



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

R4:1974

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

Stabilisering av byggnader genom ytbärverk av profilerad plåt

Rolf Baehre & Göran Nyberg

Byggforskningen

Stabilisering av byggnader genom ytbärverk av profilerad plåt

Litteraturinventering

Rolf Baehre & Göran Nyberg

Vid avdelningen för Stålbyggnad vid KTH pågår sedan några år ett omfattande forskningsarbete kring tunnväggiga förstyvade plattfält.

Följande rapport ingår som ett led i detta arbete och innehåller en inventering av den forskning som har utförts i bl a England, Sverige och USA. Forskningen är av både teoretisk och praktisk natur och rör främst profilerade plåtpanelers skivverkan i konventionella byggnadskonstruktioner med plana ytelement. I mindre omfattning har dock även plåtpanelers skivverkan i hyparskal behandlats.

Syftet med rapporten är att översiktligt redovisa det statiska verkningssättet i anslutning till det byggnadstekniska utförandet för aktuella konstruktioner och att ge underlag för en bedömning av relevanta dimensioneringsgrunder för skivverkan i plana fält.

Skivverkan i plana fält

En skiva av profilerad plåt ger bidrag till stabilisering av byggnadsstommen endast när den deformeras i sitt eget plan. Byggnader med plana tak (se FIG. 1) får således ingen hjälp av skivverkan vid upptagning av vertikallast (V), men däremot utvecklas skivverkan vid horisontell last (H). I byggnader med brutet tak (se FIG. 2) lämnar skivverkan ett verksamt bidrag till upptagandet av både vertikal och horisontell last.

Med kännedom om tak- och väggsnivornas förskjutningsmoduler (deformation per lastenhet som verkar i skivans plan) kan exempelvis en av vägg- och takskivor eller av takskivor och ramar (pelare) sammansatt byggnad dimensioneras för bruksstadiet enligt elasticitetsteorin. Om vägg- och takskivor eller takskivor och ramar har tillräcklig deformationsförmåga med bibehållen lastupptagningsförmåga kan byggnaden di-

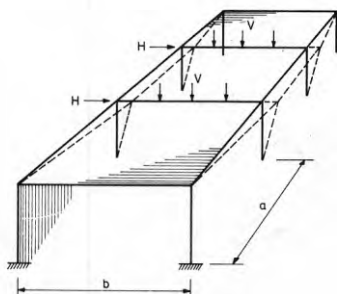


FIG. 1 Skivverkan i byggnad med plant tak.

mensioneras för brottstadiet enligt plasticitetsteorin.

Tak- och väggsnivornas förskjutningsmoduler kan bestämmas enligt beräkningsmetoder för skivverkan som har utarbetats under senare år. Den mest allmängiltiga beräkningsmetoden har utarbetats i England av bland andra professor Bryan.

Omfattande försöksserier har utförts av flera forskare för att utröna takskivornas skjuvkraftupptagande förmåga. Vid dessa försöksserier där bl a förbindningarnas inverkan på den skjuvkraftupptagande förmågan undersöktes ingående framgick det att förbindningarnas hållfasthet i allmänhet var bestämmande för takskivans skjuvbrotttlast.

För att undersöka ytbärverkets stabiliserande effekt har förutom provning på enskilda takskivor även några fullskaleförsök utförts på speciella försöksbyggnader med ytbärverk av profilerad plåt.

Skivverkan i krökta fält (skalverkan)

Den skaltyp som främst är aktuell i samband med profilerad plåt är hyparboliskt paraboloida skal (s k hyparskal). Eftersom ytan i ett hyparskal kan genereras av räta linjer (se FIG. 3) kan den byggas upp av linjära stålprofiler och profilerad plåt utan att den behöver anta krökt form i profileringsriktningen.

De övriga egenskaper som gör hyparskalkonstruktioner intressanta är:

1. I ett dubbelkrökt skal är de inre påkänningarna vanligtvis låga och deformationerna små.
2. Genom kombination av flera hyparskalelement med linjära randförstyvningar kan ett flertal olika typer av takkonstruktioner erhållas (se exempel i FIG 4).
3. Förhållandet mellan egenvikt och nyttig last är litet i ett hyparskal av plåt.

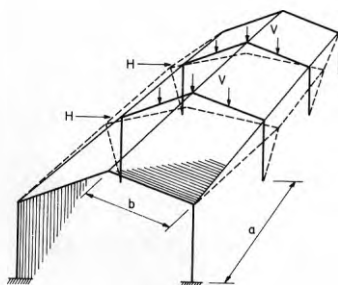


FIG. 2 Skivverkan i byggnad med brutet tak.

Bygghorsningen Sammanfattningar

R4:1974

Nyckelord:

plåtpanel, skivverkan, ytbärverk, stomstabilisering, (litteraturinventering)

Rapport R4:1974 hänför sig till forskningsanslag C 913 från Statens råd för byggnadsforskning till avdelningen för stålbyggnad, KTH, Stockholm.

UDK 624.072.1
691.714-41
SfB (29)
ISBN 91-540-2303-3

Sammanfattning av:

Baehre, R & Nyberg, G, 1974, *Stabilisering av byggnader genom ytbärverk av profilerad plåt. Litteraturinventering.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R4:1974, 101 s. ill. 21 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403, 111 84 Stockholm
Telefon 08-24 28 60
Grupp: konstruktion

I samband med ett ökat intresse för hyparskalkonstruktioner av profilerad plåt har forskning av både teoretisk och praktisk art påbörjats. Vad beträffar de praktiska försök som gjorts kan noteras att några större försöksserier, där de ingående konstruktionsdetaljerna har varierats på samma sätt som vid försöksserierna med takskivor, inte har utförts med hyparskal.

För skal med tillräckligt stor lutning kan membranpåkänningarna (normalpåkänningar och skjuvpåkänningar i skalytan) beräknas enligt befintlig teori för isotropa skal. Skjuvpåkänningar beräknade på detta sätt överensstämmer väl med försöksvärden och värden beräknade enligt noggrannare teori. För skal med liten lutning där deformationer, instabilitet och böjpkänningar kan bli dimensionerande är däremot noggrannare teori nödvändig. Här har bl a finita elementmetoden använts och i USA har omfattande dataprogram utarbetats för detta ändamål.

Normmässig behandling av skivverkan i plana fält.

De teoretiska studier och försök som har gjorts för att utröna takskivors och plåtbeklädda byggnaders lastupptagningsförmåga har det gemensamt, att de främst är utförda för att ge grunder till praktiska dimensioneringsanvisningar för speciella typer av plåtpaneler. I och med att denna målsättning varit förhär-

kande uppvisar framför allt den teoretiska behandlingen vissa brister när det gäller allmängiltigheten.

I USA har American Iron and Steel Institute utgivit dimensioneringsanvisningarna "Design of light gage steel diaphragms 1967". I anvisningarna redovisas inga grundläggande teoretiska beräkningar för erhållandet av en takskivas hållfasthetskaraktistika. De föreskriver i stället att provbelastning skall ske för varje typ av panel, som inte tillhör någon av de standardprofiler, som redan tidigare har undersökts.

I Sverige har Statens Planverk lämnat tidsbegränsade tygodkännanden för olika tillverkares trapetsprofilerade plåt. Underlag för ansökan om tygodkännande har varit provningsresultat för aktuell paneltyp, och med detta som grund har teoretiska dimensioneringsregler uppställts. Eftersom underlagen för tygodkännandena har tagits fram med något eller några års mellanrum och av olika personer så uppvisar de många olikheter vad beträffar teoretisk behandling och tillämpningskrav.

Under ett flertal år har i England ett omfattande arbete utförts för att utröna skivverkan i plåtbeklädda byggnader. Detta arbete har resulterat i en dimensioneringshandbok ("The stressed skin design of steel buildings", E.R. Bryan, 1973). Handboken, som är mycket omfattande och allmängiltig i förhållande till den amerikanska normen, ger dimen-

sioneringsanvisningar för den plåtbeklädda byggnaden (envåningsbyggnad med plant eller brutet tak och med varierande antal ramar). Den medger teoretisk dimensionering av takskivor, som kan vara utförda av godtyckligt utformade paneler, åsar, huvudbärverk och förbindningar. En del grunddata och då främst förbindningarnas hållfasthetskaraktistika, måste dock framtas genom belastningsförsök. I handboken finns tabellverk, som i hög grad underlättar dimensioneringen.

Enligt den engelska dimensioneringshandboken skall plåten enbart användas för att ge byggnaden tillräcklig säkerhet mot kollaps. Detta innebär att byggnadens ordinarie linjära bärverk ensamt skall kunna bära hela den dimensionerande lasten. Påkänningar i materialet får då uppgå till den garanterade sträckgränsen. På motsvarande sätt får påkänningar uppkomma genom instabilitetsfenomen uppgå till det kritiska värdet. I den färdiga byggnaden skall huvudbärverkets (ramarnas) påkänningar och deformationer, beräknade med hänsyn till plåtpanelernas lastupptagande förmåga, ej överskrida de tillåtna värdena för dylik konstruktion.

Med tanke på den snabba utveckling som för närvarande karakteriserar lättbyggnadstekniken är det för svenskt vidkommande mest angeläget, att den profilerade plåtens skivverkan i konventionella typer av byggnader blir tillfredsställande utredd och att ett normförslag upprättas.

Vid upplägningen av ett normförslag, som behandlar stabilisering av byggnader genom ytbärverk av profilerad plåt, måste vissa inskränkningar göras i allmängiltigheten på grund av ämnets komplexa natur. En helt teoretisk lösning av de problem som sammanhänger med dessa byggnaders totalstabilitet torde inte vara möjlig, utan praktiska försök i både modellskala och fullsskala skulle vara önskvärda som komplement.

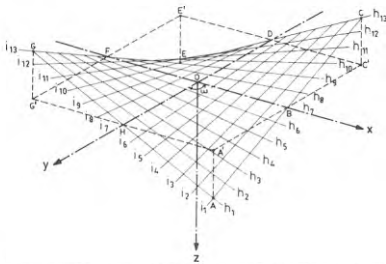


FIG. 3 Hyperboliskt paraboloidskal genererat av räta linjer (i_n och h_n).

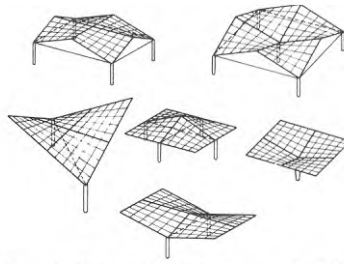


FIG. 4 Takkonstruktioner uppbyggda av hyparskalelement med linjära randförstärkningar.

Stabilisation of buildings by structural cladding of corrugated sheeting

Review of literature

Rolf Baehre & Göran Nyberg

The Department of Steel Construction at the Royal Institute of Technology, Stockholm, has been conducting extensive research over the past few years into stiffened thin-walled panels.

This report is part of this work and comprises a review of the research work which has been done in the UK, Sweden, USA and other countries. This research is both of a theoretical and practical nature and deals primarily with the diaphragma action of corrugated sheet metal panels in conventional building structures incorporating planar surfaces elements. The diaphragma action of sheet metal panels in hypar shells has however also been dealt with to a lesser extent.

The aim of the report is to give an outline of the structural mode of action in conjunction with structural members and to provide the basis for an assessment of the relevant design rules for diaphragma action in planar panels.

Diaphragma action in planar panels

A panel of shaped sheet metal contributes to the stability of the building frame only when it is deformed in its own plane. Buildings with flat roofs (see FIG. 1) thus receive no contribution from the in-plane action in resisting vertical loads (V), while on the other hand the in-plane action comes into operation when a horizontal load (H) acts. In buildings with sloping roofs (see FIG. 2) the in-plane action contributes actively in resisting both vertical and horizontal loads.

On the basis of the deformation moduli of roof and wall panels (deformation per unit load acting in the plane of the panel), a building made up, for instance, of wall and roof panels or roof panels and frames can be designed for the working range in accordance with the elastic theory. If the wall and roof panels or roof panels and frames have sufficient deformation capacity while retaining their load capacity, then the building can be designed for the ultimate range according to the plastic theory.

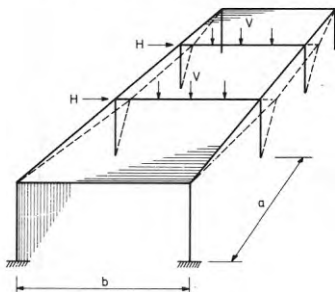


FIG. 1. Diaphragma action in building with a flat roof

The deformation moduli of roof and wall panels can be determined according to analytical methods relating to in-plane action which have been developed in recent years. The analytical method which has the most general application has been developed in Britain by Professor Bryan and others.

Extensive test series have been carried out by several research workers in order to ascertain the shear capacity of roof panels. It is clear from these test series, in which one of the parameters investigated has been the influence of fixings on the shear capacity, that the strength of these fixings is in general critical with regard to the ultimate shear load of the roof panel.

In order to study the stabilising effect of structural cladding, some full-scale tests on special test buildings clad with corrugated sheeting have also been performed in addition to tests on single roof panels.

Diaphragma action in curved surfaces

The type of shell which chiefly comes to mind in connection with corrugated sheeting is the hyperbolic paraboloid (hypar) shell. Since the surface of a hypar shell can be generated by straight lines (see FIG. 3), it can be built up of linear steel members and corrugated sheets without these having to be bent in the direction of the corrugations.

The other properties of hypar structures which make them interesting from the constructional point of view are

1. In a shell of double curvature, the internal stresses are usually low and the deformations small.
2. By combining a number of hypar shell elements provided with linear edge stiffening, a number of different types of roof structure can be obtained (see the example in FIG. 4).
3. In a hypar shell made from sheeting the ratio of dead load to useful load is small.

In connection with the increased interest in hypar shell structures of corruga-

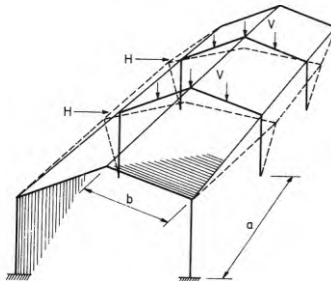


FIG. 2. Diaphragma action in building with a sloping roof

National Swedish Building Research Summaries

R4:1974

Key words:

sheet metal panel, diaphragma action, structural cladding, frame stabilisation, (review of literature)

Report 4:1974 has been supported by Grant C 546 from the National Swedish Council for Building Research to the Department of Steel Construction, at the Royal Institute of Technology, Stockholm.

UDC 624.072.1
691.714-41
SfB (29)
ISBN 91-540-2303-3

Summary of:

Baehre, R & Nyberg, G, 1974, *Stabilisation of buildings by structural cladding of corrugated sheeting. Review of literature.* (Statens institut för byggnadsforskning R4:1974, 101 p, ill. Sw Kr 21.

This report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403,
S-111 84 Stockholm
Sweden

ted sheeting, research of both theoretical and practical nature has commenced. In connection with the practical tests, it is to be noted that no large test series, in which the structural components have been varied in the same way as in tests series on roof panels, have been carried out with regard to hypar shells.

In shells which have a sufficient slope, the membrane stresses (normal and shear stresses in the surface of the shell) can be calculated according to the existing theory for isotropic shells. The shear stresses calculated in this way are in good agreement with experimental values and values calculated by means of more exact theories. In the case of shells of small slope, however, for which deformations, instability and flexural stresses may be critical, more exact theories are necessary. The finite element method has been one of the tools employed for this purpose and comprehensive computer programs have been drawn up for this purpose in the USA.

Treatment of the diaphragma action in planar panels in codes

It is a common feature of the theoretical studies and tests performed in order to ascertain the load capacity of roof panels and buildings clad with sheeting, that they have chiefly been performed in order to provide practical design rules for special types of sheeting. In view of the fact that this has been the primary

aim, the theoretical treatment, above all, exhibits certain shortcomings with regard to general applicability.

In the United States, the American Iron and Steel Institute has published design rules entitled "Design of light gage steel diaphragms 1967". No fundamental theoretical analyses are given in these rules for the strength characteristics of a roof panel. The rules instead prescribe that each type of panel which is different from one of the standard sections previously investigated, must be subjected to test loading.

In Sweden the National Board of Urban Planning has given prototype approval for a limited period for corrugated sheeting made by different manufacturers. The basis for applications regarding prototype approval has been test results relating to the type of sheeting in question, and theoretical design rules have been compiled on the basis of these results. Since the material on which prototype approvals are based has been produced at intervals of a few years and by different people, they have many dissimilarities regarding the theoretical treatment and requirements relating to application.

Extensive work has been carried out in Britain for several years with the aim of elucidating the in-plane action in buildings clad with sheeting. This work has resulted in a design manual ("The stressed skin design of steel buildings", E.R. Bryan 1973). This manual, which is

very comprehensive and general in application in relation to the US code, gives design recommendations for sheeted buildings (single-storey buildings with flat or sloping roofs and with a variable number of frames). It permits theoretical design of roof panels which may be made up of sheeting of any shape, purlins, main members and fixings. Some fundamental data, primarily the strength characteristics of the fixings, must however be determined by means of loading tests. The manual contains tables which very largely facilitate design.

According to the British design manual, sheeting is to be used only to provide the building with a sufficient factor of safety against collapse. This implies that the ordinary linear structural members of the building must on their own be capable of resisting the whole of the design load. The stresses in the material may in this case reach the guaranteed yield stress. Similarly, stresses due to instability phenomena may reach the critical value. In the finished building the stresses and deformations in the main members (the frames), calculated in view of the load carrying capacity of the sheeting, shall not exceed the values permitted for such structures.

In view of the rapid development which at present characterises lightweight building technology, it is very important that the diaphragma action of the shaped sheeting in conventional types of buildings should be satisfactorily elucidated in Sweden and a draft code drawn up.

Owing to the complex nature of this subject, certain restrictions with regard to general applicability must be imposed when a draft code covering the stabilisation of buildings by means of structural cladding of corrugated sheeting, is drawn up. It seems unlikely that a purely theoretical solution of the problems associated with the overall stability of these buildings is possible, and practical tests at both model and full scale are desirable as a complement.

