m², eller 22 × 2400 = 52.800:- . Takskottningskostnaden vintern 1987-88 uppgick till ca 70000:- + produktionsförluster för befintligt industrihus om ca 3500 m². Kostnaden att dimensionera upp takkonstruktionen skulle således tjänas in vid endast en takskottnings.

13.2 Sammanfattning

Det kostar inte så speciellt mycket att dimensionera upp en takkonstruktion för en snölast ex vis 50 kg/m² utöver normlast. Utslaget på hela byggnadens totalkostnad är kostnadsökningen marginell.

Någon ekonomisk orsak att hålla nere snölastvärdena i byggnormen i förhållande till möjliga konsekvenser av detta, är mycket svårt att se.

14 SLUTLSATSER

Följande iakttagelser som gjorts under arbetet med föreliggande rapport är värda att notera:

Snönormens densitetsvärden på snö kan ifrågasättas. Åtminstone gäller detta för Norrlands kustland, samt för snöfickor. Vintern -87-88 aktualiserade problemet i och med att många byggnaders takkonstruktioner kollapsade, bla till följd av snön. Under vintern gjorde man många fler densitetsmätningar på snö, framförallt i Norrland, än vad man gjort någon vinter sedan mätningarna som Nord/Taesler grundar sin rapport på gjordes, (den rapport som är grunden till SBN). Vinterns mätningar är ändå för fåtaliga för att man med hjälp av de skall kunna komma fram till några statistiska resultat. Men de mätningar som gjordes gav betydligt högre densitet på snön än vad normen säger.

Det verkar också som om nyfallen snö har en högre densitet längs Norrlandskusten än i inlandet.

Vi föreslår att man gör noggrannare undersökningar för att få en bättre uppfattning om det rätta värdet på snöns densitet. Kontinuerliga densitetsmätningar hela vinterhalvåret borde utföras i samma utsträckning som mätningar av snödjupet. Om grundvärdet för snöns densitet är för lågt i snönormen, innebär ju det att också de framräknade snölasterna blir för låga.

Takkonstruktioner som utföres såsom låglutande motfallstak samt tak med sargar erhåller ofta dåliga avvattningssituationer på vintern. Vid omväxlande kallt- och blidväder bildas issörja närmast takytan och därigenom en extra taklast, något normen ej tar hänsyn till.

Kostnaden för att dimensionera upp takkonstruktioner från snölastens grundvärde 2.5 kN/m^2 till 3.0 kN/m^2 synes ytterst

marginell utslaget på hela byggnadens totalkostnad. Det är frågan om i storleksordningen högst några tiotal kronor per m². Den kostnadsökningen tjänas snabbt in vid endast en takskottning.

Säkerhetsmarginalerna hos lätta plåttakskonstruktioner och prefabricerade spikplåtstakstolar synes i praktiken alltför små.

I alltför många fall har brister i arbetsutförande, såväl på byggarbetsplatsen som i fabriker där prefabricerade konstruktionsdelar tillverkas, varit direkt avgörande för inträffade skador.

EXEMPEL.

INDUSTRIHUSTAG, SNÖZON 2,5

TAKLUTN $< 15^\circ$, STÖMDELNING 6 mm

FEITT UPPLAGDA PLÅTAR

$$\text{DIM SNÖLAST: } 2,5 \cdot 0,8 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{EGENVIKT: } = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{2,7 \text{ kN/m}^2}$$

BÄRANDE VÄRMFÖRZINKAD KÄLLVALSAD TUNNPLÅT.

$$f_{\text{styk}} = 350 \text{ MPa (SS 2122)}$$

DIMENSIONERANDE STÄLSPÄNNING

$$f_{\text{b}} = 350 / 1,25 = 280 \text{ MPa}$$

$$M = \frac{2,7 \cdot 6^2}{8} = 12,15 \text{ kNm / breddmeter}$$

$$\text{Wurf} = \frac{12,15 \cdot 10^{-3}}{280} = \underline{\underline{43,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3}}$$

13K DIMENSIONERINGS- FÖRUTSÄTTNINGAR

13:3K Grundvärden för hållfasthet

Som underlag för bedömning av tunnplåts hållfasthet har använts dragprovningar utförda av plåtleverantören. Som exempel redovisas bearbetning av en serie omfattande 888 prov. Samhörande värden mellan sträckgräns och plättjocklek är givna varför det är möjligt att studera spridning hos plåtens bärförmåga.

Bärförmågan vid dragning är minst $f_{ty} \cdot t$ per breddenhet. Vid tryck utan knäckrisk är bärförmågan med god tillnärmelse proportionell mot $f_{ty} \cdot b_{eff} = k \sqrt{E f_{ty} t^2}$. För varje prov har därför $f_{ty} \cdot t$ och $\sqrt{E f_{ty} t^2}$ beräknats, varvid elasticitetsmodulen satts $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa.

Frekvensdiagram för t , $f_{ty} \cdot t$ och $\sqrt{E f_{ty} t^2}$ ges i fig 13:3K. I diagrammen är ritade vertikala streck märkta m , d och k där m avser medelvärde, d dimensioneringsvärde och k karakteristiskt värde för aktuell storhet. Karakteristiskt värde för de sammansatta storheterna $f_{ty} \cdot t$ och $\sqrt{E f_{ty} t^2}$ är ungefär 5% större än om karakteristiska värdena f_{tyk} och t_k insätts i uttrycken.

Av de beräknade storheterna understeg 0,5% av proven dimensioneringsvärdet $f_{tyd} \cdot t_d$ medan 4% av proven understeg $\sqrt{E f_{tyd} t_d}$. Variationskoefficienten δ_m för $f_{ty} \cdot t$ och $\sqrt{E f_{ty} t^2}$ är 0,11 och 0,10.

Enligt AK 79 är partialkoefficienten för hållfasthet

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

Genom γ_{m1} och γ_{m2} tas hänsyn till risken för att hållfastheten avviker ogynnsamt från det karakteristiska värdet, osäkerheter i beräkningsmodellen samt sådana måttavvikelser som inte behöver beaktas särskilt. Med ovan beskrivet material kan produkten $\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$ uppskattas.

Frekvensdiagrammet för $f_{ty} \cdot t$ är osymmetriskt så att endast 0,5% av proven understiger dimensioneringsvärdet. Om karakteristiska värdet svarar mot 0,5%-fraktilen i stället för 5%-fraktilen kan γ_{m1} enligt AK 79 korrigeras genom multiplikation med en faktor som för detta fall blir ungefär 0,9. Fel i beräkningsmodeller om buckling inte inverkar är liten. Produkten $\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$ skulle alltså kunna sättas $0,9 \cdot 1,05 \cdot 1,0 = 0,95 \approx 1,0$.

När buckling inverkar är bärförmågan proportionell mot $k \sqrt{E f_{ty} t^2}$. Faktorn k är en stokastisk variabel med medelvärde/dimensioneringsvärde 1,08 och en variationskoefficient 0,06 se 32:42K. Enligt fig 13:3K svarar dimensioneringsvärdet för $\sqrt{E f_{ty} t^2}$ mot 4% fraktilen. Medelvärdet är 1,15 gånger dimensioneringsvärdet och variationskoefficienten är 0,10.

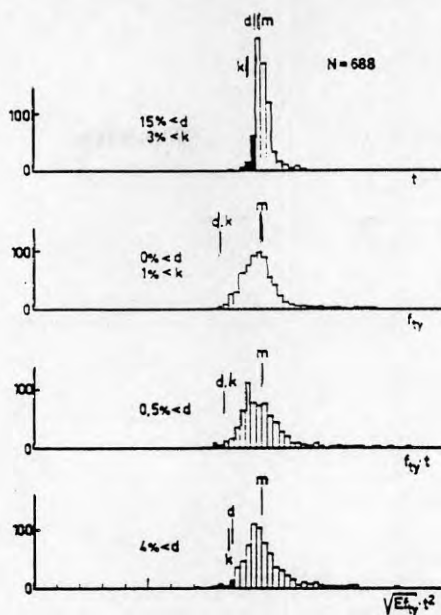


Fig 13:3K Frekvensdiagram för plättjocklek, sträckgräns och de beräknade storheterna $f_{Ty} \cdot t$ och $\sqrt{E f_{Ty}^2 t^2}$ för plåthållfasthet. m = medelvärde, d = dimensioneringsvärde, k = karakteristiskt värde.

Sammantaget erhålls för bärrörmågan hos ett tryckt element en kvot mellan karakteristiskt värde och dimensioneringsvärde:

$$1.08 \cdot 1.15 - 1.65 \sqrt{0.06^2 - 0.10^2} = 1.05$$

Med den sammantagna variationskoefficienten 0.09 svarar detta mot 2% fraktilen. Korrektionskoefficienten för γ_{m1} blir 0.96 och $\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} = 0.96 \cdot 1.05 \approx 1.0$

För påverkningar som innefattar andra former av instabilitet har beräkningsmodeller valts med ytterligare marginal dvs dimensioneringsvärdena kommer att motsvara lägre fraktiler (så långt nu kunskapen räcker).

Genom γ_{m3} tas hänsyn till osäkerheten i relationen mellan värdet på en materialegenskap i konstruktionen och motsvarande värde bestämt genom materialprovning. För plåt är denna osäkerhet liten varför

$$\gamma_{m3} = 1.0$$

Värdet på γ_m blir således

$$\gamma_m = 1.0$$

EXEMPEL :

FÖRESÄTTNINGAR EULIGT EXEMPEL BILAGA 1-II.

$$\text{DIM SNÖLAST : } 2,5 \cdot 0,8 \cdot 1,3 = 2,6 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{SBN 2A:41})$$

$$\text{EGENVIKT : } 0,7 \cdot 1,0 = 0,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\underline{3,3 \text{ KN/m}^2}}$$

$$f_{yk} = 350 \text{ MPa} \quad (\text{SS 2122})$$

DIMENSIONERANDE STÅLSPÄNNING :

$$\left. \begin{array}{l} \text{BÄRANDE TAKPLÅT} \\ \text{INDUSTRIHUS} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{SK 2} \Rightarrow \gamma_m = 1,1$$

$$\gamma_m = 1,0$$

$$f_{td} = \frac{350}{1,0 \cdot 1,1} = 318,2 \text{ MPa}$$

$$M = \frac{3,3 \cdot 6^2}{8} = 14,85 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{eff}} = \frac{14,85 \cdot 10^{-3}}{318,2} = \underline{\underline{46,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3}}$$

JFR. EULIGT. BERÄKNING MED TILLÄMNA SPÄNNINGAR

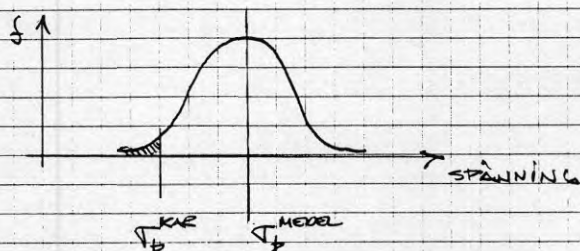
$$\rightarrow \text{HÖJN AV BERTSÄKERHETEN MED } \frac{46,7}{43,4} = 1,08$$

DVS. $\approx 8\%$.