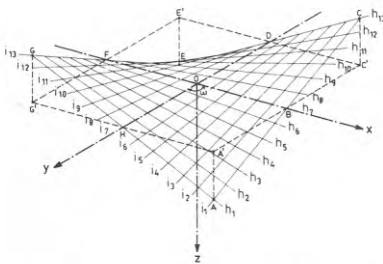


FIG. 3. Hyperbolic paraboloid shell generated by straight lines (i_n and h_n)

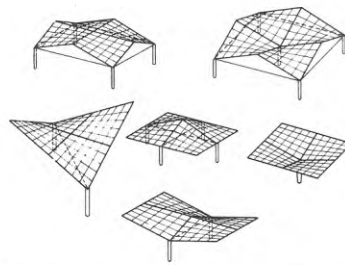


FIG. 4. Roof structures made up of hypar shell elements with linear edge stiffening.

Rapport R4:1974

STABILISERING AV BYGGNADER GENOM YTBÄRVERK
AV PROFILERAD PLÅT

Litteraturinventering

av professor Rolf Baehre & civ.ing. Göran Nyberg

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag C 913 från Statens råd för byggnadsforskning till avdelningen för stålbyggnad, KTH, Stockholm.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm

ISBN 91-540-2303-3

Rotobekman AB, Stockholm 1974

FÖRORD

Vid avdelningen för Stålbyggnad, KTH, pågår ett omfattande forskningsarbete rörande plåtpaneler i byggnadsteknisk användning. Projektet, som utförs med anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning, syftar till att skapa förutsättningar för utveckling av lätta byggsystem med beaktande av säkerhetsmässiga, miljömässiga, byggnadstekniska och ekonomiska aspekter. Utgångspunkt för utvecklingsarbetet är ytbärverk med baselement av tunnväggiga kallformade plåtprodukter.

I det inledande skedet av forskningsprogrammet utförs dels en kartläggning av den aktuella teknologiska nivån, dels en behandling av hållfasthetstekniska problem som hittills saknar täckning i litteraturen.

Föreliggande studie utgör en litteraturgranskning med avseende på plåtpanelers stabiliserande förmåga i användning som vägg- eller takskivor av huvudsakligen trapetsprofilerad plåt. Inventeringen omfattar såväl plana ytbärverk som hyperboliskt paraboloida skal, s.k. hyper-skal. Denna undersökning bildar utgångspunkt för dels en normmässig behandling av trapetsprofilerad plåt med skivfunktion, dels en fördjupad behandling av skivverkan vid förstyvade plattfält, uppbyggda av C-formade plåtpaneler.

Författarna

INNEHÅLL

1.	INLEDNING	5
2.	SKIVVERKAN I KONSTRUKTIONER UPPBYGGDA AV PLANA ELLER KRÖKTA FÄLT AV PROFILERAD PLÅT	7
2.1	Skivverkan i plana fält	7
2.2	Skivverkan i krökta fält (skalverkan)	9
3.	TEORETISKA BERÄKNINGSMODELLER OCH PRAKTISKA FÖRSÖK	10
3.1	Allmänt	10
3.2	Teoretiska beräkningsmodeller för skivverkan	10
3.3	Beräkningsförfarande vid behandling av plåtbeklädda byggnader	27
3.4	Skalverkan i hyperboliskt paraboloida skal (hyparskal)..	38
3.5	Försök med takskivor och jämförelse med teoretiska beräkningar	48
3.6	Försök med hyparskal och jämförelse med teoretiska beräkningar	64
3.7	Försök med plåtbeklädda byggnader och jämförelse med teoretiska beräkningar	71
4.	SKIVVERKAN I NORMMASSIG BEHANDLING	80
5.	AVSLUTNING	85
6.	LITTERATUR	88
BILAGOR	1 Originaltabell och diagram över försöks- resultat	93
	2 Originaldiagram över försöksresultat	99

1 INLEDNING

Inom lättbyggnadstekniken används tunnväggiga plattfält av plåt med både yt begränsande och lastupptagande funktioner. Den lastupptagande funktionen erhålles genom att plattfältet förses med förstävningar. De profilerade plåtpanelerna och då främst de trapetsprofilerade plåtpanelerna dominerar denna teknik.

Den trapetsprofilerade plåten, som kombinerar både bärande och yt begränsande funktioner med goda byggnadstekniska egenskaper, har fått ökad användning som allsidigt byggnadselement. Utvecklingen av en ytbehandlingsteknik, som ger plåten en god funktionsstabilitet och en relativt lång livslängd har starkt bidragit till plåtens utnyttjande som byggnadsmaterial.

Förutom den profilerade plåtens förmåga att uppta transversalbelastning har dess förmåga att uppta skivbelastning, dvs belastning i plåtens eget plan, blivit föremål för ökat intresse. Genom denna skivverkan kan byggnadskonstruktioner bestående av linjära bärverk av stål och plåtpaneler, med både bärande och yt begränsande funktioner, i statiskt hänseende fungera som en enhet. Enligt vissa undersökningar skulle en 25 %-ig reducering av det linjära bärverkets stålvikt kunna göras i en dylik konstruktion, om den projekterades som en samverkande enhet.

Det finns mycket att vinna, både ekonomiskt och säkerhetsmässigt, på att betrakta de ingående elementen som samverkande enheter. Denna konstruktionsprincip kräver emellertid ett nytänkande från både projektörer, konstruktörer och entreprenörer. Samspelet mellan de i byggnaden ingående elementen blir av avgörande betydelse för konstruktionens funktion. Här kan nämnas problem såsom omfördelning av laster mellan de olika bärande enheterna vid olika påkänningsnivåer, sambandet mellan deformation och påkänning, ändrade utförandekrav och speciella problem vid ombyggnad.

Den profilerade plåten har, förutom i den konventionella typen av byggnader med plana ytelement (väggar och tak), även kommit till användning vid skalkonstruktioner (hyparskal).

Under de senaste 10-15 åren har ett flertal forskare från bl.a. USA,

England, Tyskland och Sverige ingående studerat den profilerade plåtens lastupptagningsförmåga i byggnadstekniska sammanhang. Därvid har den byggnadstekniska slutprodukten, dvs byggnadskonstruktioner av linjära bärverk av stål i samverkan med ytbärverk av profilerad plåt, allt mer kommit i förgrunden för intresset. Detta intresse omfattar både konventionella konstruktioner och icke konventionella konstruktioner såsom hyparskal.

Vid såväl avdelningen för Stålbyggnad vid KTH, som på andra håll pågår fortfarande forskning av mer grundläggande karaktär rörande den profilerade plåtens lastupptagande förmåga, såsom t ex livbuckling vid transversallast och upplagsbreddens inverkan på bärförmågan. Det är dock angeläget att få en dokumentation av den pågående forskningen rörande den kompletta byggnadsstrukturen med ytbärverk av profilerad plåt.

Denna rapport är en inventering över utförd forskning av både teoretisk och praktisk natur, främst angående de profilerade plåtpanelernas skivverkan i konventionella byggnadskonstruktioner och i hyparskal-konstruktioner.

Syftet med rapporten är att översiktligt redovisa det statiska verkningssättet i anslutning till det byggnadstekniska utförandet för aktuella konstruktioner och ge underlag för en bedömning av relevanta dimensioneringsgrunder.

2 SKIVVERKAN I KONSTRUKTIONER UPPBYGGDA AV PLANA ELLER KRÖKTA FÄLT AV PROFILERAD PLÅT

2.1 Skivverkan i plana fält

En skiva ger bidrag till stabilisering av byggnadsstommen endast när den deformeras i sitt eget plan. Byggnader med plant tak (FIG. 2.1:1) får således ingen hjälp av skivverkan vid upptagning av vertikallast (V). Däremot utvecklas skivverkan i takskivan vid horisontell last (H).

Skivverkan lämnar ett verksamt bidrag till upptagandet av både vertikal och horisontell last hos byggnader med brutet tak (FIG. 2.1:2). De krafter som härvid upptas av takskivorna måste föras ned till grunden via gavlarna. Genom strävor eller plåtbeklädnad kan gavlarna erhålla tillräcklig styvhet. Om styvheten inte är tillräcklig kommer takskivorna till största delen enbart att fungera som kraftfördelare mellan ramarna. Vid horisontell belastning från andra hållet, dvs mot gavlarna, blir det väggarna längs långsidorna som för ned takkrafterna till grunden.

I vägg- och takskivorna ingår, förutom ytbärverk av profilerad plåt, även linjära bärverk i form av balkar. Det är främst när takskivan (väggskivan) deformeras i planet (skivverkan) som plåtpaneler och balkar samverkar. Vid deformation (belastning) vinkelrätt mot skivans plan blir samverkan obetydlig för de konstruktioner som är aktuella (se Bryan & Sloper, 1965).

Samtliga förbindningar i konstruktionen är av betydelse för utvecklingen av skivverkan och därvid är främst deformationsegenskaperna avgörande.

Med kännedom om tak- och väggskivornas förskjutningsmoduler (deformation per lastenhet som verkar i skivans plan) kan en av vägg- och takskivor eller en av takskivor och t ex ramar sammansatt byggnad dimensioneras för bruksstadiet enligt elasticitetsteori. Om vägg- och takskivor eller takskivor och t ex ramar har tillräcklig deformationsförmåga med bibehållen lastupptagningsförmåga kan byggnaden dimensioneras för brottstadiet enligt plasticitetsteori.

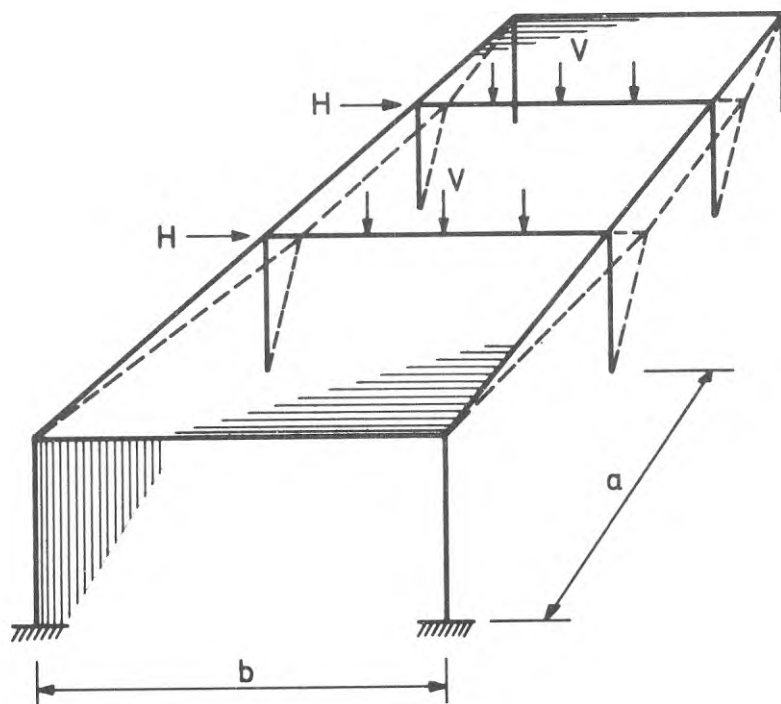


FIG. 2.1:1 Skivverkan i byggnad med plant tak.

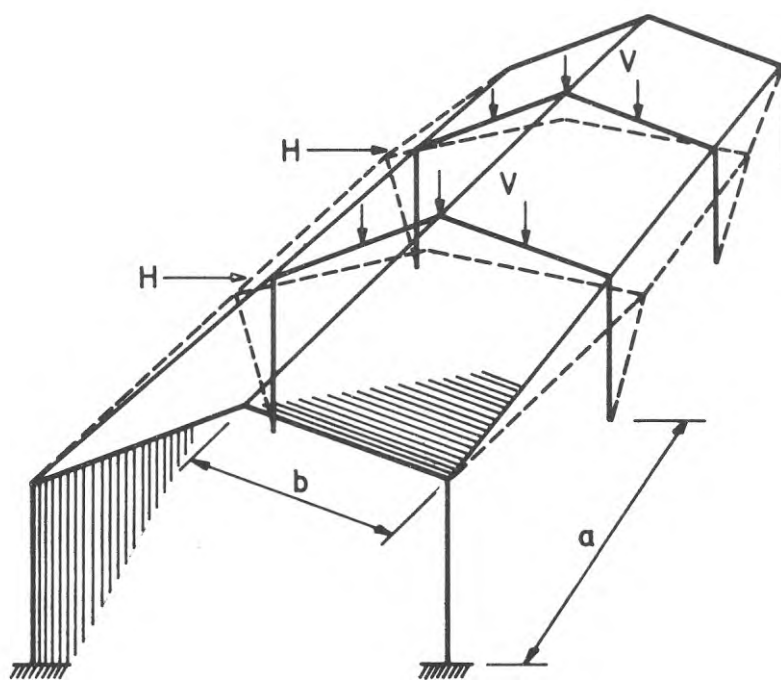


FIG. 2.1:2 Skivverkan i byggnad med brutet tak.

2.2 Skivverkan i krökta fält (skalverkan)

Den skaltyp som främst är aktuell i samband med profilerad plåt är hyperboliskt paraboloida skal (s k hyparskal). Eftersom ytan i ett hyparskal kan genereras av räta linjer kan det byggas upp av linjära stålprofiler och profilerad plåt utan att den behöver anta krökt form i profileringsriktningen.

Skalkonstruktioner kännetecknas av sin geometriska form och förmåga att under speciella förhållanden uppta yttre laster genom membranverkan (dvs enbart normalpåkänningar och skjuvpåkänningar i skalytan). Denna membranverkan kan jämföras med vad som här kallas skivverkan i tak- och väggskivor.

3 TEORETISKA BERÄKNINGSMODELLER OCH PRAKTISKA FÖRSÖK

3.1 Allmänt

Dimensioneringen av byggnadskonstruktioner med ytbärverk av profilerad plåt i plana eller krökta fält fordrar kännedom om de ingående komponenternas hållfasthetskaraktistika. I denna skrift redogörs först för den statiska funktionen (skivverkan) hos renodlade tak- och väggskivor och sedan för den av taks-kivor och ramar (eller väggskivor) sammansatta byggnaden.

Hyparskal av profilerad plåt, som i statistiskt avseende har en hel del gemensamt med taks-kivor, redovisas särskilt. Eftersom skalkonstruktionens statiska funktion är intimt sammankopplad med skalets geometri lämnas en redogörelse för hyparskalets geometri och det speciella byggnadstekniska utförandet.

Försöksresultaten för taks-kivor och hyparskal redovisas i anslutning till funktionspåverkande faktorer såsom typ av plåtpanel, plåttjocklek, antal förbindningar, utformning av randförstyvningar m m, eftersom den färdiga byggnadskonstruktionens verkningssätt väsentligen är beroende av detta.

De refererade resultaten från försök med plåtbeklädda byggnader belyser främst betydelsen av den stabiliserande verkan, som ytbärverk av profilerad plåt har på byggnadskonstruktionen.

3.2 Teoretiska beräkningsmodeller för skivverkan

Det är i huvudsak två olika beräkningsmodeller som har kommit till användning. I den ena och mest använda betraktas taks-kivan som en hög balk där livet utgörs av profilerad plåt och flänsarna av åsar (se FIG. 3.2:1). I den andra modellen, som endast en författare har behandlat, uppdelas taks-kivan i komponenterna huvudbärverk, åsar, plåtpaneler och förbindningar (se FIG. 3.2:2): Beräkningen sker sedan komponentvis.

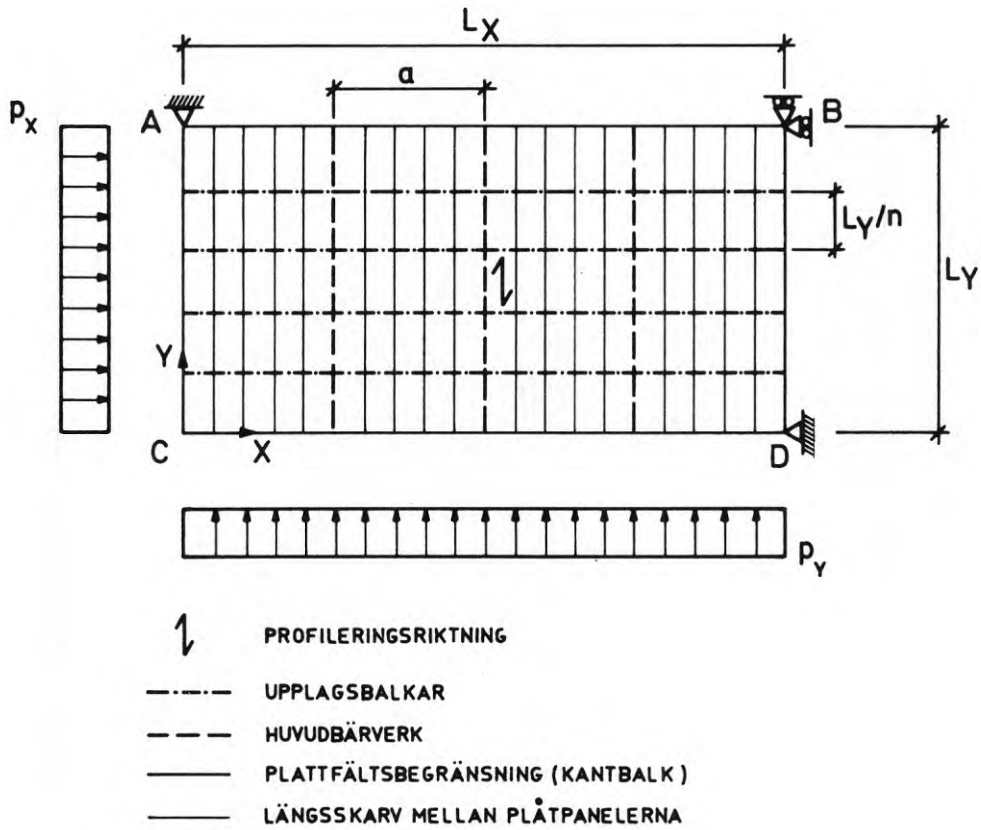


FIG. 3.2:1 Beräkningsmodell "hög balk".