KONTROLL SANNOLIKHET FÖR BROTT HOS LINTEARBALKAR.

MAN ANTAR BROTTSPÄNNINGEN ÄR NORMALFÖRSLAD.

$$\text{EDULIGT: } \sigma_b^{\text{kar}} = \sigma_b^{\text{medel}} - 1,65 \cdot s$$



$$\text{ANTAG SPREDNING} = 20\% \quad \text{DVS} \quad s = 0,20 \cdot \sigma_b^{\text{medel}}$$

$$\sigma_b^{\text{kar}} (L40) = 40 \times 0,85 = 34 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{BEROENDE PÅ LASTVARI-} \\ \text{HETEN, } \sim \text{VÅRA HUNDRA-} \\ \text{TIMMAR.} \end{array} \right.$$

$$34 = \sigma_b^{\text{medel}} - 1,65 \cdot 0,20 \cdot \sigma_b^{\text{medel}}$$

$$\sigma_b^{\text{medel}} = 50,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^{\text{akt}} = \frac{M_{\text{akt}}}{W_{\text{akt}}} = \frac{323 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{9165 \cdot 0,720^2} = 22,7 \text{ MPa}$$

$$22,7 = 50,75 (1 - x \cdot 0,2)$$

$$x = 2,76 \Rightarrow P = 1 - 0,9971 = 0,0029$$

BROTTSAKROLIKHETEN VAR SÅLEDES 29‰ ELLER 30 PÅ

10000 BALKAR.

JÄMFÖRELSEBERÄKNING ENLIGT "FÖRESLAG TILL NY TRÄNDER"

$$f_{m1} = 38 \text{ MPa} \quad (L 40)$$

$$k_{m1} = 1,2$$

$$\Delta\delta_{m1} = 0,1$$

$$k_{m2} = 1,2 \quad (\text{SÄKERHETSKLASS 3})$$

$$\text{LASTTYP A (VANLIG SNÖLAST)} \quad k_{r1} = 0,60$$

$$f_{red} = \frac{f_{m1} \cdot k_{r1}}{(k_{m1} - \Delta\delta_{m1}) \cdot k_{m2}} = \frac{38 \cdot 0,6}{(1,2 - 0,1) \cdot 1,2} = 17,27$$

$$L 165 \times 720 : M_{till} = 185 \text{ kNm}$$

ANTAGEN KOEFF. ENLIGT PARTIALKOEFFICIENTMETODEN

$$\left. \begin{array}{l} \text{ANDEL SNÖ (1,3)} \\ \text{ANDEL EGENV. (1,0)} \end{array} \right\} \approx 1,2$$

$$M_{till} = 185 \cdot 1,2 = 222 \text{ kNm} \quad (L 165 \times 720)$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = \frac{M}{W} \\ W = \frac{b \cdot h^2}{6} \end{array} \right\} \Rightarrow h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{f_{red} \cdot b}} = \sqrt{\frac{222 \cdot 10^3 \cdot 6}{17,27 \cdot 0,165}} = 9684$$

ENLIGT "FÖRESLAG TILL NY TRÄNDER" MOTSVARAS

$$\text{AV } L 165 \times 720 \text{ AV } L 165 \times 684$$

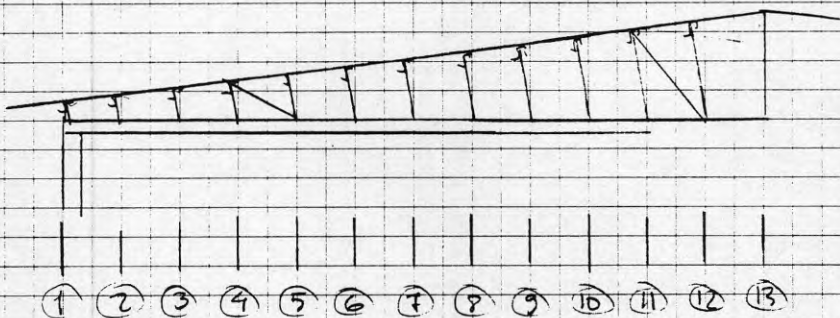
$$\text{DVS. VIKTENIGARE: } \frac{165 \cdot 720^2 \cdot 6}{8 \cdot 684^2 \cdot 165} = 1,1 \text{ ELLER}$$

11% HÖGER PÅKÄNNING TILLÄTS.

KONTROLL AV SAMTLIGA 'MOTHÄLLANDE'

KRAFTER / TAKHALVA

- ① KONTROLL SKJUVBROTT I SKRUVFÖRÄND MELAN
DIAGONALSTRÄVA OCH VERTIKAL, LINJE 4 & 11



3 ST SKRUV $6,3 \times 19$

DEACEROTT KRAFT $T = 13 \text{ KN/SKRUV}$

$$F_{ST} = 0,97 \cdot 13 = 6,26 \text{ KN/SKÄRE}$$

$$F_{ST}^{TOT} = 3 \cdot 6,26 = 20,28 \text{ KN/KVADRAAT}$$

$$F_{TH} \text{ UTFRÅN SKIVANS PLAN} \left\{ \begin{array}{l} \text{LINJE 4: } 20,28 \cdot \cos 30^\circ = 17,6 \text{ KN} \\ \text{LINJE 11: } 20,28 \cdot \cos 90^\circ = 19,0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

5 ST STRÄVDE LINJE 4 \Rightarrow TOT $F_{TH} = 88 \text{ KN}$

11 LINJE 11 $= 65 \text{ KN}$

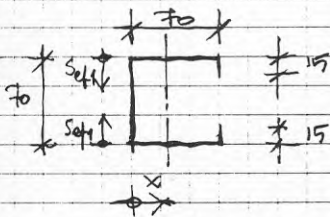
② KONTROL VERTICAL MHT. MOMENT BEGIT

LINJE 4 : SE 70/350

GOOSTJOCKLER STRÅVA : $(1,55 - 0,05) \cdot 0,98 = 1,764 \text{ mm}$

$$S_{eff} = 0,76 \cdot \sqrt{E/\sigma} = (\text{mht buckling})$$

$$= 0,76 \cdot 1,764 \cdot \sqrt{210 \cdot 10^3 / 350} = 32,8 \text{ mm}$$



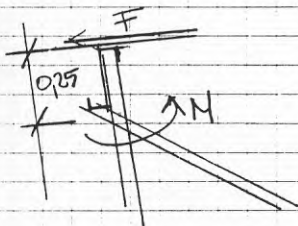
$$X = \frac{2 \cdot 32,8 \cdot 1,764 \cdot 0,9882 + (70 \cdot 1,764 \cdot 35)^2 + 30 \cdot 1,764 \cdot 69,118}{2 \cdot 32,8 \cdot 1,764 + 70 \cdot 1,764 \cdot 2 + 30 \cdot 1,764}$$

$$X = 29,85 \text{ mm}$$

$$I = 30 \cdot 1,764 \cdot 40,15^2 + 2 \cdot 32,8 \cdot 1,764 \cdot 28,97^2 + \frac{2 \cdot 1,764 \cdot 70^3}{12}$$

$$+ 2 \cdot 70 \cdot 1,764 \cdot 5,15^2 = 289.818,2 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z \Rightarrow M_{till} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 289818,2 \cdot 10^{-12}}{0,0415} = 244 \text{ kNm}$$



$$F_{till} = \frac{244}{0,25} = 978 \text{ kN}$$

$$\text{LINJE 4 : } F_{till}^{tot} = 5987 = 48,9 \text{ kN}$$

LPS

Sida Bilaga 6C-II

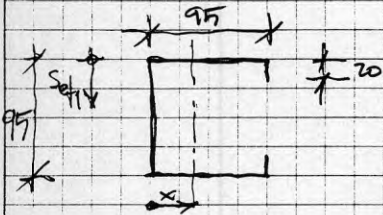
Dnr

Datum

Sign

③ KONTROLL VERTICAL MIT MOMENT BÖRST,

LINJE II SR 95/350



$$X = \frac{2 \cdot 32,8 \cdot 1,764 \cdot 0,882 + (95 \cdot 1,764 \cdot 43,5)^2 + 40 \cdot 1,764 \cdot 94,110}{2 \cdot 32,8 \cdot 1,764 + 95 \cdot 1,764 \cdot 2 + 40 \cdot 1,764}$$

$$X = 43,5 \text{ mm}$$

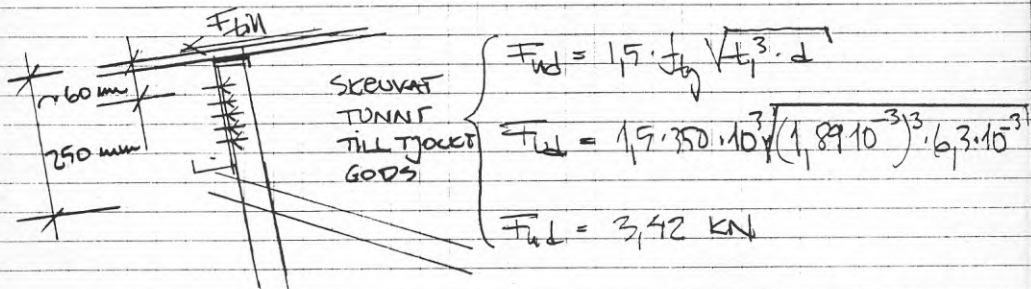
$$I = 40 \cdot 1,764 \cdot 50,618^2 + 2 \cdot 32,8 \cdot 1,764 \cdot 42,618^2 + \frac{2 \cdot 1,764 \cdot 95^3}{12} + 2 \cdot 95 \cdot 1,764 \cdot 15^2 = 643788,5 \text{ mm}^4$$

$$F_{\text{till}} \cdot a = M_{\text{till}} = \frac{\sigma \cdot I}{z} \Rightarrow F_{\text{till}} = \frac{\sigma \cdot I}{z \cdot a}$$

$$F_{\text{till}} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 643788,5 \cdot 10^{-12}}{9055 \cdot 0,25} = 17,5 \text{ kN}$$

$$\text{LINJE II: } F_{\text{till}}^{\text{tst}} - 5 \cdot 17,5 = 87,5 \text{ kN}$$

4 KONTROLL UTDRAGNING AV SKRUV LÄTBALK / VERTIKAL



SKRUVAT
TJOCKT
TILL TUNNT
GODS

$$F_{HL} = 1,7 \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot (1,764 \cdot 10^{-3})^3 \cdot 6,3 \cdot 10^{-3}$$

$$F_{HL} = 3,08 \text{ kN}$$

(RÄKNA ENOAST MED TRÅ ÖVERSTÄ SKRUV,)

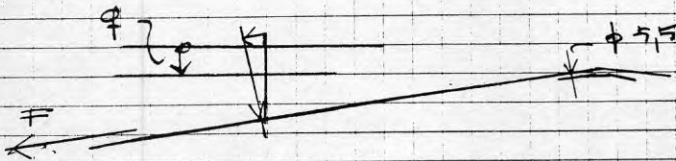
$$F_{HL} \cdot 0,25 = 3,08 (0,19 + 0,165)$$

$$F_{HL} = 4,37 \text{ kN}$$

$$F_{HL} = 5 \cdot 4,37 = 21,85 \text{ kN} \leftarrow \text{DIM BÅDE LINJE 4 \& 11}$$

⑤ KONTROLL NOCKFÖRBAND

ANTAG HELT SYMMETRISK SNÖLAST.



$$F_{\text{snö}} = q \cdot \sin \alpha$$

ANTAL PROFILBOTTNAR / M = 5,8 ST

ÖPE. LASTYTA TAK = 26 m

(ANTAGANDE OM EJ FINGERANDE DILFÖG.)

STRK-N5 37:222 HÅLUKÅRBEOTT

$$t = 0,63$$

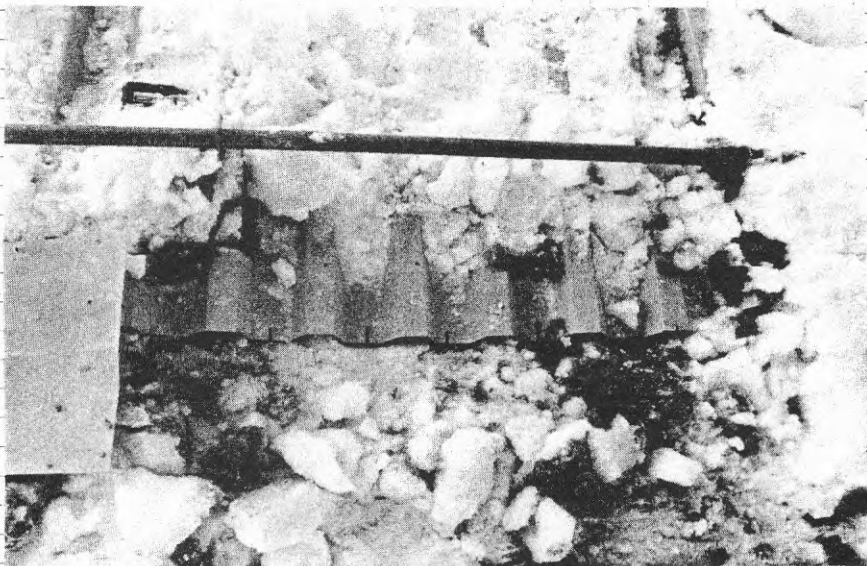
$$t_1 = 20$$

$$\frac{t_1}{t} = \frac{20}{0,63} = 3,17 > 2,5$$

$$F_u = 16 \cdot t \cdot d \cdot f_u$$

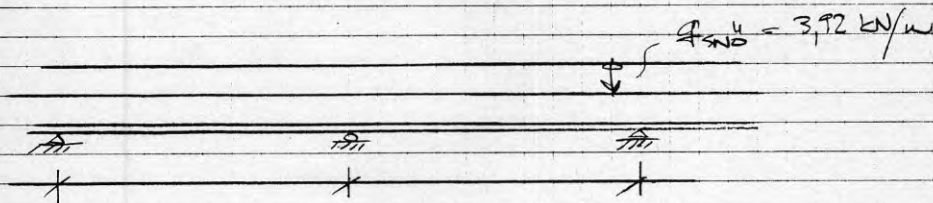
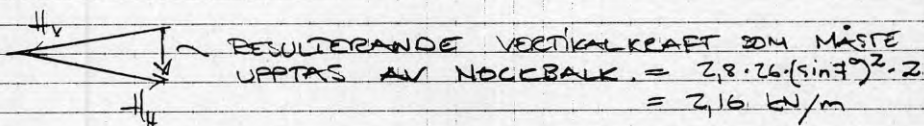
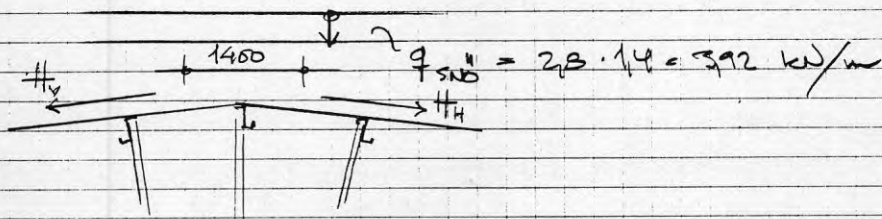
$$F_u = 16 \cdot 0,63 \cdot 10^{-3} \cdot 5,5 \cdot 10^{-3} \cdot 471 \cdot 10^3 \cdot 5,8 = 15,1 \text{ kN/m}$$

$$F_{u, \text{tot}} = 15,1 \cdot 5,5 = 77,4 \text{ kN}$$



FIGUR. HÅLKNYBOTT I TAKLÅGEN LÅNGS NOCKEN.

⑥ KONTROLLBERÄKNING AV NOCKPROFIL, Z-200 t=1,5



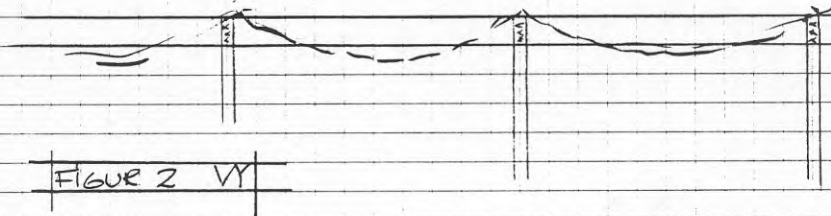
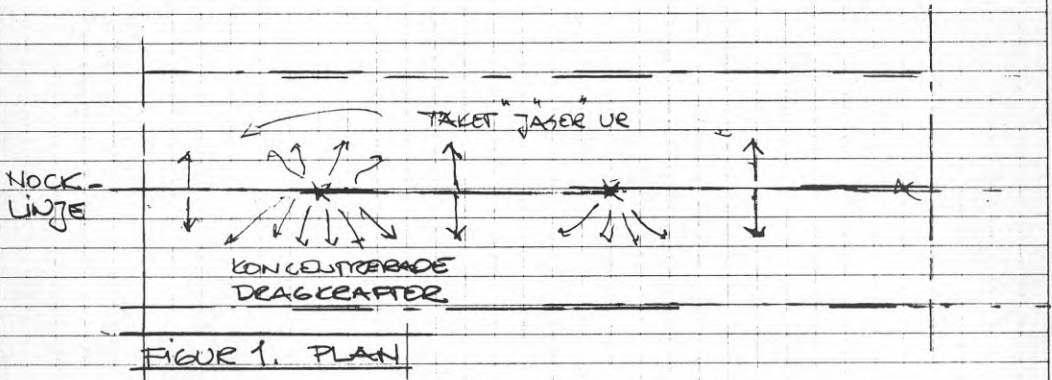
$$I_{Z20} = 3,39 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$M_{H_H} = \frac{\sigma \cdot I}{z} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 3,39 \cdot 10^{-6}}{0,100} = 11,87 \text{ kNm}$$

$$M_{KER} = -0,1053 \cdot (3,92 + 2,16) \cdot 5^2 = 16,0 \text{ kNm}$$

$\therefore M_{KER} > M_{H_H}$ DVS MOMENTBEFATT. I NOCK-PROFIL

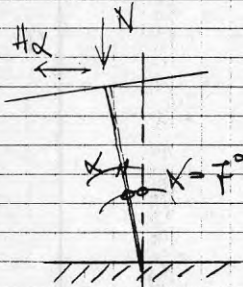
KOMMENTAR TILL KONTROLLBERÄKNING AV NOCKBALK.



OM NOCKBALKEN BEHÅLLER MOMENTBEHÖR OCH
DÄRIGENOM BEHÅLLER NEDBÖJNINGAR I FÄLT
Mellan vertikaler i nocklinje. Kommer
TAKET ATT VILJA "JÄSA" UT - HORIZONTALKRAFTEN
KONCENTRERAS TILL UNGEFÄR DUBBLA STORLEKEN
TILL OMRÅDET NÄRMAST VERTIKALERNAS INFÄSTN.
I NOCKBALK.

TAKPLÅTEN KLARAR EJ DETTA UTAN HÅLLKRAFT-
BEHÖR INITIERAS.

⑦ HORIZONTALKRAFT P G A SNEDSTÄLLNING



$$N = 2,8 \cdot 51,55 \cdot 26 / 12 \cdot 11 = 28,4 \text{ kN/veert}$$

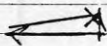
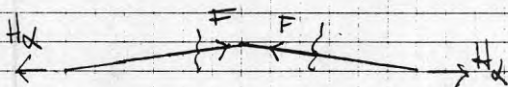
ANTAG SNEDSTÄLLNING

$$\alpha = 3 + \frac{12}{\sqrt{11}} = 4,1 \%$$

$$H_{\alpha} \cdot \alpha = N \cdot \alpha$$

$$H_{\alpha} = N \cdot \alpha$$

$$H_{\alpha} = 28,4 \cdot \frac{4,1}{1000} = 0,12 \text{ kN/veert}$$



$$F = \frac{H_{\alpha} \cdot 2L}{\cos \beta} =$$

$$F = 0,12 \cdot 12 \cdot 11 / \cos \beta = 16,0 \text{ kN}$$

⑧ TOTALT MOTHÅLLANDE KRAFT UTEFFER TAKYTAN
SOM KONSTRUKTIONEN "ÖRKAR MED".

$$\begin{aligned}
 F_{\text{HOCK}} &= 778,4 \text{ KN} \\
 F_{\text{UTDRAGN LÄTTBALK/VEER}} &= 21,85 \text{ KN} && \text{LINJE 4} \\
 \text{---} &= 21,85 \text{ KN} && \text{LINJE 11} \\
 \hline
 &= 822,1 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

TOTAL KRAFT UTEFFER TAKSKIVANS PLAN PÅ
SNÖLAST, EGENVIKT OCH SNEDSTÄLLNING.