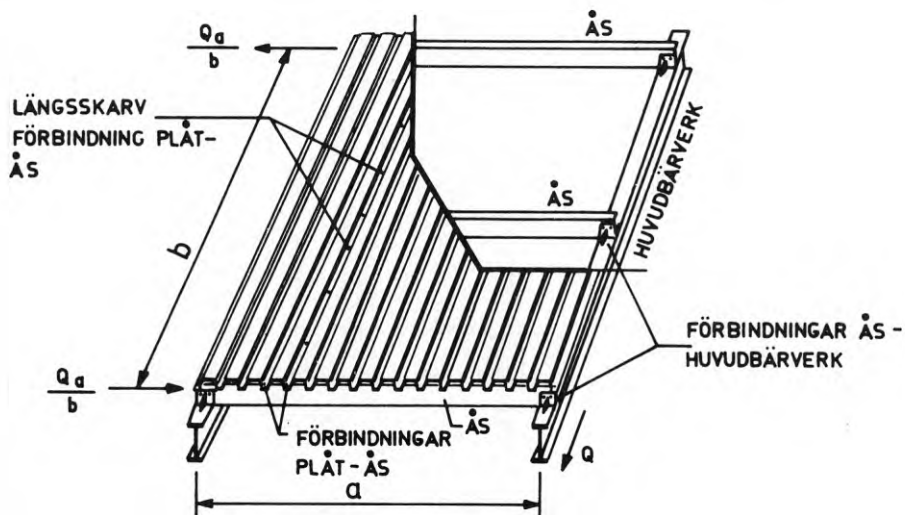


FIG. 3.2:2 Beräkningsmodell "sammansatt takskiva".

3.2.1 Beräkningsmodell hög balk

Beteckningar

A	Tvårsnittetsarea hos resp. ås.
a	Centrumavstånd huvudbärverk
d	Profileringsdelning (se FIG. 3.2:8)
E	Elasticitetsmodul
g	Plåtlängd i en profil mellan profileringsdelningen
I	Takskivans tröghetsmoment
L_x	Ena sidan av takskivan
L_y	Takskivans sida vinkelrätt L_x
$M_x; M_y$	Böjningsmoment orsakade av horisontalbelastningen p_x resp p_y
m	Plattfälts nummer
n	Antal plattfält (se FIG. 3.2:1)
P'	Resultterande skjuvkraft
S	Skjuvkraft per längdenhet
$T_x; T_y$	Tvärkrafter orsakade av horisontalbelastning p_x resp p_y
t	Panelernas plåttjocklek
$u(x)$	Snittkraft i profil vid belastning av P' (se FIG. 3.2:9)
$v_1(x)$	Snittkraft i profil vid belastning av P' (se FIG. 3.2:9)
τ	Skjuvpåkänning
Δ	Takskivans deformation
ν	Poissons konstant

Referenser Följande författare har i sina utredningar angående skivverkan hos trapetsprofilerad plåt använt sig av balkmodeller: Baehre & Sjölund (1967), Falkenberg (1968 d, e), Engström (1969) och Eriksson (1970). Luttrell (1965, 1967, 1969) har behandlat skivverkan hos profilerad plåt enligt en beräkningsmodell som skiljer sig något från de övriga författarnas balkmodeller. Luttrells modell kan dock klassificeras som en balkmodell.

Dimensionerande storheter. På takskivan (FIG. 3.2:1) verkar följande dimensionerande storheter:

Horisontalbelastning p_x ger:

$$\text{tvärkraft } T_x = p_x \left(\frac{L_y}{2} - y \right)$$

$$\text{moment } M_x = \frac{p_x}{2} (L_y \cdot y - y^2)$$

Horisontalbelastning p_y ger:

$$\text{tvärkraft } T_y = p_y \left(\frac{L_x}{2} - x \right)$$

$$\text{moment } M_y = \frac{p_y}{2} (L_x \cdot x - x^2).$$

När takskivan har kontinuerliga åsar kan den vid belastning i y -led fungera som en I-balk med många "flänsar" jämnt fördelade över livet.

Vid beräkning av tröghetsmomentet bortses från livets inverkan.

Takskvans tröghetsmoment blir då följande om resp. ås har tvärsnittsarean $A = 1$

$$I = \frac{L_y^2}{2n^2} \left[n^2 + (n-2)^2 + (n-4)^2 + \dots \right]$$

Skjuvkrafter per längdenhet som skall överföras mellan plåt och balk blir

$$S_y = T_y \cdot \frac{L_y - 2y}{L_y^2} \cdot \frac{n^2}{n^2 + (n-2)^2 + \dots}$$

Skjuvpåkänning i plattfält m är enligt Falkenberg (1968 d, e) m. fl.

$$\tau_m = \frac{T_y}{L_y \cdot t} \cdot \frac{n \cdot m (n - m + 1)}{n^2 + (n-2)^2 + \dots}$$

Enligt Baehre & Sjölund (1967) går skjuvpåkänningsfördelningen mot gränsvärdet av en parabelformad fördelning med $\tau_{\max} = 1,5 \tau_{\text{medel}}$ vid ett stort antal kontinuerliga åsar.

När däremot skivan icke samverkar med åsarna ger tvärkraften T_y enligt samma källa en jämn skjuvkraftfördelning längs ett snitt i y -riktningen.

Det moment, som uppstår vid belastning i y -led, anses i de flesta fall enbart upptas av kantbalkarna. För skivor, där sidoförhållandet L_x/L_y

är litet, antas dock åsarna medverka så att skivan fungerar enligt teorin för höga balkar. Detta ger, då längden L_x är mindre än eller lika med L_y , att hävarmen mellan tryckta och dragna kantbalkar blir approximativt $\frac{2}{3} \cdot L_x$.

Momentet M_y ger följande normalkrafter i kantbalkarna AB och CD

$$N_M = \pm \frac{M_y}{L_y}$$

eller

$$N_M = \pm \frac{3}{2} \cdot \frac{M_y}{L_x}$$

Tvårkrafterna T_y och T_x ger, om de måste överföras via kantbalkarna till den motsatta sidan, normalkrafter i kantbalkarna.

Normalkraft i balk AB och CD

$$N_T = \frac{p_x \cdot L_y}{2}$$

Normalkraft i balk AC och BD

$$N_T = \frac{p_y \cdot L_x}{2}$$

Vid belastning i x-led (tvärs profileringsriktningen) ger M_x normalkrafter i kantbalkarna AC och BD på samma sätt som M_y ger normalkrafter i kantbalkarna AB och CD.

Enligt Falkenberg (1968 b) kan den profilerade plåten under vissa förhållanden själv uppta ett böjande moment vid belastning tvärs profileringen utan hjälp av kantbalkar. Falkenberg har beräknat den elastiska energin när den profilerade plåten deformerar enligt FIG. 3.2:3-4. Vid deformation enligt FIG. 3.2:3 utvecklas främst böjningsenergi och vid deformation enligt FIG. 3.2:4 membranenergi.

Falkenbergs energiberäkningar ger att böjningsenergin är proportionell mot femte potensen av spännvidden (L) och att membranenergin är proportionell mot L . Detta medför att deformationen kommer att ske i ökande

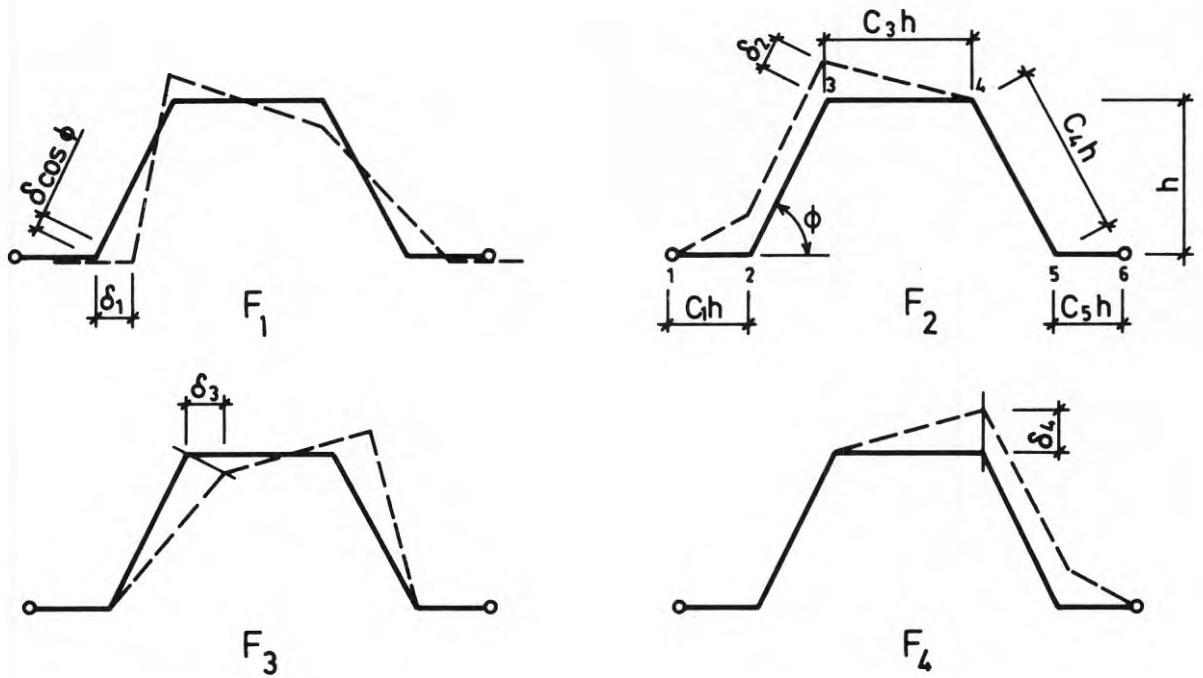


FIG. 3.2:3 Profileringsens böj deformation som sammansättes av de fyra olika deformationsfigurerna (F_1 - F_4). (Falkenberg, 1968 b.)

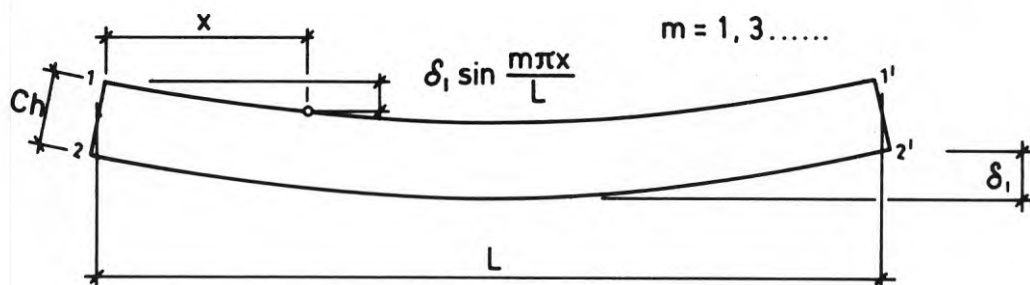


FIG. 3.2:4 Profileringsens deformation i plåtens eget plan. (Falkenberg, 1968 b.)

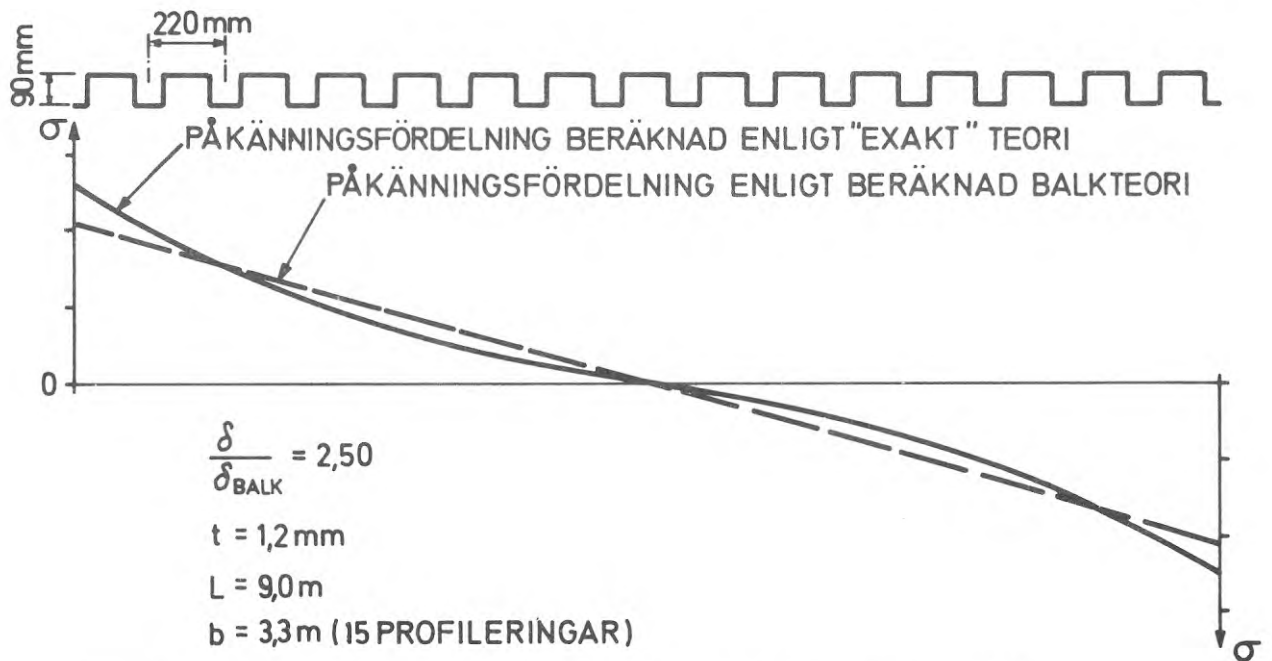


FIG. 3.2:5 Påkännningar i profileringsriktningen i snitt 1-1 (se FIG. 3.2:6) i plåtens plan enligt Falkenberg, 1968 b.

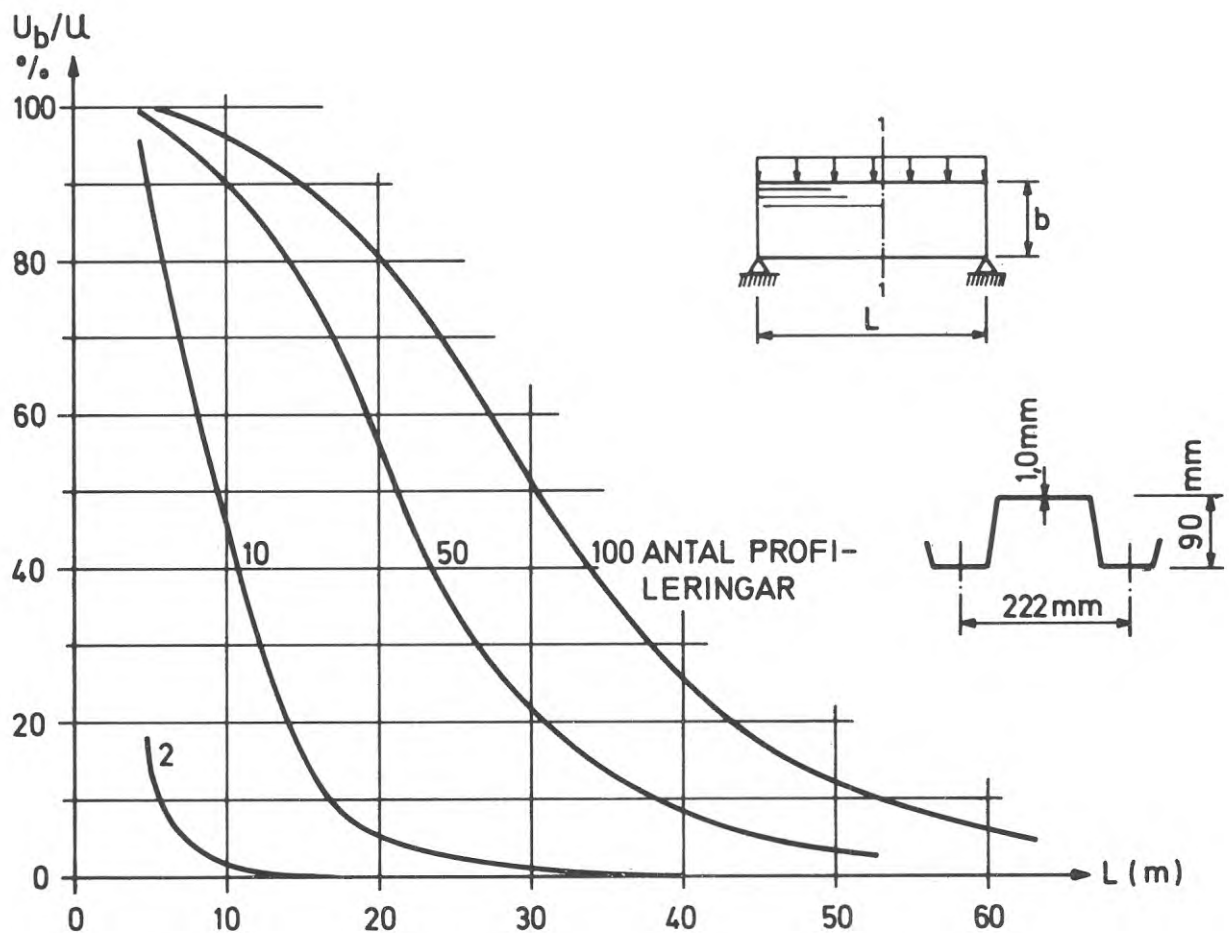


FIG. 3.2:6 Böjningsenergi (U_b) i procent av den totala elastiska energin (U) enligt Falkenberg, 1968 b.

omfattning enligt FIG. 3.2:4 i förhållande till deformation enligt FIG. 3.2:3 när spännvidden (L) ökar. Eftersom membranenergin (enligt ovanstående definition) är den enda möjliga energiformen vid böjning av en balk kommer den profilerade plåten i allt högre grad att verka som balk när längden ökar.

Beräkningar enligt ovanstående teori ger, för en profilerad plåt med längden 9 m, en påkänningsfördelning som stämmer bra överens med den påkänningsfördelning som erhålls när den profilerade plåten räknas enligt balkteori (se FIG. 3.2:5). Utböjningen är dock 2,5 ggr större för den profilerade plåten i förhållande till en motsvarande balk. Detta ger, att en betydande del - ca 50% - av det arbete som lasten utför lagras i plåten som böjningsenergi.

I FIG. 3.2:6 visas böjningsenergens andel i procent av den totala elastiska energin.

Deformationer När den profilerade plåten ingår i en skivkonstruktion enligt FIG. 3.2:1 och belastas kommer skjuvpåkänningar att utvecklas i plåten. Om enbart plåtens bottenflänsar fastsättes vid kantbalkarna kommer en resulterande skjuvkraft från profileringens liv och överfläns att deformera plåtprofilen.

Luttrell (1965, 1967), Baehre & Sjölund (1967) och Falkenberg (1968 a, e) har redovisat beräkningsmodeller med vilkas hjälp deformations- och påkänningsökning beroende av profilernas deformation kan beräknas, antingen helt analytiskt eller med halvempiriska formler.