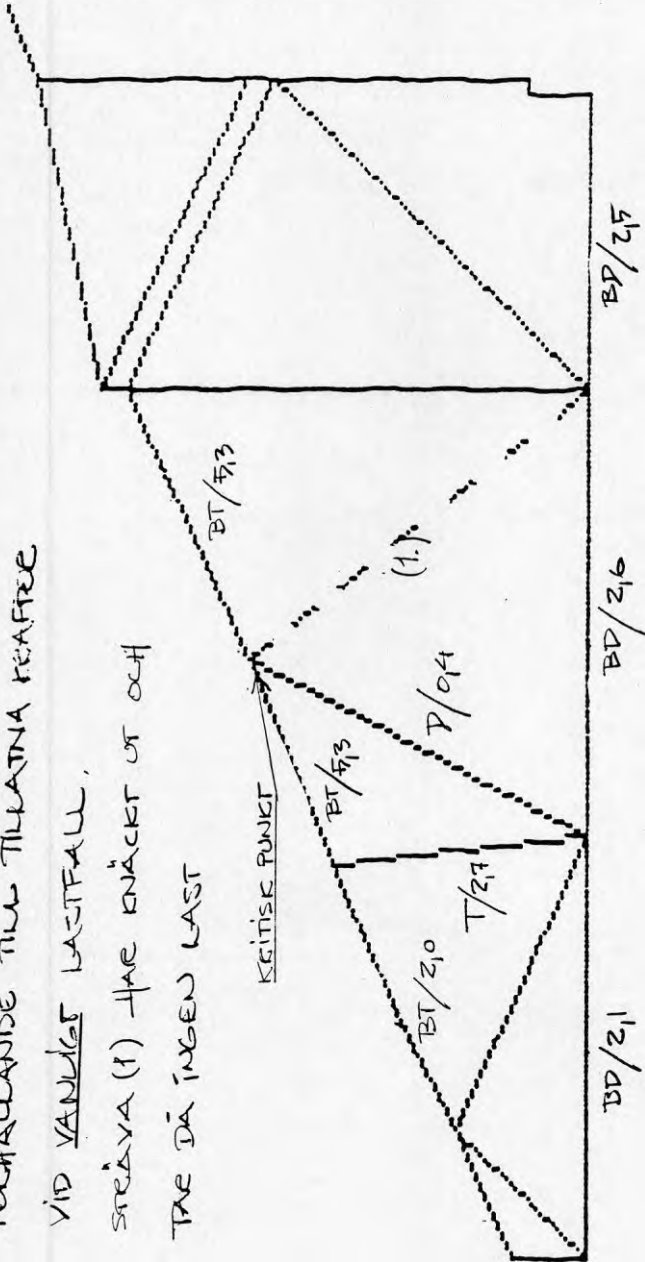
$$\begin{aligned}
 F_{\text{EGENVIKT}} &= 51,55 \cdot 26 \cdot 0,11 \cdot \sin 7^\circ = 18 \text{ KN} \\
 F_{\text{SNÖ}} &= 51,55 \cdot 26 \cdot 2,8 \cdot \sin 7^\circ = 457,4 \text{ KN} \\
 F_{\text{SNEDSTÄLLN}} &= 16,0 \text{ KN} \\
 \hline
 &= 491,4 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

OBS! SE KOMMENTAR TILL KONTROLLBERÄKNING
AV NOLLPROFIL. FÖR TIEDRI OM BEHÖRIG.

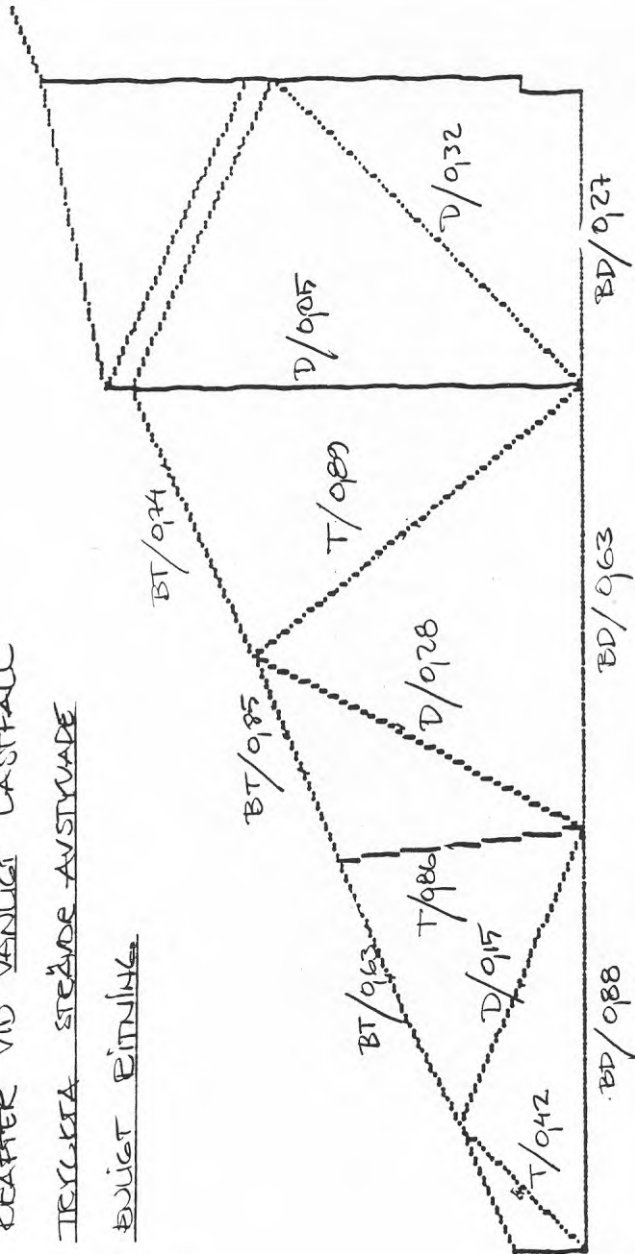
UTVYTTJANDEGRAD I STRÄVOR I
FÖRHÅLLANDE TILL TILLÄTNA REAFTRÉ

VID VANLIGT LASTFALL,

STRÄVA (1) HAR KNÄCKT UT OCH
 TRÄ DÄ INGEN LAST

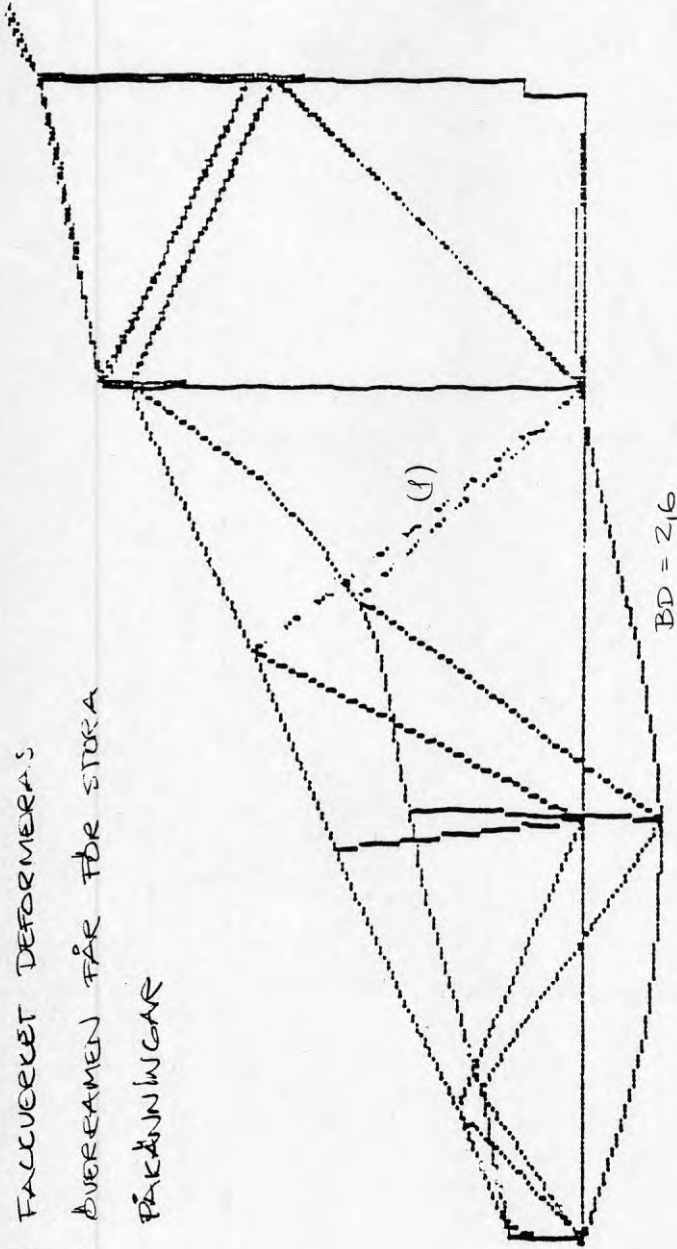


UINVTIJAŃDEGEAD I STRÄVOR I
 FÖRHÄLNANDE TILL TILLÄTNA
 KRÄFTER VID VANLIGT LASTFALL
 TREGKA STRÄNDE AVSTIKVADE
 BÜGIG EITNING



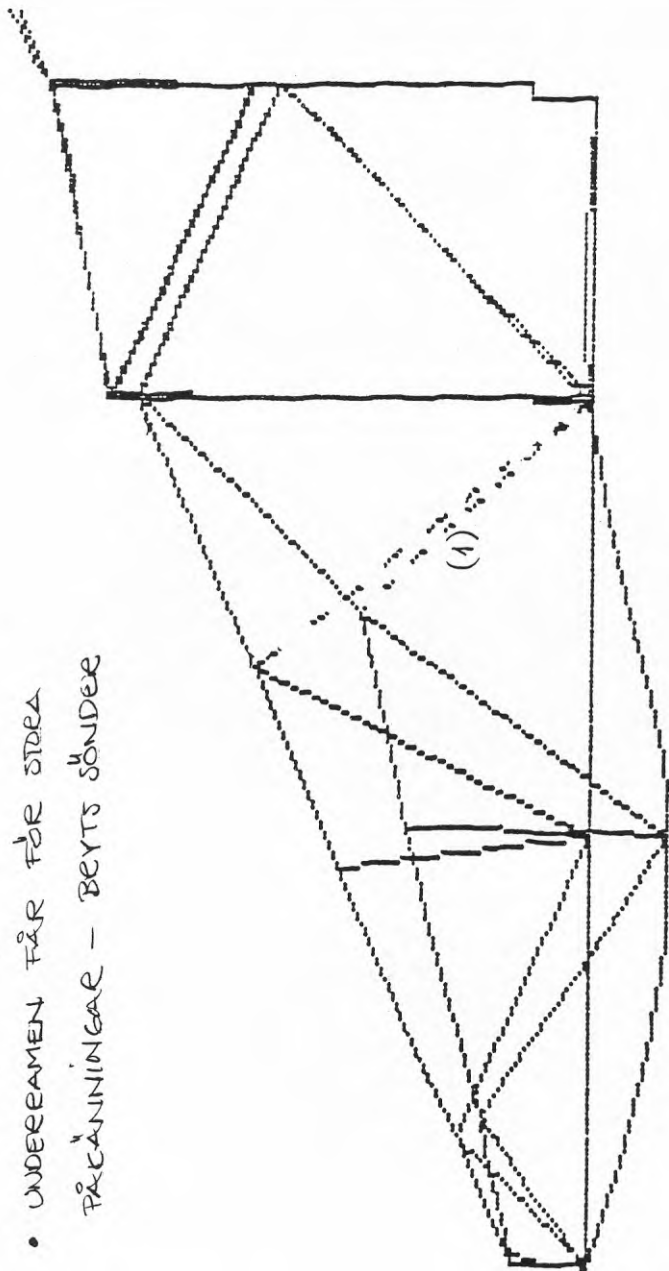
UTBILDNINGSEFORM

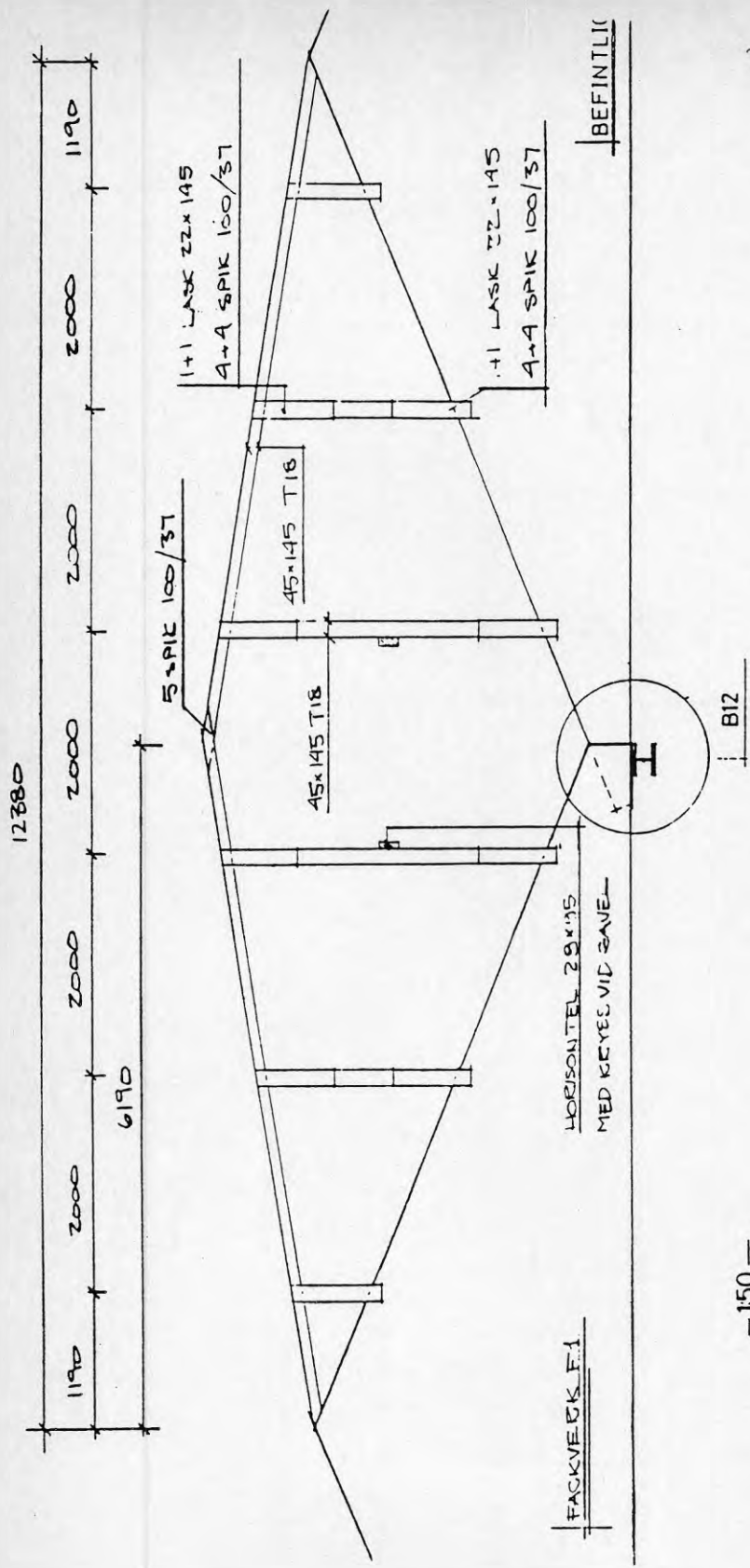
- STRÄVA (1) UNÄCKER UT
- FALLVECKET DEFORMERAS
- BUREAMEN FÅR STORA
PÅKÄNNINGAR



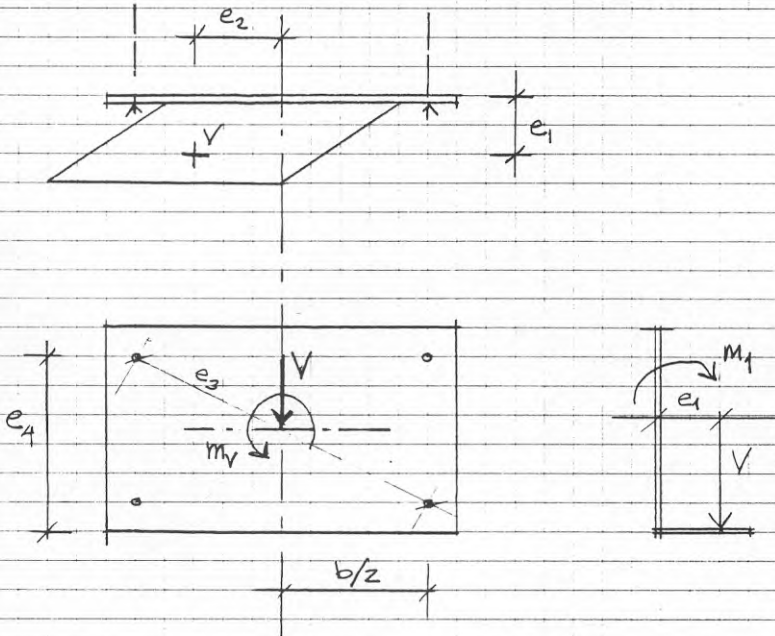
UTBÖJNINGSFÖRM

- STRÄVA (1) HAR ENÅCIGT UT
- PROT HAR ERHÅLITS I ÖVEREMEN
- UNDEREMEN FÅR FÖR STORA
PRÄCÄNNINGAR - BEYTS SÖNDER





KONSOLUPPLAG TILL LIMTRÄBALK, LASTFALL.



$$e_1 = 70 \text{ mm}$$

$$e_2 = 100 \text{ mm}$$

$$e_3 = 236 \text{ mm}$$

$$e_4 = 300 \text{ mm}$$

$$b/2 = 200 \text{ mm}$$

REFERENSER

- /1/ Gray D M, Male D H: Handbook of snow: principles, processes, management and use. Division of Hydrology, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada (1981).
- /2/ Björk L, Kallstenius P, Reppen L: Så byggdes husen 1880-1980, Arkitektur, konstruktion och material i våra flerbostadshus under 100 år.
- /3/ Bygg, Handbok för hus-, väg- och vattenbyggnad, Huvvuddel 6, Husbyggnadsteknik (1964).
- /4/ Nord M, Taesler R: Snötäckets densitet och massa i Sverige. R21, byggforskningen (1973).
- /5/ Olsson U: Snöröjning av gator och vägar, huvvuddel 1(2). 032T, LuTH (1986).
- /6/ Nilsson B: Resultat från utvärdering av snödata insamlade under en 10-års period. D30424-E, FOA, Huvudavdelning 3 (1986).
- /7/ Nilsson B: Snödensitetsmätning-preliminära resultat från en tioårig mätserie. SFM meddelande nr 30, FOA 3 (1982).
- /8/ Taivalaari O: Snölaster, seminarieuppgift i doktorandkursen sannolikheteoretiska metoder. LuTH (1988).
- /9/ Åkerlund S: Snölaster i Umeå skadade 12 byggnader. Bygg och teknik nr 6 (1988).
- /10/ Mac Neil C F, O'Neill A D J: Measurements of the water equivalent of freshly fallen snow in Canada's atlantic provinces. Proceedings 34th Annual Eastern Snow Conference, Belleville, Ont., pp 118-129.

- /11/ Väder och vatten. Nr Jan, Feb, Mars (1988) SMHI.
- /12/ Jönsson R, Östlund I: Säkerhetsproblem för stödkonstruktioner. Avd. för bärande konstruktioner, LTH (1987).
- /13/ Stehn L: Beräkning av draghållfastheten av en limträbalk med en statistisk metod. (1988).
- /14/ Statens Stålbyggnadskommitté, StBK-N5 79.
- /15/ Bestämmelser för träkonstruktioner, remissutgåva februari 1985.
- /16/ Öhult L: Tunnbräda. Projektuppgift i doktorandkursen sannolikheteoretiska metoder (1988).
- /17/ SBN avd 2A, bärande konstruktioner med kommentarer (1979).
- /18/ SBN 80
- /19/ Holgersson G: Industrihus. Dokumentation av takras, LPS Konstruktörer Umeå (1988-03-30).
- /20/ Holgersson G: Industri - tillbyggnad. Takskadereport, LPS Konstruktörer i Umeå (1988-03-16).
- /21/ Johansson B: Preliminär rapport om havererade takstolar. Avd. för stålbyggnad, LuTH (1988-03-02).
- /22/ Sandström Å: Instörtning av yttertak till matvarubutik. Kalix Byggkonsult (1988-03-07, 1988-03-21).
- /23/ Carlsson H: Kontrollräkning av byggnadsstomme. J&W, Luleå (1988-03-22).
- /24/ Sandström O B: Inventering av snö på tak till skola. Thurffjell Arkitektkontor (1988-02-04).