Luttrell (1965) har redovisat beräkningar för en skiva som består av profilerade plåtpaneler fastsatt i en ram enligt FIG. 3.2:7. Skivan i figuren belastas med en koncentrerad kraft P på den vertikala kantbalken. Omlängspåkänningarna i kantbalkarna är små och plåtpanelerna är kontinuerligt fastsatta vid kantbalkarna kan skjuvpåkänningsfördelningen förutsättas vara jämn längs kanterna. Skjuvpåkänningen (τ_{xy}) ger deformationen (Δ'):

$$\Delta' = \frac{a \cdot 2(1 + \nu)}{E} \cdot \tau_{xy}$$

där

$$\tau_{xy} = \frac{P}{b \cdot t}$$

Eftersom plåtpanelen är profilerad kommer den effektiva bredden (a) på skivan att öka med g/d . Detta ger:

$$\Delta' = a \cdot \frac{2(1 + \nu)}{E} \cdot \frac{P}{b \cdot t} \cdot \frac{g}{d}$$

När plåtpanelen ej är kontinuerligt fastsatt till kantbalkarna tvärs profileringen kommer deformationen att öka p.g.a. profilers bøjdeformation. Se FIG. 3.2:8. Storleken av den extra deformationen kan erhållas genom att den kraft som skulle vara erforderlig för att förhindra deformation av profilerna beräknas. Denna kraft ($P' = \tau_{xy} \cdot d \cdot t$) anbringas sedan i skjuvningsmedelpunkten i motsatt riktning. Eftersom samtliga profiler kommer att deformeras identiskt kommer inget moment att uppstå i profilbottnarna längs snitten mm' och oo' . De enda krafter som kommer att motverka P' blir då $u(x)$ och $v(x)$. (Se FIG. 3.2:9) Dessa krafter kommer att variera från ett nollvärde vid $x = 0$ till ett maximumvärde vid $x = b/2$. På liknande sätt kommer P' att variera med x . Kraftfördelningen $u(x)$ kan antas variera som en parabel av n :te graden mellan $x = 0$ och $x = b/2$.

Genom energiberäkning kan ett uttryck för den deformation, som beror av profildeformationen erhållas. Efter hyfsning av energiansatsen erhålls följande uttryck för den totala deformationen:

$$\Delta' = \frac{P \cdot a}{E \cdot b \cdot t} \left[2(1 + \nu) \frac{g}{d} + \frac{24n(n + 1)}{(bt)^2} dK \right]$$

där n och K är de enda okända storheterna. K är en konstant som bestäms av aktuell plåtpanel och n anger graden av kraftfördelningen $u(x)$. Bestämningen av dessa konstanter är mycket svår. K är dessutom beroende av n . För att förenkla uttrycket sammanförs de okända storheterna n och K till en konstant K_2 . Detta ger:

$$\Delta' = \frac{P \cdot a}{E \cdot b \cdot t} \left[2(1 + \nu) \frac{g}{d} + \frac{K_2}{(bt)^2} \right]$$

K_2 blir då en funktion av panelens tvärsektion och panelens fastsättning till kantbalkarna, t ex typ av bultar och centrumavstånd. K_2 är oberoende av längden, varför K_2 kan erhållas genom försök på en bestämd paneltyp med viss längd. Därefter kan Δ' beräknas för godtyckliga längder.

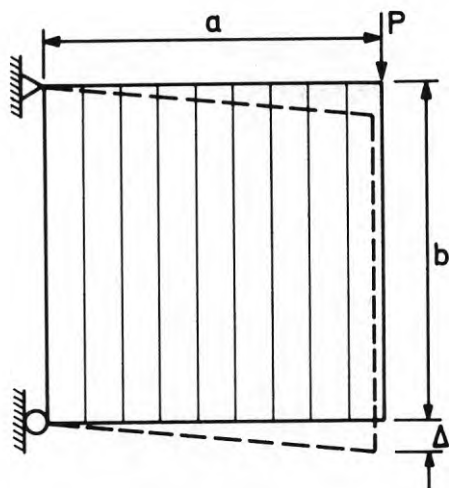


FIG. 3.2:7 Skiva bestående av plåtpaneler fastsatta i en ram.

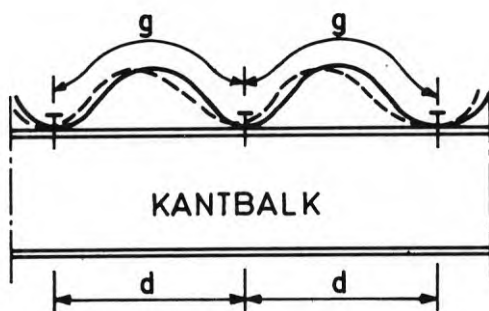


FIG. 3.2:8 Böj deformation av plåtprofiler vid ändupplag.

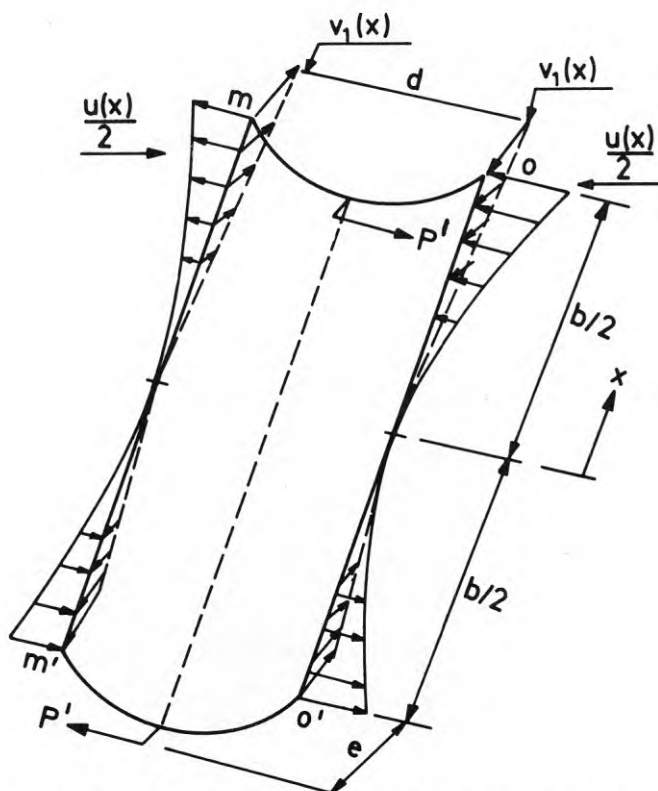


FIG. 3.2:9 Idealiserad profil påverkad av skjuvkraftresultanten (P') i skjuvningsmedelpunkten. (Luttrell, 1965.)

I ovanstående uttryck för en skivas formändring framgår att den del som härrör från profileringsens böj deformation avtar med kvadraten av panelbredden (b) vid konstant skjuvpåkänning.

Falkenberg (1968 a) har med ett annat förfaringsätt kommit fram till liknande resultat. Enligt hans metod kan problemet lösas helt analytiskt. (Jfr även Bryans beräkning av profilernas böj deformation ($C_{1,1}$) i 3.2.2)

Brotthållfasthet. Enligt Lutterell (1969) kan åtminstone tre olika typer av brott uppstå i en takskiva. Brottypen är beroende av avståndet mellan åsarna, typ av förbindningar och deras kvalitet. Brotthållfastheten bestäms av förbindningarnas brotthållfasthet när plåtskivan är styv och avståndet mellan åsarna är litet. När avståndet mellan åsarna är stort kan brott uppstå genom buckling av plåtskivan. En tredje och kombinerad typ av brott uppstår när lokalbucklor uppstår och den följande omfördelningen av krafter ger upphov till brott i förbindningarna.

Baehre & Sjölund (1967), Falkenberg (1968 d, e) och Eriksson (1970) har beräkningsmässigt behandlat ett flertal olika brottyper.

3.2.2 Beräkningsmodell sammansatt takskiva (FIG. 3.2:2)

Beteckningar

A	Tvårsnittetsarea hos resp. ås
a	Centrumavstånd huvudbärverk
b	Panellängd
c	Förskjutningsmodul (deformation per lastenhet som verkar i skivans plan)
d	$\lambda + 2e =$ profileringsdelning (se FIG. 3.2:11)
E	Elasticitetsmodul
e	Bredden på halva bottenflänsen i den trapets-profilerade plåten.
$f_1, f_2,$ f_3	Reduktionsfaktor på grund av mellanliggande åsar
h	Profileringsens höjd
K	Konstant beroende på plåtpanelens utformning
λ	Avstånd mellan leden i den trapets-profilerade plåten
n_c	Antal profileringar (a/d)

Beteckningar forts.

n_p	Antal åsar (kantbalkar + mellanliggande åsar)
n_r	Antal förbindelsepunkter mellan huvudbärverk och paneler (medelst speciella förband)
n_s	Antal förbindelsepunkter i längdskarvarna mellan panelerna
n_{sh}	Antal paneler per skiva
p	Centrumavstånd förbindelsepunkter mellan panel och åsar
Q	Skivbelastning
s	Förskjutningsmodul per förbindelsepunkt mellan panel och åsar
s_r	Förskjutningsmodul per förbindelsepunkt mellan panel och huvudbärverk
s_s	Förskjutningsmodul per förbindelsepunkt i längdskarvarna mellan panelerna
s_{pr}	Rörelse per lastenhet (förskjutningsmodul) mellan överkant ås i förhållande till huvudbärverk vid förbindelsepunkter
t	Panelens plåttjocklek
ν	Poissons konstant

Referenser Bryan & El-Dakhakhni har i ett flertal skrifter (Bryan 1964-1971 och Bryan & El-Dakhakhni 1964-1969) behandlat plåtklädda byggnaders totalstabilitet. De har i sina utredningar angående skivverkan hos profilerad plåt, behandlat takskivan komponentvis och sedan sammankopplat de olika komponenternas deformationskaraktistika till en "matematisk modell", som beskriver den sammansatta takskivans deformation vid skjuvbelastning.

Dimensionerande storheter Bryan och El-Dakhakhni har vid behandling av problemet skivverkan ej framtagit moment och tvärkrafter på samma sätt, som de författare som arbetat med "balkmodellen". De har istället beräknat varje ingående komponents förskjutningsmodul. Med kännedom om denna kan påkänning av yttre last framräknas.

Deformationer Den totala deformationen kan beräkningsmässigt uppdelas i följande moment:

1. Skivans formändring på grund av plåtpanelernas och åsarnas deformation
 - 1.1 Böjning av profilerna (idealiserad rätvinklig profil, se FIG. 3.2:11) med hänsyn till
 - a) effekten av förbindningar vid varje profilbotten
 - b) effekten av förbindningarna när dessa ej sitter i varje profilbotten
 - c) effekten av mellanliggande åsar
 - 1.2 Vridning av profilliven
 - 1.3 Deformation på grund av membranpåkänningar
 - 1.4 Skjuvpåkänningsdeformation med hänsyn till effekten av mellanliggande åsar
 - 1.5 Deformation på grund av axialbelastningar av åsarna med hänsyn till effekten av mellanliggande åsar
2. Skivans formändring till följd av förbindningarnas eftergivlighet i anslutningen mellan
 - 2.1 Plåt och åsar
 - a) vid enbart skjuvdeformationer
 - b) vid böj- och skjuvdeformationer
 - 2.2 Plåt och huvudbärverk (speciella skjuvkraftöverförande förband)
 - 2.3 Plåtens sidoöverlapp (längsskarv)
 - a) vid enbart skjuvdeformationer
 - b) vid böj- och skjuvdeformationer
3. Deformationer mellan huvudbärverk och åsar

Deformationerna 1.1, 1.2 och 1.3 är beroende av varandra och måste behandlas gemensamt. De övriga deformationstyperna är i huvudsak oberoende av varandra, om faktorer av andra ordningen försummas. Eftersom 1.2 och 1.3 i allmänhet är försumbara blir resultatet, att den totala deformationen kan erhållas genom summering av de oberoende deformationerna, där då även 1.1 ingår.

Genom energiberäkningar har deformationernas storlek framräknats. Resultaten återges i TAB. 3.2:1.

TAB. 3.2:1 Sammanställning över de olika komponenternas förskjutningsmoduler i en skjuvbelastad takskiva enligt Bryan & El-Dakhkhni (1968 a).

Takskivans deformation beroende av:	Förskjutningsmodul	Reduktionsfaktor pga mellanliggande åsar	Anm.
1. Deformation av plåtpanelen och av åsarna	1.1 Böjning av profilerna $C_{1.1} = n_c \frac{144Kh^3 \xi^2}{Et^3 b^3}$	f_1	$K = \frac{(\xi + 2h + 2e)(\xi^2 - 2\xi e + 4e^2)}{12h(\xi + 2e)}$
	1.4 Skjuvpåkänning $C_{1.4} = \frac{2a(\xi + v)}{b t E} \cdot \frac{(\xi + 2h + 2e)}{d}$	f_2	
	1.5 Axialbelastning av åsar $C_{1.5} = \frac{2a^3}{3b^2 AE}$	f_3	
2. Infästningspunkternas eftergivlighet	2.1 Förbindningar plåt-åsar $C_{2.1} = \frac{2asp}{b^2}$	f_3	För plåtskivor fastsatta vid alla fyra sidorna
	$C_{2.1} = \frac{2sp}{a} \left(\frac{6}{n_p} + \frac{a^3 f_3}{b^2} \right)$		För plåtskivor enbart fastsatta vid åsarna
	2.2 Förbindningar plåt-huvudbärverk $C_{2.2} = \frac{2s_r}{n_r}$		För plåtskivor fastsatta vid alla fyra sidorna
	2.3 Förbindningar plåt-plåt $C_{2.3} = \frac{(n_{sh} - 1)s_s}{n_s}$		För plåtskivor fastsatta vid alla fyra sidorna
	$C_{2.3} = \frac{n_{sh} s_s}{n_s}$		För plåtskivor enbart fastsatta vid åsarna
3. Deformation mellan huvudbärverk och åsar	$C_3 = \frac{2s}{n_p} \frac{pr}{p}$		

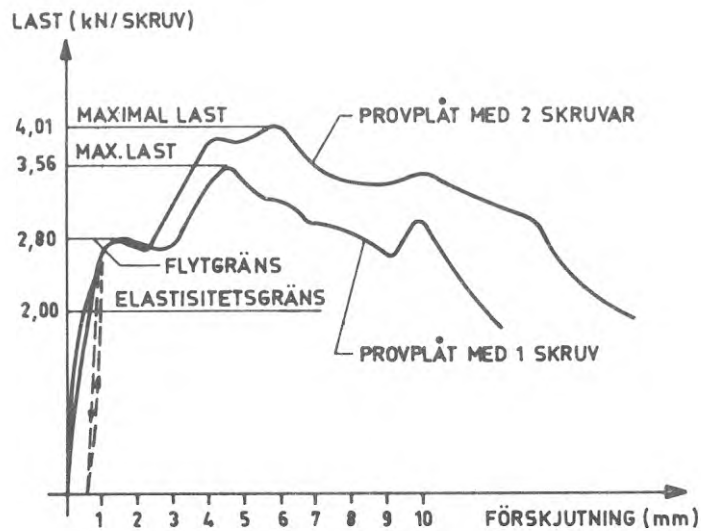


FIG. 3.2:10 Typkurva för lastförskjutnings samband vid prov på förbindningar mellan plåt och åsar enligt Bryan & El-Dakhakhni (1968 a).

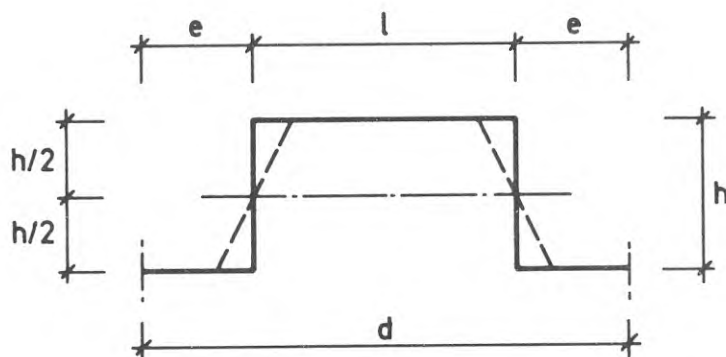


FIG. 3.2:11 Idealiserad rätvinklig profil (Bryan & El-Dakhakhni, 1968 a). Vid annan profilform (streckad linje) sker omräkning till rätvinklig profil enligt fig.

Falkenberg (1969) har i ett diskussionsinlägg beräknat de deformationer som beror på profilernas böjning, dvs den deformation som är upptagen av Bryan (1968) under punkt 1.1. Falkenbergs resultat avviker från Bryans med ca 100 %. En del av skillnaden tillskriver Falkenberg de skilda deformationsfigurer som använts vid energiberäkningarna.

Både Falkenberg och Bryan har förutsatt att plåtprofilens bockade kanter förblir raka även efter en utböjning av profilen. Detta är ett förenklat antagande, som ger enkla och överskådliga beräkningar.

Horne & Raslan (1971a,b) har utfört detaljerade beräkningar av den deformation som den trapetsprofilerade plåten erhåller när den belastas med skjuvkraft. I dessa beräkningar framgår det att antagandet att de bockade kanterna skall förbli raka enbart äger giltighet vid korta plåtar.

I TAB. 3.2:1 framgår, att en ingående kännedom om profilutformning, material, antal fästpunkter och deras centrumavstånd samt antal balkar och deras tvärsnittsarea är nödvändig vid beräkning av deformationerna. Utöver dessa uppgifter, som lätt kan erhållas, finns några storheter som måste tas fram genom belastningsförsök. Dessa är förskjutningsmodulerna (s , s_r , s_s , s_{pr}) för de olika typerna av förbindningar som ingår i konstruktionen.

Bryan & El-Dakhkhni redogör för provningsförfarandet vid bestämning av förbindningarnas förskjutningsmodul. Prov gjordes på förbindningar mellan plåtar, mellan plåt och åsar samt mellan åsar och huvdbalkar. Förbindningarna mellan plåt och åsar utgjordes av gängformande skruvar. Ett flertal försök gjordes, med bl a olika antal skruvar, med olika kantavstånd och centrumavstånd, på olika stora plåtar. Skruvstorlek och plåttjocklek var konstanta i samtliga försök, medan flänstjockleken på de anslutande åsarna varierades. Totalt gjordes 36 försök varvid mycket stora variationer noterades. I FIG. 3.2:10 redovisas typiska lastförskjutningsdiagram för provplåtar med en eller två skruvar.