- /25/ Vikström K: Utredning, takstolshaveri. VAB-K (1988-02-15).
- /26/ Hedlund B, Anneling R: Skadeutredning. Statens provningsanstalt (1988-06-29).
- /27/ Forsberg G: Utredning beträffande rasad matsalsbyggnad. Husritarna (1988-02-15).
- /28/ Tolonen G: Utlåtande över skadebesiktning. T-konsult (1988-03-21).
- /29/ Asplund S: Skadeutredning avseende takras. Arne Johnsson ingenjörbyrå AB (1988-04-08).
- /30/ Johansson B, Collin P: Förslag till åtgärdande av tak. Avd. för stålbyggnad, LuTH, skrift 1988:08.
- /31/ Sletteemo H: Utlåtande över besiktning takbalkar, LB byggkonsult AB (1988-03-18).
- /32/ Wälimaa E: Takskaderapport gällande tillbyggnad 86. Plannja (1988).
- /33/ Utredning beträffande takras F-hallen. Hägglunds ingenjörbyrå AB (1988).
- /34/ Boström L: Skadebladet 61, instörtade takkonstruktioner. Bygg industrin nr40, dec 1988.
- /35/ Hellgren L: Limträbalkar upplag. VAB-K (1988-03-29).
- /36/ Institution för sortering och märkning av T-virke. Utfärdat av T-virkesföreningens styrelse 1981.

Om kvalitetssäkring och byggnadsskador

BERNT JOHANSSON*

Har byggbranschen i Sverige kvalitetsproblem? Ser man till hur branschen beskrivs i massmedia – "byggfusk", "sjuka hus" – så har vi åtminstone ett problem med hur vi uppfattas. Även om mycket av kritiken är överdrivet och onyanserat så är det svårt att hävda att allt är bra. Vi kan och bör höja kvaliteten.

Samtidigt har vi den dagsaktuella kostnadsfrågan. Ekvationen att göra bättre och billigare hus hör till de svårösta. Den enda lösning jag ser låter som en självmotsägelse nämligen att vi bör höja kvaliteten men sänka kraven. Jag skall utveckla receptet i det följande men först ge bakgrunden.

Bakgrund

Det finns tre omständigheter som gör att vi bör ta en diskussion inom branschen.

Vintern 1987–88 var ovanligt snörik i norra delen av landet. Särskilt Norrlandskusten fick så mycket snö att ett stort antal byggnader skadades. I min tjänst vid Tekniska Högskolan i Luleå fick jag uppdrag av dåvarande Statens planverk att samla in information om snölast och byggnadsskador. Uppdraget drabbade mina medarbetare vid avdelningen för Stålbyggnad och mig själv med en massa oplanerat arbete och blixtryckningar. Resultatet av mödan blev ett rikhaltigt material som nu har sammanställts och bearbetats med stöd av Statens Råd för Byggnadsforskning. Arbetet bedrevs i samarbete med Arne Johnson Ingenjörbyrå AB och skall publiceras som en BFR-rapport. Den del av arbetet som avser skador på bärande konstruktioner finns i en separat rapport [1].

Byggandet är i hög grad styrt av lagar, myndighetsföreskrifter, normer, standarder och råd från myndigheter. Under min tid i branschen har jag först upplevt en expansion av myndigheternas revir. Den var (åtminstone delvis) motiverad av att branschen behövde enhetliga regler som skulle ersätta de varierande regler som de enskilda kommunerna hade infört. Samtidigt som reglerna blev enhetliga blev de också fler och mera detaljerade. Vi är nu inne i en kontraktionsfas var första resultat är Nybyggnadsregler Nr 1 [2]. Om dessa speglar det nya Boverkets ambitioner vad avser detaljeringsgrad för de tekniska föreskrifterna så uppstår ett vakuum som snart måste fyllas av andra aktörer. För några år sedan fick jag ett brev från en kund som efterfrågade vårt kvalitets-säkringsprogram för byggnadsprojekter-



Fig 1. Boverkets nybyggnadsregler är ett tydligt tecken på omsvängning i myndighetsbestämmelserna som styr byggandet. Många detaljregler och tekniska lösningar har utgått och förutsätts dyka upp i handböcker eller AMA-regler. En konsekvens av detta är att ansvaret för lösningarna tydligare läggs på de som konstruerar och bygger

ing. Min första tanke var ungefär att det är klart att vi arbetar med höga kvalitetskrav och det behövs väl inget program för det. Sedan dess har begreppet kvalitetssäkring dykt upp allt oftare. Det verkar först ha anammats av marknadsförare och har blivit något av modeord. Eftersom vi inte ville vara omoderna har vi nu tagit fram ett program inom mitt företag och börjat använda det. Första intrycket är att det är fråga om systematiserade självklarheter och checklistor. Det ligger dock ett värde i just systematiseringen och även självklarheter kan bli bortglömda. Våra första erfarenheter är positiva. Det ovanstående utgör bakgrunden till denna artikel. Det finns en anledning att göra något, det finns utrymme att pröva nya grepp och det finns ett verktyg att arbeta med.

Kvalitet och kvalitetssäkring

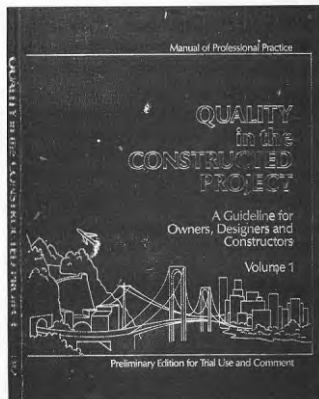
Det kan här vara på sin plats att peka på

den nuvarande betydelsen av begreppet "kvalitet" nämligen ett mått på hur väl produkten uppfyller ställda krav eller önskade egenskaper. I branschen lever kvar en terminologi där kvalitet används synonymt med kravnivå. En leverans av betong som vid provning håller K 30 har hög kvalitet om vi har beställt K 25 och låg kvalitet om vi beställt K 40.

De i dag aktuella tankarna om kvalitets-säkring har vuxit fram inom den stationära industrin. De finns sammanställda i en svensk standard [3]. Denna utgör en möjlig grund för ett program för kvalitetssäkring även inom byggbranschen. En del är inte relevant och byggandets förutsättningar fordrar speciella lösningar. Framförallt behövs konkretisering så att principerna omsätts i operativa rutiner.

Våra nordamerikanska yrkesbröder har publicerat en handbok om kvalitets-säkring i byggandet [4]. Det är ett ambitiöst do-

Fig 2. Våra nordamerikanska kollegor har utarbetat en handbok om kvalitet i byggandet. Den behandlar byggprocessens kvalitetskråg och förhållandena mellan de tre parterna byggherre, projektör och entreprenör. Något att ta efter?



* Avd för Stålbyggnad, LuTH, och Bloms Ingenjörbyrå AB

kument på nästan 200 sidor. Det utgår från den även i Sverige vanliga modellen att byggherre, projektör och entreprenör genomför byggprojektet. Mycket av resonemanget förs kring relationer mellan dessa parter och deras kvalifikationer, ansvar och befogenheter. Kommunikation mellan parterna och ekonomiska uppgörelser betonas som viktiga inslag i processen att skapa kvalitet i slutresultatet.

Komplikationen i kvalitetsfrågan är att den har en ekonomisk dimension. Vi arbetar i ett i huvudsak marknadsekonomiskt system och eftersom man i planeekonomiska samhällen har långt större kvalitetsproblem än vi har så bör vi söka lösningen med en marknadsekonomisk modell. Den låter sig lätt formuleras:

Det skall löna sig att leverera rätt kvalitet.

Jag är övertygad att det är rätt utgångspunkt men det behövs mycket arbete innan vi har ett fungerande system för hela byggprocessen. Det är naturligt att föreslå SVR som huvudman och som mål kan sättas ett dokument liknande våra amerikanska kollegors men mera konkret och kortare.

Byggnadsskador och snö

De byggnadsskador som noterades under vintern 1987-88 uppfattades allmänt som orsakade av för mycket snö. Det är rätt i den bemärkelsen att hade det inte snöat så hade skadorna inte inträffat. Emellertid vet vi att byggnader dimensioneras för att kunna bära vissa snölast. Om vi väljer den exceptionella snölasten i SBN 1980 som gräns och kallar värden däröver för hög snölast så kan vi konstatera att de flesta skadorna hade annan orsak än hög snölast.

I tabell 1 redovisas de 20 skador på bärande byggnadsdelar som har utretts i [1]. Skadorna är indelade efter svårighetsgrad i två kategorier. I de fall taket störtat in har det funnits risk för allvarliga personsador medan fallen utan instörtning knappast medfört risk för personsador. Uppdelningen är inte helt skarp och i flera fall har instörtning förhindrats genom stämpning. I termer enligt det nya säkerhetssystemet är i den första kolumnen skador hänförliga till säkerhetsklass 3 och 2 och i den andra kolumnen säkerhetsklass 1.

I andra leden har skadorna indelats efter

orsak. Med fel avses här vad man i säkerhetsfilosofin kallar grova fel och vars effekter inte är avsedda att täckas av säkerhetsmarginaler eller partialkoefficienter. Även här är gränserna inte särskilt skarpa men jag skall längre fram exemplifiera mina bedömningar.

Först skall noteras att alla skadefall inte är med. Enligt vissa uppgifter skulle totalantalet vara över hundra. Det är möjligt att de är så många men de flesta måste i så fall vara tämligen betydelselösa. Vi känner till ett allvarligt fall av instörtning där man inte velat lämna ut uppgifter. Så vitt jag vet skulle detta fall hamna i kategorin "hög snölast+fel" men det är inte medtaget i tabellen.

I översta raden har samlats sådana fall där vi inte hittat någon annan orsak än hög snölast. Fel kan ha funnits men vi har i de flesta fallen inte gjort någon djupare undersökning för att finna fel när det varit snölast av sådan storlek att den bort räcka till för att ge brott.

Om vi begränsar oss till fallen av instörtning tror jag inte att vi kan ha missat särskilt många fall men låt oss säga att det kan ha varit upp till dubbelt så många. Om vi tar med det ovannämnda inte utredda fallet får vi då fyra till åtta fall där inga grova fel är kända. Är det en hög eller en låg siffra?

Det vi skall jämföra med är den brottrisk man utgått från i vårt säkerhetssystem. För säkerhetsklass 3 är den formella årliga brottrisen 10^{-5} . Med formell avses här att den är knuten till en matematisk modell. Den verkliga brottrisen antas vara lägre men det är inte bekant hur mycket. Av den anledningen är det intressant med en överslagsmässig räkneövning på det observerade utfallet.

En hög uppskattning av utfallet fås om vi tar åtta haverier och slår ut dem på uppskattat antal byggnader inom området som fick mycket snö just det året, säg 150 000. Vi måste vidare uppskatta en tidsperiod att slå ut skadorna på eftersom vi inte får lika många varje år. Vi får även skador av andra orsaker än snö och för att beakta även dessa kan man välja en kortare tidsperiod än den sannolika upprepningsperioden, säg tio år. Utfallet är då $0.5 \cdot 10^{-5}$ dvs halva den formella brottrisen.

Om vi i stället gör en låg uppskattning hamnar vi ca en tiopotens lägre. Beräkningen kan göras betydligt bättre men jag

tror det är rätt tiopotens om den verkliga brottrisen uppskattas till 10^{-6} för haverier som kan hänföras till säkerhetsklass 3. Hittills har diskussionen gällt haverier orsakade av sådana variationer som är avsedda att täckas av våra säkerhetsmarginaler. Den risken bör betraktas som acceptabel. Det finns dock skäl att diskutera snölastens storlek men jag avstår från att ta upp den frågan här och hänvisar till [5].

Vad skall man då säga om utfallet i form av skador orsakade av fel? De var nästan dubbelt så många. Jag blir knappast motsagd om jag säger att de är för många och att vi måste minska antalet fel. I säkerhetsfilosofin är avsikten att fel skall upptäckas genom kontroll. Det finns inom delområden kontrollorgan som arbetar efter principen egenkontroll och tillsyn och dessutom har byggnadsnämnderna ett ansvar för tillsynen över byggandet. Detta räcker inte till och någon förändring behövs.

Eftersom vi hade turen att inga människoliv gick förlorade som följd av haverierna kan vi föra en diskussion inom branschen om vad vi bör göra. Vi bör ta tillfället nu och inte dröja ty nästa gång tallet på en gymnastiskal ramlar ned kan det var en skolklass där. Det behövs ingen större fantasi för att föreställa sig uppståndelsen och en massa handlingskraftiga förslag av typen förbud mot platta tak, krav på helt säkra konstruktioner och kanske en byggpolis. Minns Ronan Point.

Exempel på fel

Det kan vara av värde för diskussionen att redovisa några exempel på fel som har påträffats. I ett fall havererade ett antal limträbalkar som vid efterkontroll visade sig underdimensionerade med en faktor två. Huruvida någon har försökt att dimensionera balkarna över huvudet taget och gjort fel eller om man bara köpt en vad man tyckte lagom stor balk efter ögonmått har inte kunnat klarläggas. Det vittnar om allvarlig brist på respekt för ansvaret i byggandet alternativt grov okunnighet.

I ett annat fall där ett ställfackverk havererade var underdimensioneringen ungefär lika stor. Det anmärkningsvärda med detta var att ett i övrigt välrenommerat konsultföretag svarat för konstruktionshandlingarna. Felet är att man satt en för orutinerad person på jobbet och/eller brustit i internkontrollen för självklart fanns tillräcklig kompetens inom företaget.

I två andra fall förekom fel av konstruktören i form av felaktig beräkningsmodell eller misuppfattat verkningsätt. Felen var av karaktären att jämvikten inte var säkrad utan några kraftkomponenter blev över svävande i det fria. Det gjorde de ända till snön kom.

Tabell 1. Sammanställning av undersökta byggnadsskador längs Norrlandskusten vintern 1987-88 [1]. Hög snölast avser att uppmätt snölast överskridit exceptionell snölast enligt SBN 1980.

Konsekvens Orsak	Instörtning	Skador utan instörtning	Summa
Hög snölast, inga fel	3	4	7
Hög snölast+ fel	1	1	2
Fel	5	6	11
	9	11	20

Om vi fortsätter med konstruktörernas synder kan nämnas oklara detaljer eller tvetydiga uppgifter. Detta är särskilt besvärande om ritningarna är omfattande och ser bra ut ty då förleds entreprenören att tro att allt är genomtänkt. En annan synd som jag inte har direkt belegg för att den medverkat till de observerade skadorna är hänvisningar till leverantörens anvisningar. Sådana hänvisningar blir allt vanligare vart efter konstruktörens arvode krymper. Formellt är det inget fel, men dessa anvisningar måste också nå de som skall göra jobbet och vara i skick så att de förstås. En bättre redovisning är att man lyfter ut det som är relevant ur anvisningarna och för in det på ritningarna. Detta fordrar dels arbete och dels kompetens vilket i slutändan ökar projekteringskostnaden.

Bland konstruktörer finns i allmänhet respekt för säkerhetskraven och många är lite pessimistiskt lagda och lägger på extra. Det är ju inte dyrare att rita en HEA 300 än en 240 och man sover bättre med den förra. Jag är dock tveksam till metoden och menar att om man skall överdimensionera skall det göras medvetet och framförallt konsekvent så att det tillför byggnaden ett mervärde i form av förändrbarhet. De problem som finns bland konstruktörerna är alltså inte brist på respekt men ibland brist på kompetens. Ett annat problem är att handlingarna blir vad pengarna räcker till vilket då ställer större krav på senare led i byggprocessen.

Den största andelen fel har trots allt varit fel i utförandet. Dessa fel är av mycket skiftande karaktär. Två fall var så kallade IAS-balkar, en typ av limmade träbalkar som sedan länge är kända som en säkerhetsrisk. I det ena fallet blev det totalhavari och i det andra hann man stämpla innan taket kom ned. Felen var undermålig limning och alltför branta schäfffogar i lamellerna. Dessa balkar har varit föremål för en inventering under det gångna året. Eftersom det finns anledning misstänka att det finns flera kvar som ännu inte har havererat visas i fig 3 tvärsnitt på balkarna. Om någon känner till byggnader med sådana balkar är jag intresserad av ett meddelande.

Ett annat fel som förekommit är att man har bytt från en föreskriven hållfasthet eller produkt till en sämre. Motivet må ha varit att den föreskrivna inte fanns att köpa, vilket konstruktören bör skämmas över, men det hindrar inte att det är oförsvarligt. Här är problemet att många underentreprenörer måhända är goda yrkesmän men de har för grundna kunskaper i kontraktsfrågor och för dålig respekt för säkerhetsrelaterade frågor.

Ett antal skador drabbade tunnplåtskonstruktioner. De var alla utförda enligt det gamla säkerhetssystemet med tillåtna spänningar. Detta ger en låg marginal för



Fig 3. Limmade träbalkar av typ IAS har normalt ett I-tvårsnitt enligt figuren men varianter förekommer. De utgör en säkerhetsrisk som senast manifesterades i Umeå där taket i en gymnastiksal störtade in. Fotot visar en hopplagd del av underlåsen. Lamellerna var skarvade med schäfffogar som var mycket för branta. På bilden syns tre lamellskarvar inom 0,3 m.

konstruktioner med låg egentygnd och de flesta skadorna berodde på ren överbelastning. Skadorna blev i de flesta fall av karaktären veckning av plåten utan instörtning. I ett par fall fanns även utförandefel med i bilden. Man hade satt hälften så många skruvar som angivits eller monterat stråvor till stolpar med orimligt stora excentriciteter.

Ett annat exempel på flagrant slarv är en hallbyggnad med såväl väggreglar som takåsar av Z-profiler. Dessa råkade ha samma höjd men takåsarna hade större godstjocklek. Efter att taket hade vikt sig vid en måttlig snölast visade det sig att väggreglarna hade hamnat som takåsar och tvärtom. Dessutom fattades en hel del skruvar.

Flera fall av brott i träfackverk har förekommit. Felplacerade eller för små spikplåtar hör till missar som tillverkaren levererat medan en utelämnad avsträvning mot knäckning får skrivas på entreprenörens konto.

Om någon summerar och kommer fram till fler fel än skador så är det summeringen som är rätt. Ofta fanns flera fel och jag har inte ens nämnt alla.

Den fråga man ställer sig är varför inträffar så många enkla fel och varför upptäcks de inte. Jag tror att ett grundproblem är att vi har höga säkerhetskrav på bärande konstruktioner och haverier är så pass sällsynta att de flesta som arbetar med byggande aldrig har drabbats. Det bygger under en uppfattning att det är så stora marginaler att man inte behöver följa ritningar och bestämmelser utan att det går bra ändå. Tyvärr är det så, man blir inte uppfostrad av verkligheten men jag ser heller ingen anledning att vi skall acceptera detta och sänka ambitionerna vad avser väsentliga bärande konstruktioner. Målet bör i första hand vara att få ned inverkan av grova fel till färre skador än de som orsakas av så kallade slumpmässiga variationer.

Jag kan ha förståelse för att en byggnadsarbetare inte har sambandet mellan

utförande och säkerhet klart för sig och invaggas i den ovan beskrivna missuppfattningen. Det är mera besvärande om den även omfattas av arbetsledningen med någon form av ingenjörsutbildning. Jag tror inte att man där är vare sig blind eller illvillig utan just att man tror att det går ändå. Dessutom har man ett ekonomiskt ansvar för bygget och den avstämningen är obehaglig medan ett eventuellt haveri förhoppningsvis dröjer.

Det ovanstående framstår kanske som hårt formulerat men det är inte riktat mot en hårt arbetande godschef utan mot systemet han arbetar i. Det vi behöver är incitament på alla nivåer som gör att det lönar sig att göra rätt från början och ett mått av kontroll som gör det olönsamt att göra fel. Ett sådant system måste gå och få till men det är svårast när det gäller säkerhetsrelaterade frågor eftersom sannolikheten att felen avslöjas sig själva är så liten.

Hur skall vi få hög kvalitet?

Resonemanget ovan om säkerhetsfrågor är endast en liten om än viktig del i kvalitetsproblemet. Den större delen av problemet berör betydligt mindre dramatiska saker. Jag vill med den inledningen ställa om läsarens tankar inför den följande diskussionen.

Byggnad skiljer sig från övrig industri främst i två avseenden. Vi arbetar med engångsprodukter och produkterna är stationära varför produktionsresurserna måste vara flyttbara. Vi lägger ned såg en tiondel av totalkostnaden på projektering av en byggnad medan utvecklingen av ny produkt inom annan industri kan få kosta 1 000 gånger produktens pris. Trots detta händer det att nya produkter fungerar av ny produkt inom annan industri kan få kosta 1 000 gånger produktens pris. Trots detta händer det att nya produkter fungerar otillfredsställande och vi kan dra slutsatsen att vi måste leva med att det i bland blir fel oavsett hur stora resurser vi satsar.