Flera olika typer av förbindningar mellan ås och huvudbärverk provades (se exempel i BIL. 1, TAB. 3.5:2). Åsarna bestod av kallformade Z-profiler, valsade U- eller I-profiler.

Brotthållfasthet Bryan & El Dakhkhni (1968 a) konstaterar med hänvisning till de många försök som utförts (vid University of Manchester, England) att brottet i en takskena bestäms uteslutande av förbindningarnas (förbindningar mellan plåtar och mellan plåt och åsar) brottlast, när antalet förbindningar är normalt.

3.3 Beräkningsförfarande vid behandling av plåtbeklädda byggnader.

Med kännedom om takskivans förskjutningsmodul, vilken kan beräknas enligt metoder redovisade i 3.2, kan dess lastupptagningsförmåga och därav följande reduktion av rammomenten beräknas.

Bryan och El-Dakhakhni har beräkningsmässigt behandlat ett flertal olika typer av envåningsbyggnader med varierande antal ramar och med olika typer av tak såsom plana tak och symmetriskt eller osymmetriskt brutna tak. De behandlar också olika lastfall, såsom vertikallast, horisontallast eller en kombination av dessa.

El-Dakhakhni (1963) har gjort omfattande beräkningar på vertikalbelastade byggnader med symmetriskt brutna tak antingen i ett eller flera fack och med godtyckligt antal ramar. En sammanställning av denna skrift finns i Bryan & El-Dakhakhni (1964).

3.3.1 Beteckningar

- a Centrumavstånd ramar
- b Avstånd mellan ramnock och ramhörn
- c Takskivans förskjutningsmodul i skivans plan (skjuvdeformation per enhetslast)
- c_1 Takskivans förskjutningsmodul i horisontalplanet = $\frac{c}{\cos^2 \theta}$
- F Takskivans upplagsreaktion vid gavlarna
- k Ramhörnens horisontella förskjutning när den enskilda ramen belastas i ramhörnen med två motriktade horisontella enhetslaster (ramens förskjutningsmodul)
- $M_{(a)}$ Rammoment vid fasta ramhörn
- $M_{(b)}$ Rammoment vid förskjutning av ramhörnen
- $M_{(c)} = M_{(a)} + M_{(b)}$ Rammoment vid förskjutbara ramhörn
- m Reduktionsfaktor för $M_{(b)}$
- n Antal ramar mellan gavlarna
- P Av takskivan förorsakad horisontell mothållningskraft på ramhörnen vid belastning
- r Takskivans förskjutningsmodul relativt ramens förskjutningsmodul = c_1/k

Beteckningar forts.

- Δ Ramhörnens horisontella förskjutning när enbart ramen uppbär aktuell last
- Δ_1 Ramhörnens horisontella förskjutning i det samverkande systemet
- θ Taklutning (vinkeln mellan takytan och horisontalplanet)

3.3.2 Beräkningar av den horisontella mothållningskraften (P), som motverkar ramhörnens deformation.

I en byggnad som består av enbart en rörlig ram och två fasta gavelramar kommer den mellersta ramen att deformeras enligt FIG. 3.3:1 vid vertikalbelastning. På liknande sätt kommer ramarna i en lång byggnad med många ramar att deformeras. Deformationen kommer att öka med ökande avstånd från gavlarna.

Byggnad med tre ramar När den mellersta ramen i FIG. 3.3:2 belastas blir den horisontella förskjutningen (Δ_1) av ramhörnen

$$\Delta_1 = \Delta - k \cdot P \quad (1)$$

där

Δ = ramhörnens horisontella förskjutning när enbart ramen uppbär aktuell last

k = ramhörnens horisontella förskjutning när den enskilda ramen belastas i ramhörnen med två motriktade horisontella enhetslaster.

Takskivan deformeras enligt formeln

$$c \cdot \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\cos \theta} = \Delta_1 \cdot \cos \theta \quad (2)$$

där

c = takskivans förskjutningsmodul

$\frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\cos \theta}$ = skjuvkraften i takskivans plan

Den horisontella förflyttningen kan även uttryckas

$$\Delta_1 = \frac{P}{2} \cdot c_1 \quad (3)$$

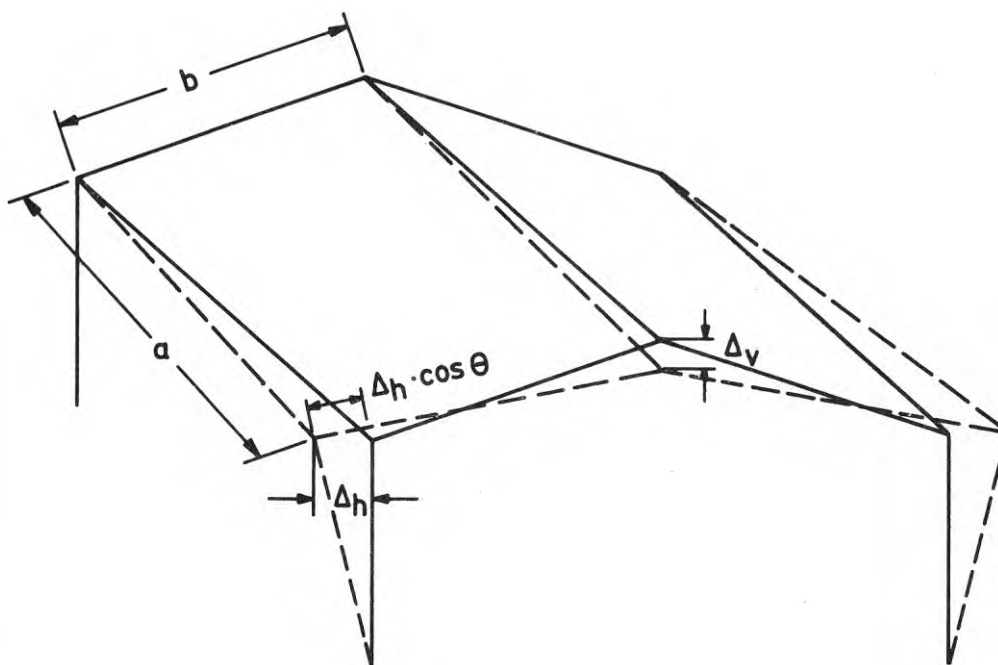


FIG. 3.3:1 Deformation vid vertikalbelastning av ram ingående i plåtbeklädd byggnad (Bryan & El-Dakhkhni, 1964 b).

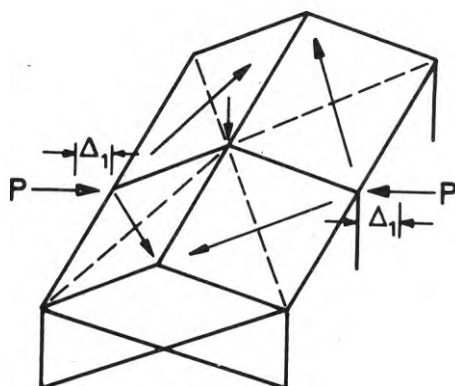


FIG. 3.3:2 Deformation (Δ_1) och av takskivan förorsakad mothållande kraft (P) på mellanliggande ram vid vertikallast i en byggnad med tre ramar varav två fasta gavelramar (El-Dakhkhni, 1963).

Ekv (2) och (3) ger

$$c_1 = \frac{c}{\cos^2 \theta} \quad (4)$$

Ekv (1) och (2) ger

$$P = \frac{\Delta}{\left(k + \frac{1}{2} c_1\right)} \quad (5)$$

Mothållningskraften (P) på ramhörnen kan nu lösas om Δ och k är kända. k kan beräknas för en godtycklig ram och c_1 kan erhållas med kännedom om takskivans förskjutningsmodul (c).

Byggnad med godtyckligt antal ramar. Ramhörnens horisontella deformationer blir, vid belastning på samtliga ramar,

$$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3 \dots \Delta_n$$

som visas i FIG. 3.3:3. Motsvarande mothållningskrafter blir

$$P_1, P_2, P_3 \dots P_n.$$

De horisontella deformationerna blir

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \Delta - kP_1 = c_1 F \\ \Delta_2 &= \Delta - kP_2 = c_1 F + c_1 (F - P_1) \\ \Delta_3 &= \Delta - kP_3 = c_1 F + c_1 (F - P_1) + c_1 (F - P_1 - P_2) \\ &\vdots \\ \Delta_n &= \Delta - kP_n = c_1 \left[nF - (n-1)P_1 - (n-2)P_2 \dots \right] \end{aligned} \quad (6)$$

där

$$2F = P_1 + P_2 + \dots P_n$$

$P_1, P_2, P_3 \dots P_n$ och F kan nu erhållas.

När enbart en ram belastas, som t:ex. ram 2 i FIG. 3.3:4 erhålles följande horisontella deformationer:

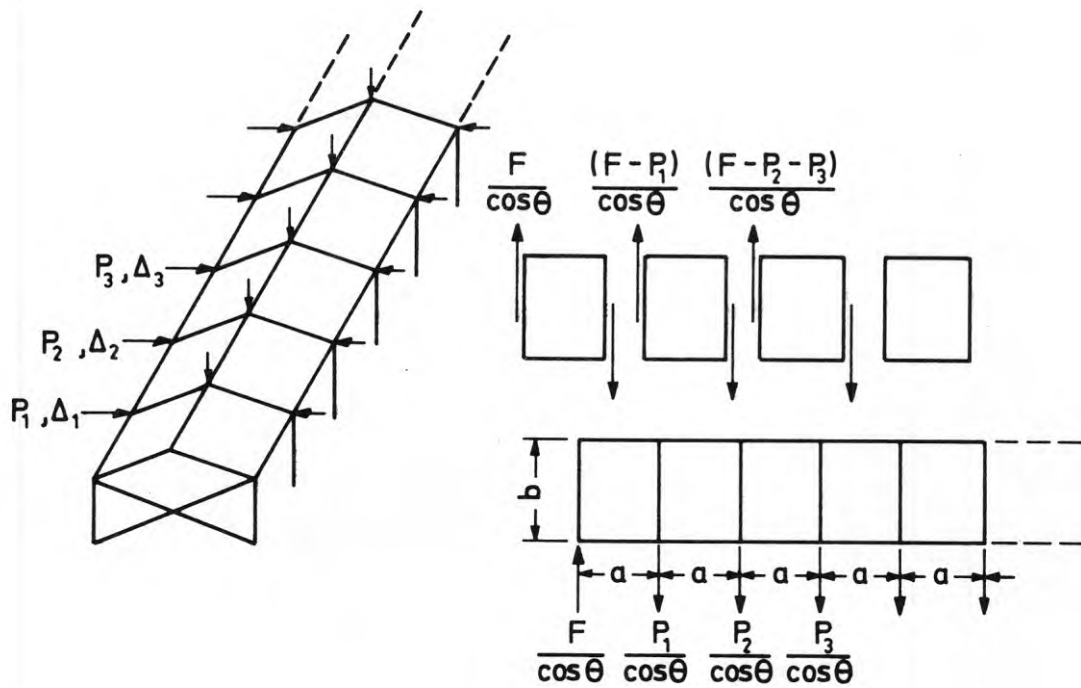


FIG. 3.3:3 Deformation ($\Delta_1, \Delta_2 \dots \Delta_n$) och av taks-kivan förorsakad mothållande kraft ($P_1, P_2 \dots P_n$) på mellanliggande ramar vid vertikalbelastning på samtliga ramar (El-Dakhakhni, 1963).

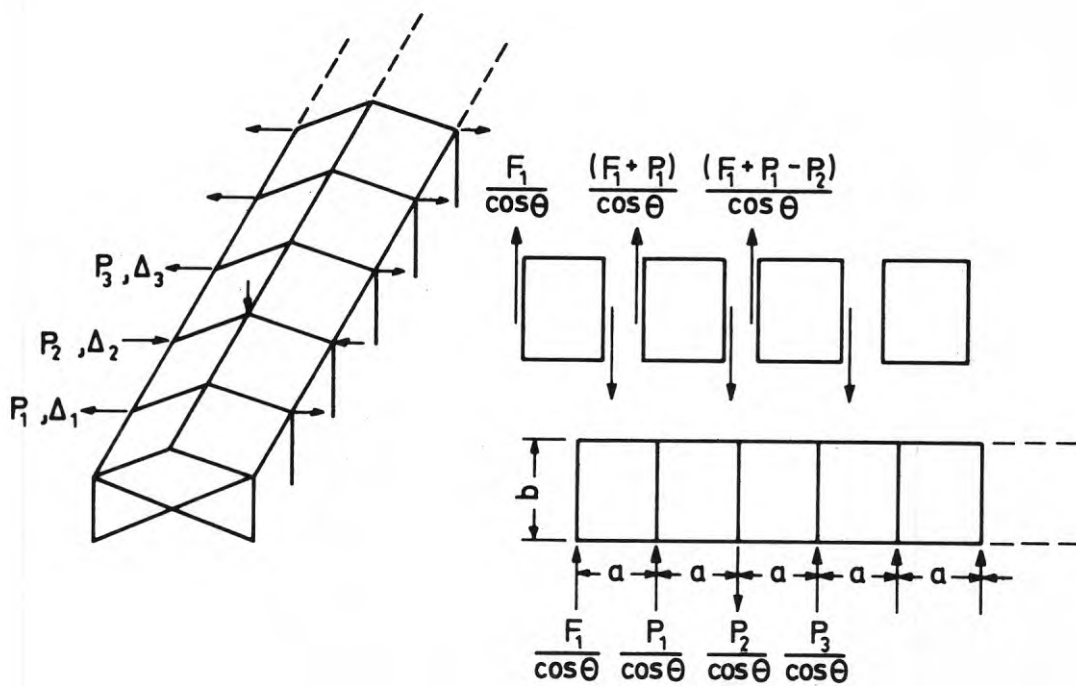


FIG. 3.3:4 Deformation ($\Delta_1, \Delta_2 \dots \Delta_n$) och av taks-kivan förorsakad mothållande kraft ($P_1, P_2 \dots P_n$) på mellanliggande ramar vid vertikallast på ram nr 2 (El-Dakhakhni, 1963).

$$\begin{aligned}
\Delta_1 &= kP_1 = c_1 \cdot F_1 \\
\Delta_2 &= \Delta - kP_2 = c_1 \cdot F_1 + c_1(F_1 + P_1) \\
\Delta_3 &= kP_3 = c_1 \cdot F_1 + c_1(F_1 + P_1) + c_1(F_1 + P_1 - P_2) \\
&\vdots \\
\Delta_n &= kP_n = c_1 \left[nF_1 + (n-1)P_1 - (n-2)P_2 + (n-3)P_3 + \dots \right] \quad (7)
\end{aligned}$$

Krafterna på ramarna $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ och krafterna på gavlarna F_1 och F_2 kan nu beräknas.

På samma sätt erhålles krafter på ramar och gavlar när de övriga ramarna belastas.

3.3.3 Beräkning av dimensionerande rammoment.

Beräkningarna av momenten i enskild ram kan delas upp i följande punkter:

- (1) Moment $M_{(a)}$ beräknas med förutsättningen fasta ramhörn. Den erforderliga fasthållningskraften (H) vid ramhörnen beräknas.
- (2) Det moment ($M_{(b)}$) som uppstår när ramen belastas med två krafter som är lika stora som fasthållningskrafterna men motriktade beräknas.
- (3) Ramens slutliga moment ($M_{(c)}$) blir $M_{(c)} = M_{(a)} + M_{(b)}$.

Byggnad med tre ramar När ramen ingår i en plåtbeklädd byggnad, kommer takskivan att verka "fasthållande" på den mellersta ramens hörn. De båda gavelramarna förutsättes styva. Den fasthållningskraft (H plåtbeklädd byggnad) som är erforderlig för att förhindra ramhörnens deformation, blir i detta fall

$$H_{\text{plåtbeklädd byggnad}} = \frac{\Delta}{k} - \frac{\Delta}{k + \frac{1}{2}c_1} = \frac{\Delta}{k} \frac{\frac{1}{2}r}{1 + \frac{1}{2}r} \quad (8)$$

där

$$r = \frac{c_1}{k} \quad (9)$$

$$\frac{\Delta}{k} = H \text{ (fasthållningskraften för enskild ram).}$$

Ekv (8) kan också skrivas på följande sätt:

$$H_{\text{ plåtbeklädd byggnad}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot r}{1 + \frac{1}{2} \cdot r} \cdot H$$

Förskjutningsmomentet för den mellersta ramen blir

$$M_{(b)}_{\text{ plåtbeklädd byggnad}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot r}{1 + \frac{1}{2} \cdot r} \cdot M_{(b)} \quad (10)$$

Det slutliga momentet för den mellersta ramen blir

$$M_{(c)}_{\text{ plåtbeklädd byggnad}} = M_{(a)} + \frac{\frac{1}{2} \cdot r}{1 + \frac{1}{2} \cdot r} \cdot M_{(b)} \quad (11)$$

Ekv (9) och (11) ger om takskivan är oändligt styv ($c_1 = 0$) eller om ramen är oändligt deformierbar ($k = \infty$) $r = 0$ och ramen behöver endast dimensioneras för $M_{(a)}$. När takskivan däremot är oändligt deformierbar ($c_1 = \infty$) eller om ramen är oändligt styv, blir $r = \infty$ och den måste dimensioneras för $M_{(a)} + M_{(b)}$.

Byggnad med godtyckligt antal ramar I en lång byggnad erhåller samtliga ramar mellan gavlarna stöd från takskivan. Detta stöd blir mindre ju längre från gavlarna ramen är placerad. När samtliga ramar belastas och om alla ramarna har samma böjstyvhets, blir den mellersta ramen dimensionerande. På samma sätt som den horisontella mothållningskraften (P) kan beräknas för en byggnad med tre ramar (ekv 5) kan den beräknas för en byggnad med flera ramar. I TAB. 3.3:1 återges P för den mellersta ramen när antalet ramar varierar. Det framgår i tabellen att P alltid kan uttryckas på följande sätt:

$$P = (\Delta/k) \cdot f(r) \quad (12)$$

I allmänhet gäller

$$\frac{H_{\text{ plåtbeklädd byggnad}}}{H} = \frac{(\Delta/k) - (\Delta/k) \cdot f(r)}{\Delta/k} = 1 - f(r) \quad (13)$$

Momentet i den mellersta ramen blir

$$M_{(c)}_{\text{ plåtbeklädd byggnad}} = M_{(a)} + m \cdot M_{(b)} \quad (14)$$

där $m = 1 - f(r)$.

TAB. 3.3:1 Takskivans mothållande kraft (P) på den mellersta ramen enligt El-Dakhakhni (1963).

Antal mellanliggande ramar, n	Takskivans mothållande kraft (P) på den mellersta ramen
1	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + \frac{1}{2}r} \right)$
2	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + r} \right)$
3	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 2r + 0,5r^2} \right)$
4	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 3r + r^2} \right)$
5	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 4,5r + 3r^2 + 0,5r^3} \right)$
6	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 6r + 5r^2 + r^3} \right)$
7	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 8r + 10r^2 + 4r^3 + 0,5r^4} \right)$
8	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 10r + 15r^2 + 7r^3 + r^4} \right)$
9	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 12,5r + 25r^2 + 17,5r^3 + 5r^4 + 0,5r^5} \right)$
10	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 15r + 35r^2 + 28r^3 + 9r^4 + r^5} \right)$
11	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 18r + 52,5r^2 + 56r^3 + 27r^4 + 6r^5 + 0,5r^6} \right)$
12	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 21r + 70r^2 + 84r^3 + 45r^4 + 13r^5 + r^6} \right)$
13	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 24,5r + 98r^2 + 147r^3 + 105r^4 + 38,5r^5 + 7r^6 + 0,5r^7} \right)$
14	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 28r + 125r^2 + 200r^3 + 150r^4 + 59r^5 + 12r^6 + r^7} \right)$
15	$\frac{\Delta}{k} \left(\frac{1}{1 + 32r + 168r^2 + 317r^3 + 330r^4 + 175,5r^5 + 52r^6 + 8r^7 + 0,5r^8} \right)$

I FIG. 3.3:5 återges m-värden för byggnader med upp till 15 ramar med varierande r-värden.

När enbart en ram belastas och om alla ramar har lika stor böjstyvhet uppstår det dimensionerande lastfallet när den mellersta ramen belastas. Nedan ges en sammanställning över förhållandet mellan reduktionsfaktorerna (m) när samtliga ramar är belastade (t ex m_1) och när enbart mellersta ramen är belastad (t ex m_{11}).

$$\text{Byggnad med tre ramar} \quad (n = 1) \quad \frac{m_1}{m_{11}} = 1$$

$$\text{Byggnad med fyra ramar} \quad (n = 2) \quad \frac{m_1}{m_{11}} = \frac{1 + \frac{1}{3} r}{\frac{2}{3} + \frac{1}{3} r}$$

$$\text{Byggnad med fem ramar} \quad (n = 3) \quad \frac{m_2}{m_{22}} = \frac{2 + \frac{1}{2} r}{1 + \frac{1}{2} r}$$

$$\text{Byggnad med sex ramar} \quad (n = 4) \quad \frac{m_2}{m_{22}} = \frac{3 + 4r + \frac{8}{5} r^2 + \frac{1}{5} r^3}{\frac{6}{5} + \frac{11}{5} r + \frac{6}{5} r^2 + \frac{1}{5} r^3}$$

$$\text{Byggnad med sju ramar} \quad (n = 5) \quad \frac{m_3}{m_{33}} = \frac{\frac{9}{2} + 3r + \frac{1}{2} r^2}{\frac{3}{2} + 2r + \frac{1}{2} r^2}$$

Vid de försök som har utförts på plåtbeklädda byggnader är r ofta mycket litet. När värdet på r närmar sig noll erhåller ovanstående kvoter följande gränsvärden

$$n = 1 \quad \lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_1}{m_{11}} = 1$$

$$n = 2 \quad \lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_1}{m_{11}} = 1,5$$

$$n = 3 \quad \lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_2}{m_{22}} = 2$$

$$n = 4 \quad \lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_2}{m_{22}} = 2,5$$

$$n = 5 \quad \lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_3}{m_{33}} = 3$$

⋮

$$n = n \quad \lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_c}{m_{cc}} = \frac{1}{2} (n + 1)$$

Momentet för den mellersta ramen kan nu tecknas

$$M_{(c)} \text{ plåtbeklädd byggnad} = M_{(a)} + \frac{m}{\frac{1}{2}(n+1)} M_{(b)} \quad (15)$$

För att erhålla optimal ekonomi vid långa byggnader bör ramarna ha olika böjstyvhet så avpassad att alla ramar blir lika mycket utnyttjade. I FIG. 3.3:6 finns m vid varierande r för samtliga ramar för en byggnad med totalt 17 ramar.

I en byggnad med sju ramar ($n = 5$) med olika böjstyvhet erhålls följande förhållande mellan reduktionsfaktorerna (m_x/m_{xx}) för resp ram när samtliga ramar belastas (m_1 , m_2 och m_3) och när enbart en ram belastas (m_{11} , m_{22} och m_{33}):

$$\frac{m_1}{m_{11}} = \frac{2,5 + \frac{35}{6}r + \frac{14}{3}r^2 + 1,5r^3 + \frac{1}{6}r^4}{\frac{5}{6} + \frac{10}{3}r + 3,5r^2 + \frac{4}{3}r^3 + \frac{1}{6}r^4}$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_1}{m_{11}} = 3$$

$$\frac{m_2}{m_{22}} = \frac{4 + \frac{25}{3}r + \frac{35}{6}r^2 + \frac{5}{3}r^3 + \frac{1}{6}r^4}{\frac{4}{3} + 4r + \frac{11}{3}r^2 + \frac{4}{3}r^3 + \frac{1}{6}r^4}$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_2}{m_{22}} = 3$$

$$\frac{m_3}{m_{33}} = \frac{4,5 + 3r + 0,5r^2}{1,5 + 2r + 0,5r^2}$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} \frac{m_3}{m_{33}} = 3$$

Av ovanstående framgår, att när en byggnad dimensioneras ekonomiskt med varierande böjstyvhet på ramarna, blir säkerhetsfaktorerna konstanta för samtliga ramar oberoende av vilken ram som belastas.

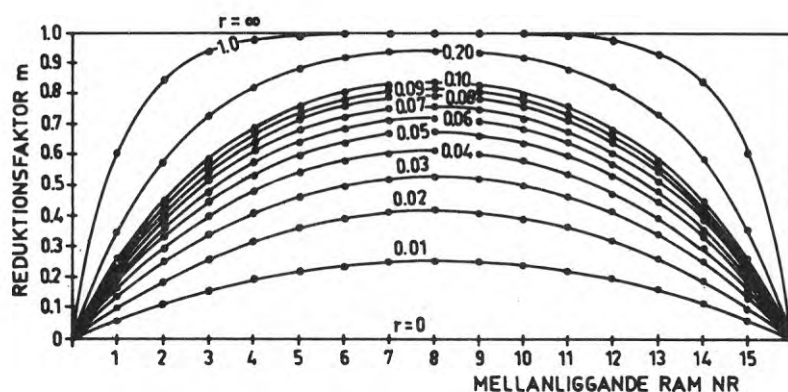


FIG. 3.3:6 Reduktionsfaktor (m) för resp. ram (1-17) vid godtyckliga r -värden i en byggnad med totalt 17 ramar enligt El-Dakhakhni (1963).

(Beräkningarna är gjorda med förutsättningen att samtliga ramar har samma böjstyvhet. Diagrammet kan dock användas vid beräkning av ramar med olika böjstyvhet eftersom skillnaden är mycket liten).

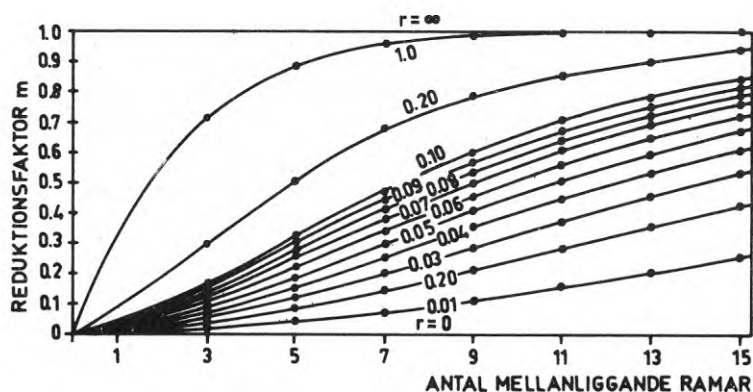


FIG. 3.3:5 Reduktionsfaktor m vid godtyckliga r -värden för den mellersta ramen i byggnader med varierande antal mellanliggande ramar med konstant böjstyvhet enligt El-Dakhakhni, 1963 c.

$r =$ takskivans förskjutningsmodul relativt ramens förskjutningsmodul $= c_1/k$.

$$\text{Rammomentet } M_{(c)} = M_{(a)} + m \cdot M_{(b)}$$

$M_{(a)}$ = rammoment vid fasta ramhörn

$M_{(b)}$ = rammoment förorsakad av knutpunktsförskjutning.

3.4 Skalverkan i hyperboliskt paraboloida skal (hyparskal)

I hyperboliskt paraboloida skal förenas en intressant kombination av konstruktiva och estetiska egenskaper. Enligt Gergely & Winter (1972) är några av huvudanledningarna följande:

- (1) I ett dubbelkrökt skal är de inre påkänningarna vanligtvis låga och deformationerna små.
- (2) Eftersom skalytan kan genereras av räta linjer kan den uppbyggas antingen av för ändamålet speciellt formade plåtpaneler eller av vanlig profilerad plåt.
- (3) Med kombination av flera hyparskalelement kan ett flertal olika kombinationer av takkonstruktioner erhållas (se FIG. 3.4:3).
- (4) Förhållandet mellan egenvikt och nyttig last är litet i ett hyparskal av plåt.

3.4.1 Skalkonstruktion

Skalgeometri (I huvudsak enligt Candela (1960)). Förutsätt i rummet två raka linjer som ej ligger i samma plan. Dessa linjer HOD och ABC (FIG. 3.4:1) kallas ledlinjer. Räta linjer (h_n) som skär dessa ledlinjer och är parallella med ett plan XZ, som kallas ledplan, definierar skalytan. Ytterligare ett system av räta linjer (i_n) som skär linjerna h_n och är parallella med planet YZ ingår i skalytan.

Skalet består av två system räta linjer h_n och i_n parallella med var sitt ledplan, som bildar en godtycklig vinkel ω mot varandra. Varje punkt på skalytan är en skärningspunkt mellan två räta linjer (h_n, i_n).

Med ett koordinatsystem enligt FIG. 3.4:1, där skärningslinjen mellan de båda ledplanen är z-axeln och skärningslinjerna mellan ledplanen och skalytan utgör x- och y-axlarna blir ytans ekvation:

$$z = k \cdot x \cdot y$$

där k är en konstant som representerar skalets lutning eller krökning

$\left[k = \frac{AA'}{OB \cdot OH} \right]$. Vinkeln $xOy = \omega$ är godtycklig och vinklarna xOz och yOz är räta.

De skärningslinjer som erhålles mellan skalet och de plan som är parallella med planet genom z-axeln, vilket halverar vinkeln mellan de båda ledplanen, blir parablar. Den ena parabeln (GOC) blir konkav och den andra (AOE) konvex. Skalet är dubbelkrökt och kallas ett hyperboliskt paraboloid(hypar)skal.

En hyperbolisk paraboloid kan även tänkas genereras (FIG. 3.4:2) genom parallellförflyttning av en konkav parabel (ABC) längs en konvex parabel (BOF).

Skalsammansättning Ett skal, som alltid har en begränsad utsträckning, måste vid skalranden förses med någon form av förstyvning som tar upp randkrafterna. Skalets utformning bestämmer om randförstyvningarna skall anta en linjär eller krökt form. Ett skalelement ABOH enligt FIG. 3.4:1 har linjära begränsningslinjer (ränder). Genom att kombinera flera sådana skalelement (se FIG. 3.4:3) kan till utseendet olika takkonstruktioner erhållas.

Randförstyvningarna kan antingen hänga fritt i skalranden, uppbäras av stöd eller, vid sammansatta system av skal, ingå som en samverkande del i en ram eller i ett fackverk.

Användning av profilerad plåt (Jfr. Egger, Fischer & Resinger, 1971). Skalytan i ett hyparskalelement (FIG. 3.4:4) kan med fördel bestå av profilerad plåt, som genom enkla åtgärder ges önskad form.

Plåtpanelerna måste skäras till snett över profileringen och tänjas ut tvärs profileringen för att tillgodose den av lutningen (α) förorsakade längdändringen. Profileringen måste också vridas för att tillgodose vinkeländringen mellan de motstående randförstyvningarna vinkelrätt mot profileringsriktningen.

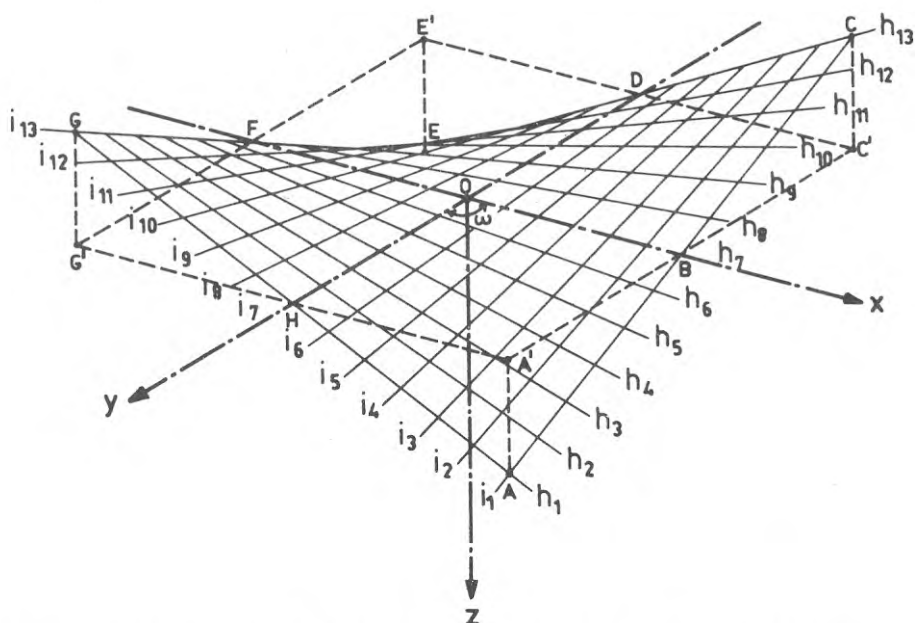


FIG. 3.4:1 Hyperboliskt paraboloidskal genererat av räta linjer (i_n och h_n). (Candela, 1960.)

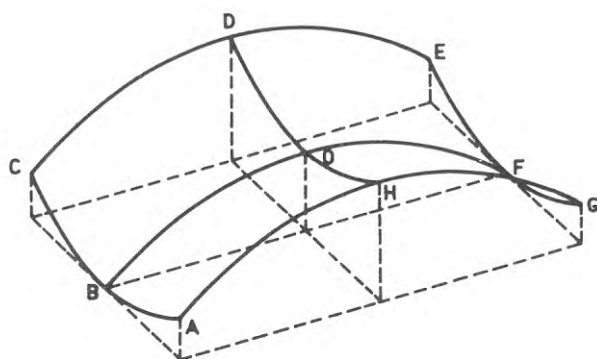


FIG. 3.4:2 Hyperboliskt paraboloidskal genererat av paraboloider (Candela, 1960).

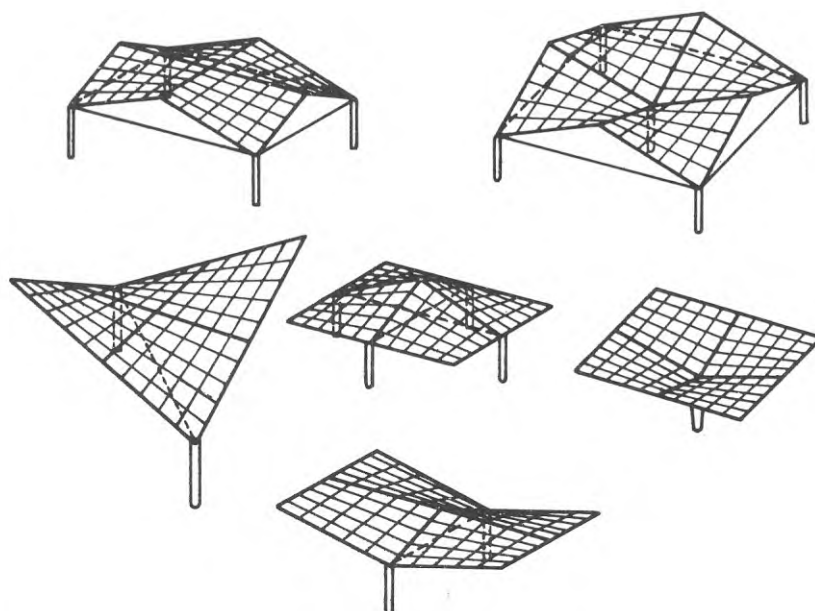


FIG. 3.4:3 Några tänkbara takkonstruktioner av skalelement enligt Gergely & Winter (1972).

När skalytan utgöres av endast ett lager profilerad plåt, är det lämpligt med förstävningar tvärs profileringsriktningen. Förutom den höjning av bucklingslasten som dessa förstävningar åstadkommer kvarhåller de profilernas vridning och hjälper till att uppta kraften från egenvikten från den randförstävning som löper i profileringsriktningen.

Skalytan kan även bestå av två lager profilerad plåt med mot varandra vinkelräta profileringsriktningar. Därvid övertar det ena lagret förstävningarnas funktion.

Förbindningsmetoderna vid skalkonstruktioner av profilerad plåt är av samma typ som i övriga tunnplåtskonstruktioner i byggnadstekniska sammanhang, t ex väggar och tak av profilerad plåt. Förbanden består av nitar (blindnitar), gängformande skruvar eller svetsar.

Anslutningen av den profilerade plåten till randförstävningarna kan utföras på ett flertal olika sätt. Några typer av anslutningar återges i FIG. 3.4:5. Den profilerade plåten kan anslutas symmetriskt till stålprofilen eller på profilens ena sida. Ensidig anslutning är lämplig vid mindre skal. Vid den ensidiga anslutningen behöver inga extra åtgärder vidtagas för att erhålla vattenavrinning. Randförstävning av rör ger enkel ensidig anslutning. Vid symmetrisk anslutning utförs randförstävningarna av rörprofiler, fyrkantprofiler eller eventuellt av öppna profiler. Dessa profiler måste förses med en påsvetsad läpp med i längsled varierande anslutningsvinkel. Slutna profiler är att föredra som randförstävning eftersom dessa har större vridstyvhet och böjstyvhet än de öppna profilerna.