Mycket av det vi gör är gammalt och beprövat och förändringstakten är ofta – men inte alltid – låg. Vi arbetar inom vad

ekonomerna kallar en mogen marknad. Framgångsmodellen på en mogen marknad brukar sägas vara att man skall vara bäst på att producera. Här kommer kvalitetsfrågan in som en väsentlig faktor. Det gäller att producera rätt kvalitet dvs varken bättre eller sämre än vad som efterfrågas.

Kortsiktigt kan man tjäna mer på att producera för låg kvalitet, alltså produkter som inte uppfyller fordringar, förutsatt att risken för upptäckt är liten. Man kan lägga moraliska aspekter på detta men det för inte frågan framåt. Finns möjligheten kommer den också att utnyttjas och motmedlet är kontroll.

Vem skall svara för kontrollen? Köparen är den som har ett egenintresse av att rätt kvalitet levereras och det är då primärt dennes ansvar. Inom byggandet har vi dessutom en myndighetstillsyn via de kommunala byggnadsnämnderna. Den finns i det vällovliga syftet att till vara allmänhetens intresse av säkerhet och funktion. Den slutliga användaren eller köparen finns inte alltid med i bilden under byggnadstiden.

Den tillsyn som byggnadsinspektörerna hinner med är dock alltför liten för att göra det olönsamt att leverera för låg kvalitet.

Det olyckliga i sammanhanget är att de svaga köparna dvs de professionella övervärderar myndighetskontrollen och avstår från egna kontrollåtgärder. En möjlig lösning är att man från byggnadsnämnderna släpper alla byggen där det finns en byggherre med ett egenintresse av kvalitetskontroll och inriktat resurserna på resten. Om denna rest ändå blir för stor måste man tydligt göra klart att ytterligare kontroll måste köpas från annat håll. PBL ger möjlighet till en sådan ordning men man har hittills mest talat om att allmännyttiga bostadsföretag skulle kunna släppas friare än andra byggherrar. Det är en onödigt snäv avgränsning och en bättre är den ovan nämnda innebärande att byggherren måste ha insikt om sitt intresse men inte nödvändigtvis själv vara professionell.

På sikt måste en ökad kontroll medföra högre kostnader. Dels kostar kontrollen något att genomföra och om den är rätt avvägd måste man leverera rätt kvalitet vilket kostar leverantören mer än att leverera undermå. Här finns en svår avvägning hur långt man skall gå. Jag tror nämligen att om allt gjordes precis enligt regelboken så skulle byggandet bli väsentligt dyrare. Vi skulle förvisso för en bättre kvalitet men det är inte säkert att vi är beredda att betala priset för den. Det är då bättre att vi sätter realistiska krav och ser till att de uppfylls än att ställa höga krav och se mellan fingrarna med undertramp.

Många detaljer finns där man av slentrian fordrar mer än nödvändigt och sedan ac-



Fig 4. Brott i tak av profilerad plåt har karaktär av veckning över stöd och i fält. Med de stora nedböjningarna följer ett ändrat funktionssätt som oftast hindrar instörtning.

cepterar att kraven inte uppfylls för att man i det läget tycker att det duger ändå. Jag vill även gå ett steg längre och hävda att vi bör se över kraven på utförandet av konstruktioner med bärande funktion. Hur mycket som kan tas bort vill jag inte framföra någon uppfattning om just nu. Jag menar att principen skall vara att det som krävs skall vara väsentligt och kontrolleras och resten säger man inget alls om. Vi har börjat gå i denna riktning, men det finns fler steg att ta.

Den nuvarande trenden att byggena styckas upp i en mängd underentreprenader är i grunden negativ för kvaliteten i byggandet men den är ett faktum vi måste leva med. Primärt ligger den negativa effekten i att information måste föras mellan en heterogen samling företag med skiftande och ofta obetydlig organisation. Det är då svårt att få en obruten kedja av kvalitetsäkringsåtgärder. Värdet av rätten att kunna kräva att kvalitetsmissar rättas till är heller inte större än den ekonomiska styrkan hos underentreprenören. Försäkringsbolagens syn kan här vara av intresse. Det går inte att försäkra bort risken för en kvalitetsmiss. Det betraktas som en affärsrisk. Om man däremot är riktigt oskicklig och lyckas tippa omkull en stomme under montering brukar det gå bra att få ersättning. Även om det låter märkligt så är det nog så det måste vara.

Vems ansvar?

En avgörande punkt när det gäller att nå kvalitet är att ansvaret är klart uttalat och fördelat mellan inblandade parter och inom dessas organisationer anförtrött till för respektive nivå kompetenta personer med tillräckliga befogenheter. Påståendet är en självklarhet kan man tycka, men ser vi till hur det fungerar i praktiken blir det mindre klart. De tidigare nämnda feilen som framkommit vid skadeutredning-

ar är klara fall där man inte levt upp till sitt ansvar. Missarna kan ha gjorts långt ned i organisationen men de speglar därmed brister hela vägen uppåt.

När något blivit fel och inte fungerar hör man ofta försvaret: "Jag har följt bestämmelserna". Att det överhuvudtaget blivit möjligt att föra fram ett sådant argument beror på att bestämmelserna innehåller tekniska lösningar som exempel på hur kraven kan uppfyllas. Sådana bedömdes vara nödvändiga då kraven inte var formulerade i kvantitativa termer. Vi är nu på väg från denna modell och lösningarna hänvisas till handböcker. Jag ser det som en fördel ur ansvarssynpunkt. Det primära ansvaret för att en teknisk lösning fungerar bör ligga på de som konstruerar och utför den oavsett vilka källor den hämtats från. En sådan ordning skulle befrämja ansvars känslan och jag tror även att den kan vara positiv för utvecklingen av tekniken. Vi slipper från normexetik och nya lösningar kommer antagligen att vara bättre utredda innan de prövas.

Ett större ansvar på branschens aktörer fordrar kompetens och varför inte någon form av auktorisation. Vi har vissa krav på en ansvarig arbetsledare och han skall godkännas av kommunen dvs en slags auktorisation. Jag tror att vi istället skall ha en *kvalitetsansvarig* som inte skall vara den samme som den ekonomiskt ansvarige. På denne skall ställas höga kompetenskrav och han skall ha rätt att beordra de åtgärder som behövs för att nå rätt kvalitet.

På samma sätt bör det finnas en kvalitetsansvarig för konstruktionsarbetet. Vägverket har tagit upp en sådan tanke och avser att ge den kvalitetsansvarige ansvar för den konstruktionsgranskning som man nu sköter med egen personal. Modellen har ännu inte prövats men jag tror att den är riktig och att vi bör överväga

den även för husbyggnadssidan.

Det är betydligt svårare att skapa ett fungerande system för husbyggnader. Många teknikråden berörs och det finns ingen allsmäktig köpare som kan ställa krav. Det tar emot att be om lagstiftning (så illa är det inte) utan vi borde kunna klara ett auktorisationsförfarande själva. För att det skall fungera måste det vara svårt att få och lätt att förlora auktorisationen.

Slutligen något om byggherrens ansvar. Han är den viktigaste parten. Han skall tala om vad han vill ha, se till att han får det och sist men inte minst betala notan. Det är byggherren eller hans rådgivare som ställer kraven och kunde det göras i funktionella och mätbara termer istället för som tekniska lösningar vore nästa steg att kontrollera leveransen betydligt lättare. Det är dock en lång väg dit och vissa funktioner, t ex den bärande, kan inte säkras ens med en ganska lång garantitid.

Oavsett hur kraven ställts måste det vara byggherren som ser till att det inte lönar sig att leverera för låg kvalitet. Den kontroll som är vanlig idag är knappast optimal.

Byggherrar prefererar ofta kort byggtid och lågt pris. Båda prioriteringarna motverkar kvalitetssträvan. En kort byggtid tvingar alltid fram kompromisser. Ett lågt anbud som baseras på effektiva byggme-

toder är naturligtvis bra men grundas det på en kalkylmiss bör man tänka sig för innan man accepterar det.

Sammanfattning

Trots att det mesta vi bygger blir bra eller åtminstone skapligt så förekommer en del missar som är farliga och betydligt fler ofarliga men onödiga. I de flesta fall saknas inte kunskap men kunskapen är inte tillräckligt spridd.

Alla talar om kvalitetssäkring och om vi fortsätter diskussionen till ett konkret plan bör vi snart se resultat. Det fordras en del ändringar av praxis inom branschen men inte större än att de bör kunna genomföras. Vi måste ställa lagom höga krav och se till att de blir uppfyllda. Det skall löna sig att leverera kvalitet, vilket fordrar mer kontroll än idag.

Ett större inslag av personligt ansvar vore välgörande för kvaliteten och det leder tankarna till någon form av auktorisation. Det finns många problem på vägen till en bättre kvalitet och de frågor och idéer jag har tagit upp har syftat till att konkretisera diskussion. Fortsättningen får visa om de har bärkraft.

PS. Då manuskriptet till denna artikel färdigställdes fick jag i min hand Lennart Holms tankar om nybyggnadsregler och produktansvar för byggnader [6]. Lennart Holms artikel fokuserar de politiska och juridiska frågorna och betonar problemen

med beständighet. Tankarna bär i samma riktning som de jag givit uttryck för men det finns en nyansskillnad. En utvidgad produktansvarslag kan inte rimligen täcka alla kvalitetsavvikelser utan endast sådana som med någon definition medför en skada. Hur definitionen skall se ut kan naturligtvis diskuteras, men skall ansvaret ha tillräcklig långtidsverkan måste det vara försäkringsbart och då kan inte alla typer av undermål inkluderas.

Referenser

- [1] Persson, Thomas – Thörneby, Helena: "Snölast och byggnadsskador", Luleå Tekniska Högskola, 1989:003E
- [2] Nybyggnadsregler, NR 1, Boverket BFS 1988:18
- [3] SS-ISO 9001 Kvalitetssystem – Krav vid konstruktion, utveckling, produktion, installation och service, 1987
- [4] "Quality in the constructed project", Vol 1, American Society of Civil Engineers, 1988
- [5] Johansson, Bernt – Wredling, Staffan: "Snön som föll i fjol. Erfarenheter från vintern 1987-88", Bygg och Teknik nr 3, 1989
- [6] Holm, Lennart: "Klärar vi ett produktansvar för byggnader", Byggindustrin nr 15, 1989

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 880476-0 från
Statens råd för byggnadsforskning till Luleå tekniska
högskola, Stålbyggnad, Luleå.**

R78: 1989

ISBN 91-540-5090-1

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6709078

**Abonnemangsgrupp:
T. Fastighetsförvaltning
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:
Svensk Byggtjänst
171 88 Solna**

Cirka pris: 56 kr exkl moms