3.4.3 Bärförmåga

Vid dimensionering av en takstruktur (FIG. 3.4:3), som är uppbyggd av flera hyparskalelement (FIG. 3.4:4), måste de ingående skalelementen dimensioneras dels för olika lastfall på det enskilda skalelementet och dels för olika lastfall på hela takstrukturen. Belastningens symmetri i förhållande till takstrukturen har avgörande betydelse för de ingående skalelementens randvillkor.

Fischer (1972) redogör för dimensioneringsgrunderna för ett skärmtak (FIG. 3.4:6) bestående av fyra skalelement av profilerad aluminiumplåt.

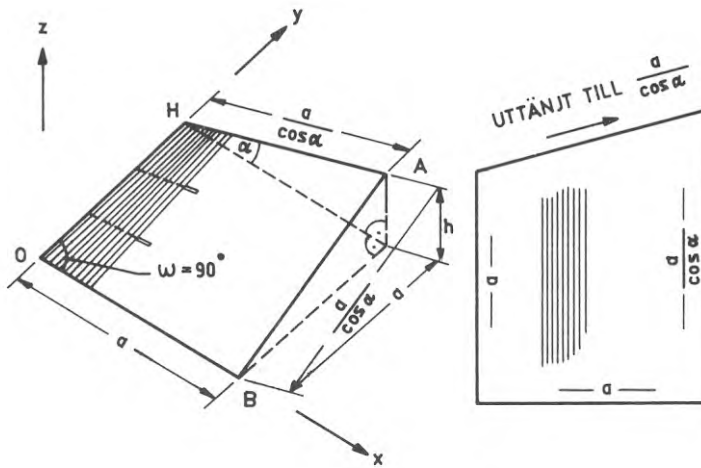


FIG. 3.4:4 Element av hyperboliskt paraboloidskal och erforderlig yta av den profilerade plåten enligt Egger, Fischer & Resinger (1971).

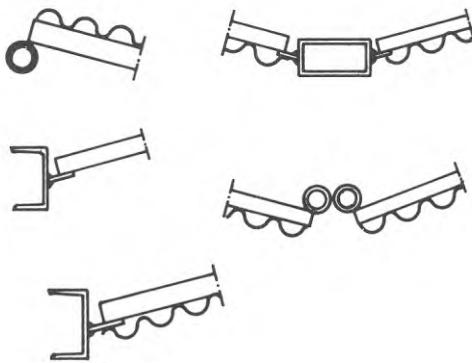


FIG. 3.4:5 Anslutningar mellan plåtpaneler, enkla eller dubbla, till olika typer av randförstyvningar enligt Gergely & Winter (1972).

Skärmtaket måste dimensioneras för jämnt och ojämnt fördelad snölast, för vindlast och för punktlaster. Vid jämnt utbredd belastning på hela skärmtaket kan randförstyvningarna ensamma uppta hela randkraften. Detta är möjligt på grund av symmetri i konstruktion och belastning. I FIG. 3.4:7 visas den teoretiska normalkraftfördelningen i randförstyvningarna.

Randvillkoren i ett enstaka skalelement kommer att bli annorlunda när enbart detta skalelement belastas. De närliggande obelastade skalelementen kommer ej att ge upphov till motverkande randkrafter. För att hålla det belastade skalelementet i jämvikt måste extra upplag ordnas med hjälp av tre stag enligt FIG. 3.4:8.

Vid jämn belastning på ett skalelement kommer ett teoretiskt membranpåkänningstillstånd att råda i den profilerade plåten. När belastningen är ojämn eller består av punktlaster råder en blandning av membranpåkänningar och böjpkänkningar.

Dimensionerande faktorer Ett hyparskal av profilerad plåt består av tre lika viktiga konstruktiva element: plåtbeklädnad, kantförstyvningar och förbindningar.

Enligt Gergely (1971) m fl blir membranpåkänningar dimensionerande i hyparskal med stor lutning (krökning). När lutningen (krökningen) är liten måste deformationer, bucklingslast och böjpkänkningar undersökas speciellt.

Dimensioneringsgrundande är antingen materialets hållfasthet eller konstruktionens styvhet. Vid liten styvhet blir deformationerna stora och bucklingsrisken ökar.

Påkänningar I ett flertal skrifter bl a Tester (1947), Candela (1960) och Flügge (1962) redovisas beräkningar av membranpåkänningarna i isotropa hyparskal. Membranpåkänningarna utgöres av normalpåkänningarna n_x och n_y och skjuvpåkänningarna τ_{xy} och τ_{yx} .

För ett skalelement enligt FIG. 3.4:4 med raka randförstyvningar erhålles, enligt Flügge, när belastningen i xy-planet är konstant ($p_z = p$)

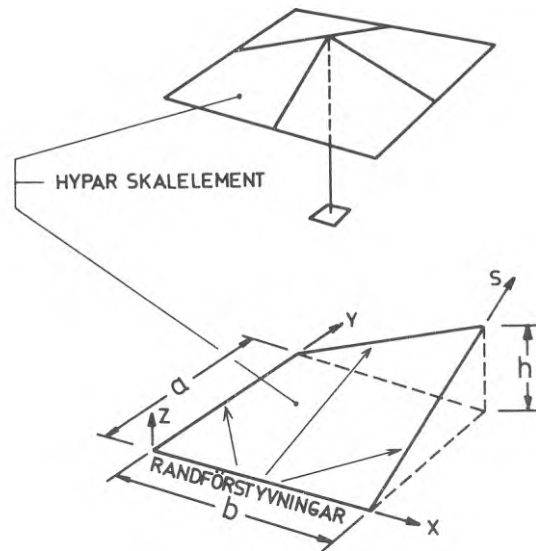


FIG. 3.4:6 Skärmtak bestående av fyra hyper-skalelement enligt Fischer (1972).

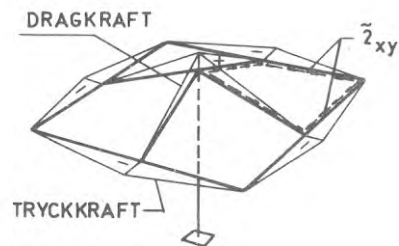


FIG. 3.4:7 Normalkraftfördelning i randförstävningarna vid jämnt utbredd belastning enligt Fischer (1972).

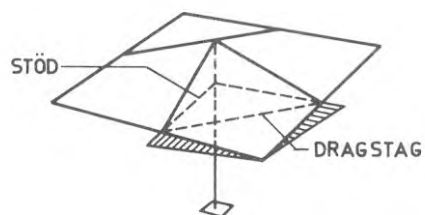


FIG. 3.4:8 Extra stag för att hålla det belastade skalelementet i jämvikt när de övriga skalelementen ej är belastade enligt Fischer (1972).

$$\tau_{xy} = -\frac{c \cdot p}{2} \cdot \frac{1}{t} \quad (1)$$

$$n_x = \frac{1}{t} \sqrt{\frac{c^2 + y^2}{c^2 + x^2}} \cdot \frac{\delta^2 \varphi (xy)}{\delta y^2} \quad (2)$$

$$n_y = \frac{1}{t} \sqrt{\frac{c^2 + x^2}{c^2 + y^2}} \cdot \frac{\delta^2 \varphi (xy)}{\delta x^2} \quad (3)$$

där

$$c = \frac{a \cdot b}{h}$$

$$\varphi = \frac{c \cdot p \cdot x \cdot y}{2} + f_1(y) + f_2(x)$$

Om den yttre lasten (p_z) i varje punkt är vinkelrät mot skalytan, antar normalpåkänningarna n_x och n_y värdet noll. Detta är enligt Egger, Fischer & Resinger (1971) delvis förklaringen till att ett lager av profilerad plåt kan utgöra skalyta när den har "liten" lutning eftersom normalpåkänningarna blir försumbara vid vertikal belastning.

Vid skalets ränder upptas skjuvpåkänningarna av randförstyvningarna. Normalkrafterna i randförstyvningarna ökar linjärt från noll vid randförstyvningens ena ände till ett maximalvärde vid andra änden.

Enligt Gergely (1971) motsvarar de skjuvpåkänningar, som anges i ekv (1), det verkliga påkänningstillståndet i ett hyparskal med "stor" lutning ($\frac{h}{a}$ och $\frac{h}{b} > \frac{1}{5}$ eller $\frac{1}{6}$). Både beräkningar gjorda med finita elementmetoden (Banavalkar & Gergely, 1972) och försöksresultat visar att avvikelserna från den jämna skjuvpåkänningsfördelningen är mycket liten vid skal med "stor" lutning. Dimensioneringen kan således för dessa skal grundas på ovanstående membranpåkänningar om inte deformationerna blir för stora eller om buckling blir aktuell

Deformationer Profilerad plåt har mindre skjuvstyvhet i krökt än i plan form. Utförda försök (Gergely & Winter (1972)) påvisar en 20%-ig minsk-

ning av skjuvstyvheten i hyparskal jämfört med en plan konstruktion.

Enligt Gergely (1971) påverkas deformationerna i en hyperbolisk paraboloidstruktur av följande faktorer:

- (1) Plåtpanelernas (skalytans) böjstyvhet (vid deformation vinkelrät mot panelens plan) och skjuvstyvhet (vid deformation i panelens plan)
- (2) Typ av förbindningar mellan panelerna, mellan panelerna och randförstyvningarna och mellan de olika lagren av paneler när flera lager ingår i skalytan.
- (3) Kantförstyvningarnas styvhet vid böjbelastning och axialbelastning.
- (4) Skalets geometri (krökning).
- (5) Excentriciteten vid kraftöverföringen mellan plåtpaneler och kantförstyvningar.

Den komplexa samverkan mellan ovanstående faktorer gör det omöjligt att använda enkla metoder vid beräkning av ett hyparskals deformation. Denna måste beräknas med hjälp av finita elementmetoder. Vid Cornell University (USA) har omfattande dataprogram utarbetats för beräkning av hyparskal med denna metod.

Kantförstyvningarnas egenvikt uppbärs delvis av hyparskalet och delvis av den bärande strukturen (ramar, fackverk) som kantförstyvningarna bildar. När skalet har liten lutning (krökning) kommer dess förmåga att uppta linjelaster (bl a randförstyvningarnas egenvikt) vid kanterna att vara liten, vilket förorsakar stora deformationer. Denna olägenhet kan elimineras genom lämplig placering av takstrukturens upplagspunkter.

Instabilitet Enligt Banavalkar & Gergely (1972) m fl kan instabilitetsbrott i ett hyparskal ske på följande tre sätt:

- (1) Lokalbuckling av i skalet ingående plana ytelement.
- (2) Buckling av skalytan medan randförstyvningarna förblir intakta.
- (3) Samtidiga instabilitetsbrott i randförstyvningar och skalyta.

Enligt Parker (1969) behöver samtidig instabilitet i randförstyvningar

och skalyta ej beaktas vid skal som i andra avseenden är riktigt dimensionerade.

För skal med liten krökning och för skal med liten styvhet är risken stor för instabilitetsbrott.

Enligt Gergely (1971) finns det utarbetade metoder att med hjälp av finita elementmetoden beräkna det icke linjära last-deformations sambandet från vilket brottlasten kan erhållas. Finita elementmetoden är komplicerad och kräver mycket omfattande databeräkningar.

Gergely (1971) redovisar även en energimetod med vilken bucklingslasten för ett ortotropt hyparskal kan beräknas. Enligt utförda beräkningar råder det god överensstämmelse mellan värden på den kritiska bucklingslasten erhållna enligt den approximativa energimetoden och värden erhållna enligt den mera exakta finita elementmetoden.

En ökad skalkrökning ($\frac{h}{ab}$) ger teoretiskt en ökning av den kritiska bucklingslasten. Undersökningar av Egger, Fischer & Resinger (1971) visar dock, att formningen av den i skalet ingående profilerade plåten ger upphov till initialdeformationer som i sin tur minskar bucklingslasten. I ett skal med liten krökning kommer således bucklingslasten att ungefär motsvara den som gäller för en plan skiva.

3.5 Försök med taksxivor och jämförelse med teoretiska beräkningar.

Nilson och Winter var bland de första forskare, som utförde en längre försöksserie för att utröna taksxivors skjuvkraftupptagande förmåga. De två typer av försöksanordningar, som då kom till användning, har sedermera använts av andra forskare. Den ena anordningen (FIG. 3.5:1) fungerar i statistiskt avseende som en fritt upplagd balk belastad med två punktkrafter i tredjedelspunkterna och är uppbyggd av två kraftiga valsade stålprofiler ledat förbundna vid belastningspunkterna. Mellan lederna och ändarna på de längsgående stålprofilerna går tvärgående stålprofiler. Provplåtarna skruvas fast ovanpå den ram som bildas på ett sådant sätt, att plåtskivan överför kraft från den rörliga tvärgående stålprofilen till den fasta genom skjuvning i plåtskivan. Den andra försöksanordningen fungerar som en konsol (FIG. 3.5:2) belastad med en punktkraft och med likadan statisk funktion som de yttre plattfälten i balkprovet. Konsolen är uppbyggd av fyra valsade stålprofiler ledat förbundna.

Vid de omfattande försöksserier som har utförts har ett flertal parametrar varierats för att deras inverkan på taksxivors hållfasthetskaraktäristika skulle kunna utrönas. En sammanställning över de parametrar som har undersökts i större eller mindre omfattning finns i TAB. 3.5:1.

Ett trettiotal olika plåtprofiler har undersökts. Se FIG. 3.5:3. Den trapetsprofilerade plåten bildar den största gruppen. Därefter kommer den korrugerade plåten och plåtsxivor sammansatta av kallbuckade paneler. Olika typer av förbindningar, både bult-, nit- och svetsförbindningar, har provats vid dynamisk och statisk last. Taksxivornas utformning har varierats med olika typer av huvudbärverk och olika typer av åsar med varierande åsavstånd.

De flesta försök med taksxivor har utförts med belastning i skivans plan. Kombinerat lastfall med belastning både i skivans plan och vinkelrätt mot detta har utförts i mycket begränsad omfattning. Dynamisk last i skivplanet har provats relativt mycket.

TAB. 3.5:1 Sammanställning över försöksparametrar vid prov på taksivor.

<u>Förbindningar</u>	Typ: bult, nit, svets Placering: ås-huvudbärverk plåt-ås plåt-plåt
<u>Panel</u>	Profiltyp Panel längd och bredd Plåttjocklek Materialhållfasthet
<u>Linjära bärverk</u>	Huvudbärverk Åsar
<u>Last</u>	Transversallast (last vinkelrätt skivplanet) Horisontallast (last i skivplanet) Kombinerat lastfall Dynamisk last Lastinföring i skivans kant

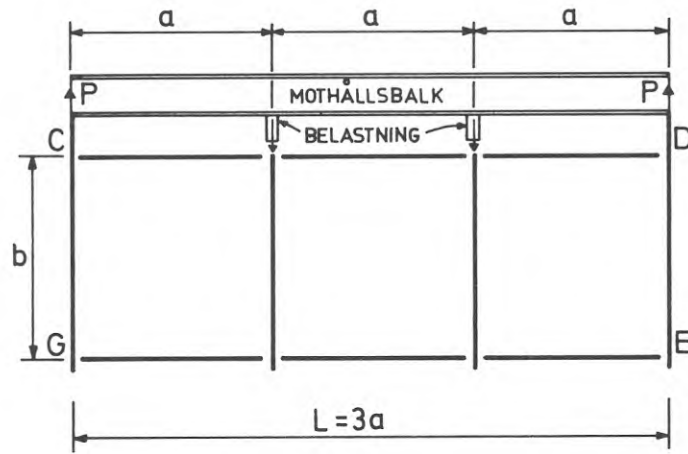


FIG. 3.5:1 Försöksanordning typ "balk".

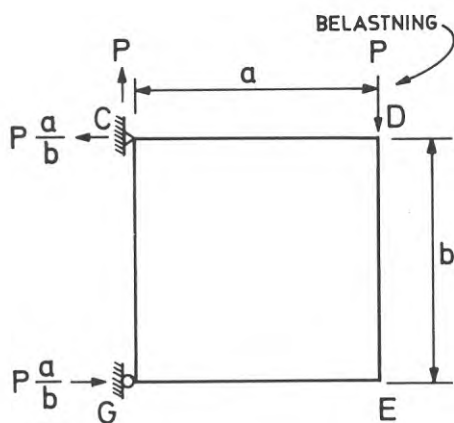


FIG. 3.5:2 Försöksanordning typ "konsol".

3.5.1 Referenser

Nilson (1960) sammanfattar försöksresultaten från försök med tio olika paneler (nr 1-10, FIG. 3.5:3). I denna försöksserie undersöktes svetsade förbindningar ingående. Speciellt diskuterar Nilson vilka typer av paneler som kan tänkas ha ett överkritiskt område vid skjuvbelastning.

Jackson (1965) har gjort omfattande försök med panelerna nr 11-12. Förbindningarnas betydelse undersöktes ingående däribland även förbindningarna mellan huvudbärverk och åsar. Åsarnas centrumavstånd varierades vid de olika försöken. Han utförde även några försök med kombinerad skjuvlast och transversallast.

Luttrell (1967) har sammanfattat försöksresultaten från Luttrell (1965) och Apparø (1966). Takskivor med panelerna nr 14-18 undersöktes vad beträffar panellängd, panelbredd, typ av fästansordning, kantbalkarnas styvhet, inverkan av mellanliggande balkar (åsar), typ av last (statisk eller dynamisk last), materialtjocklek och materialhållfasthet.

Baehre & Sjölund (1967) har gjort försök med två olika paneler (nr 19-20). Plåttjocklek och panellängd varierades vid försöken. (Ytterligare nu aktuella paneler i D0-TP-serien är undersökta i andra sammanhang, se kap. 4).

Falkenberg (1968 c) har undersökt profilerna nr 21-22. Han gjorde bl a böjförslag med lastinföring vinkelrätt mot profileringsriktningen och provade optimal lastinföring både parallellt och vinkelrätt mot den profilerade kanten. Speciellt undersökte han kantförstyvningars inverkan.

Eriksson (1970) redovisar försöksresultat från i huvudsak två olika profiler (nr 23-24) med olika plåttjocklekar. Han undersökte ingående kantförstyvningarnas inverkan på hållfasthet och deformationer. Fästpunkternas inbördes avstånd i sidöverlappet mellan närliggande plåtar varierades.

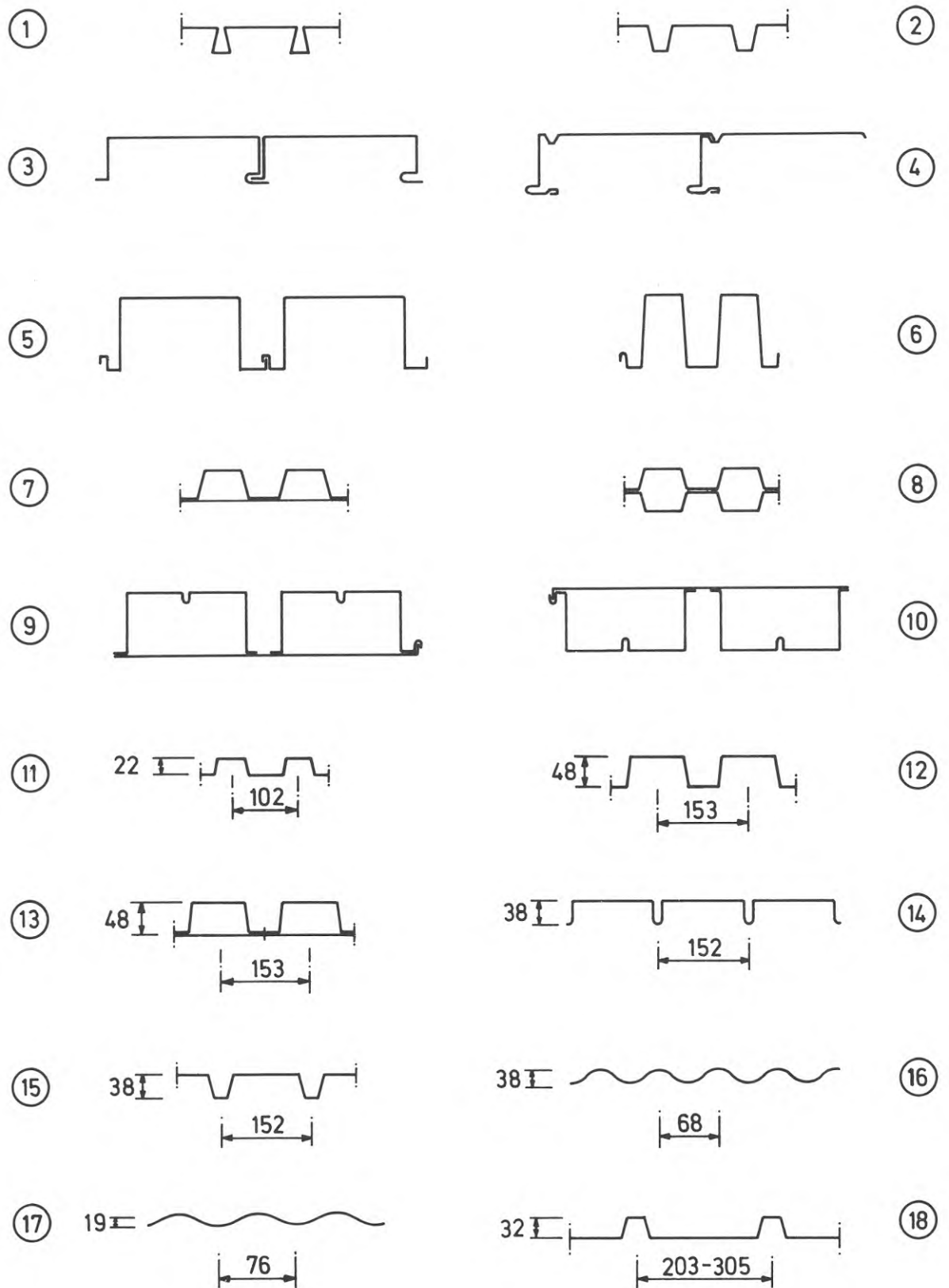
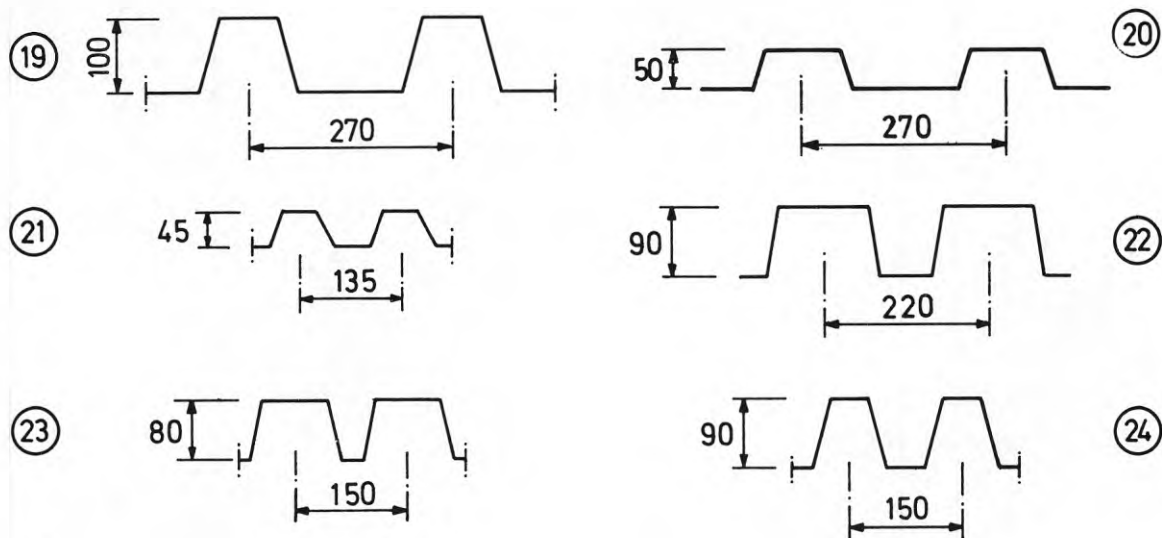


FIG. 3.5:3 Paneler provade i samband med belastningsförsök på taksivor.

Forts.

FIG. 3.5:3 Forts.



3.5.2 Försöksresultat

Förbindningar. I de olika undersökningarna ingår skruv-, nit- och svetsförband, som är de vanligast förekommande förbindningsmetoderna vid tunnplåtskonstruktioner. Skruvförbanden består av någon typ av gängformande eller självborrande skruvar. Nitförbanden utgörs vanligen av blindnitförband. De svetsade förbanden har i de flesta fall utförts med någon form av smältsvetsning.

Vid statisk belastning uppvisar skruv- och nitförband liknande egenskaper, medan svetsförbanden i vissa avseenden skiljer sig från dessa.

Vid skjuvbelastning av en takskiva som består av flera paneler med antingen skruv- eller nitförbindningar kan vid statisk last, enligt Luttrell (1967), följande urskiljbara skeden noteras, med början vid en belastning motsvarande 50% av brottlasten.

- (1) Märkbar deformationsökning genom glidning vid de längsgående förbindningarna mellan panelerna. Efter glidningen ökar hållkantrycket och förbindningarnas snedställning blir märkbar samtidigt som hållkantflytning börjar inträffa vid de mest ansträngda förbindningarna.
- (2) Deformationsökning som ger upphov till en begynnande uppfläkning av plåten runt förbindningarna. En accelererad tillväxt av taksquivans deformation.
- (3) Deformation av paneländarna (vinkelrät mot profileringen) inträffar och en begynnande buckling av de enskilda panelerna börjar bli märkbar vid diagonalt motsatta hörn.
- (4) Uppfläkning av plåten runt de längsgående förbindningarna mellan panelerna. Lokal buckling vid diagonalt motsatta hörn.

Skivor med svetsade förbindningar uppför sig i princip på samma sätt som skivor med skruv- eller nitförbindningar med det undantaget, att ingen glidning sker vid förbandet innan materialet vid svetsstället uppnått sträckgränsen. Vid halva brottlasten börjar

flytning uppträda vid förbindningarna mellan plåt och ram och profileringen deformeras vid paneländarna. Brott sker genom uppfläkning av plåten runt svetsställena och genom lokalbuckling.

Vid dynamisk last blir skillnaden mellan de olika förbandstypernas egenskaper större än vid statisk last. I BIL. 1, FIG. 3.5:4 redovisas deformation och skjuvkraft vid statisk och dynamisk last på en takskena med skruvförbindningar. Det framgår i figuren, att när takskenan utsättes för 5 belastningscykler mellan $\pm 0,4 P_u$ (P_u är den statiska brottlasten) innan belastning till brott sker så minskar brottlasten med 13%. När takskenan utsättes för 29 belastningscykler mellan $\pm 0,3 P_u$ och sedan belastas till brott så blir brottlastminskningen bara 5,5%. Vid den dynamiska belastningen ökar takskenans deformation eftersom hålen i plåten förstöras vid de längsgående förbindningarna. Försök med takskenor som har nitar i de längsgående skarvarna visar, att lastupptagningsförmågan för statisk last är ungefär densamma som för skivor med skruvförbindningar. Däremot erhåller skivor med nitförbindningar bättre dynamisk hållfasthet eftersom nitar till skillnad mot skruvar inte har någon tendens att lossna vid dynamisk last. Genomförda försök (Luttrell, 1967) visar att hållfasthetsnedsättningen blir obetydlig för en skiva med nitförbindningar när den belastas med 5 belastningscykler mellan $\pm 0,4 P_u$. (Jämför motsvarande försök med skruvförbindningar).

Skruvförbindningar mellan plåtar och skruvförbindningar mellan plåt och ram uppför sig olika framförallt vid dynamisk belastning. Enligt undersökningar gjorda av Luttrell blir hållfasthetsreduktionen liten ($< 8\%$) för de senare vid ett begränsat antal lastväxlingar mellan $\pm 0,4 P_u$.

Vid svetsförband sker, till skillnad mot skruvförband, föga permanent deformation före brott vid dynamisk last. När antalet svetspunkter mellan plåtpanelerna i en plåtskena varierar inom ett intervall som ger brott i förbindningarna har det konstaterats (Luttrell, 1967 m fl), att sambandet mellan hållfasthet och antalet svetspunkter icke är linjärt. Detta gäller framför allt vid dynamisk belastning. Om plåtskenan har ett litet antal svetspunkter

kan svetsförbandet lättare deformeras och uppta påkänningsomlagringar vid ett begynnande svetsbrott. När antalet svetspunkter blir stort får plåtskivan ökad skjuvstyvhet och ökad brottlaster vid statisk belastning, medan skillnaden mellan den statiska och den dynamiska hållfastheten i allmänhet ökar. I BIL. 1, FIG. 3.5:5-6, redovisas skjuvkraft och deformation vid statisk och dynamisk last. När antalet svetspunkter är stort (FIG. 3.5:5) sker en minskning av brottlaster med 25% när taksivan belastas med 5 belastningscykler mellan $\pm 0,6 P_U$ och när antalet svetspunkter är litet (FIG. 3.5:6) blir brottlaster nästan oförändrad.

Nilson (1960) erhåller liknande fenomen vid sina försök och konstaterar dessutom, att det är direkt olämpligt att undersöka svetsförbands hållfasthet genom prov på enstaka svetspunkter. Prov måste ske på aktuellt förband eftersom hållfastheten i ett svetsförband ej enbart beror på svetsens hållfasthet utan även i stor utsträckning på plåtpanelernas utformning och styvhet.

Panelform En skivas förmåga att uppta belastning i skivans plan (skjuvbelastning) beror till stor del på panelformen. Vid försök gjorda av Nilson (1960) konstaterades att i paneler av typ 3, 4, 7, 9 och 10 (FIG. 3.5:3) som bildar en kontinuerlig skiva, är det i huvudsak denna skiva som upptar skjuvbelastningen. Vid denna typ av belastning tjänstgör förstävningarna främst för att förhindra buckling av plattan eller åtminstone begränsa bucklingen. Förstoring av förstävningarna över en viss nivå ger ej någon ökning av den plana skivas skjuvkraftupptagande förmåga.

I paneler av typ 1, 2, 5, 6 och 8, där en kontinuerlig plan skiva saknas, får förstävningarna ytterligare en uppgift förutom att förhindra buckling och det är att uppta skjuvkrafter. En ändring av förstävningarna (profilhöjden) kommer i detta fall att inverka på panelens skjuvkraftupptagande förmåga. När profilhöjden ökar kommer skjuvkraftens väg att öka, vilket ger ökad deformation. Förutom den rena skjuvdeformationen tillkommer de av skjuvpåkänningen förorsakade böjdeformationerna av profilliven, som ökar med profilhöjden (se "Deformationer" i 3.2).

För vissa typer av paneler existerar ett överkritiskt område efter utbuckling. Paneler där en kontinuerlig skiva saknas, som i paneltyp 1, 2, 5, 6 och 8 har ej möjlighet att utbilda ett överkritiskt område med ett utvecklade dragfält. Det är inte heller troligt att paneler av typ 7, 9 och 10 kan övergå till att fungera som dragfält, eftersom de tätt sittande förstävningarna förhindrar panelen att buckla. Brott skulle ske i andra delar av skivan innan dragfältet hade utvecklats. Paneler av typ 3 och 4 kan utveckla ett överkritiskt område om förbindningarna är tillräckligt starka och om förstävningarna inte sitter för tätt. Kantbalkar och förbindningar måste vara dimensionerade för de extra krafter som uppstår när ett dragfält bildas.

Panellängden inverkar både på en skivas hållfasthet och deformation och därvid främst på den senare. Nilson (1960) redovisar ett försök där brotthållfastheten minskades med 18% när panellängden ökades från 3658 mm till 9144 mm. I BIL. 1, FIG. 3.5:7, redovisar Luttrell (1967) "skjuvmodulen" för en skiva av standardprofilerad plåt med varierande längd. I paneler av profilerad plåt kommer panellängderna att deformeras vid skjuvbelastning. Storleken av denna deformation bestäms enbart av panelens utformning och typ av förbindningar. Detta medför, att när längden ökar får paneländarnas deformation minskande inverkan på skivans totala deformation. Vid "oändligt" långa paneler kommer skivans "skjuvmodul" att enbart bestämmas av materialets skjuvmodul.

En skivas hållfasthet är beroende av de ingående panelernas bredd. Vid försök (Luttrell, 1967) på skivor med varierande panelbredd konstaterades att en breddökning på 50% höjde brotthållfastheten med cirka 20%. Deformationsegenskaperna påverkas indirekt genom att antalet längsskarvar minskar vid ökande panelbredd.

Materialhållfasthetens inverkan har undersökts genom prov på identiskt lika skivor med olika hållfasthet. I BIL. 1, FIG. 3.5:8 återges provresultaten för två skivor vid statisk och dynamisk last. En sammanställning av flera försöksresultat ger, att en ökning av materialhållfastheten med cirka 40% ökar en skivas hållfasthet och skjuvstyvhet med ungefär 10%.

Plåttjocklekens inverkan på hållfasthet och deformation har undersökts bl a av Eriksson (1970). I samtliga av honom provade skivor skedde brottet i nitarna. Försöksresultaten ger att deformationerna vid brott minskar med ökande plåttjocklek och att brottlasten ökar med plåttjocklek upp till cirka 1,0 mm plåt.

Luttrell (1967) konstaterar från försök med varierande plåttjocklek att skivans hållfasthet förhåller sig i det närmaste linjär till plåttjockleken fastän typen av brott varierar. Något klart samband mellan plåttjocklek och skjuvstyvhet kunde däremot inte konstateras.

Takskivans linjära bärverk Utformningen av takskivans huvudbärverk och åsar samt förbindningarna mellan dessa har betydelse för lastupptagningsförmågan.

Jackson (1965) har utfört skjuvförsök på takskivor med varierande åsavstånd. I BIL. 1, FIG. 3.5:9, återges lastdeformationssamband för en takskiva med två olika åsavstånd (1219 resp. 2438 mm). Två försök utfördes för varje åsavstånd med centrumavstånd förbindningar 203 mm resp. 305 mm. Vid dessa försök hade antalet förbindningar liten inverkan på skjuvstyvheten och brottlasten. När åsavståndet ökas från 1219 mm till det dubbla minskar skjuvstyvheten med 26 resp. 27 % och brottlasten minskar med 36 resp. 45 %.

Betydelsen av att förbindningarna mellan åsar och huvudbärverk utformas styva framgår i BIL. 1, FIG. 3.5:10. Lastdeformationssambanden ger, att när samtliga av dessa förbindningar utformades styva med hjälp av vinkelstöd ökade skjuvstyvheten med 77 % och brottlasten med 33 %.

Bryan & El-Dakhkhni (1968 a) har gjort omfattande försök för att utvärdera lämpligheten av olika typer av förbindningar mellan takskivans balkar. En sammanställning över resultaten från försök på några olika utformade förbindningar finns i BIL. 1, TAB. 3.5:2. Vid försöken fastsattes åsprofilerna vid en styv balk. Åsprofilerna belastades sedan i överflänsen vinkelrätt mot sin längdriktning och deformationerna registrerades.

De ingående linjära bärverkens styvhet påverkar takskivans skjuvstyvhet och brottlast. Luttrell (1965, 1967) redovisar försök med takskivor som har bärverk bestående av valsade eller kallformade profiler. Takskivor med kallformade profiler hade mindre styvhet och lägre brottlast än takskivor med valsade profiler.

Belastning Den dominerande belastningstypen, som har behandlats i samband med forskningen om byggnaders totalstabilitet, är statisk belastning i skivplanet. Några försök med enbart transversallast har inte gjorts i detta sammanhang. Kombinerad transversallast och skjuvbelastning har provats i mycket begränsad omfattning.

Sammansatt belastning på en takskiva (bestående av panel nr 11) har provats av Jackson (1965). Vid dessa försök framgick det att brottlasten vid skjuvbelastning ökade med 17 % och skjuvstyvheten ökade med 19 % vid jämnt utbredd last på 718 N/m^2 . Försök utfördes även med den dubbla transversallasten (1436 N/m^2). Se BIL. 1, FIG. 3.5:10. Transversallastens gynnsamma inverkan ansågs bero på att den delvis hindrade profilernas fria deformation och hade en uppstyvande effekt på förbindningarna mellan huvudbärverk och åsar.

Dynamisk last, som har aktualitet i samband med vindpåverkan och jordbävningar, har undersökts av Luttrell (1965, 1967). Enligt denne kan en byggnad utsättas för dynamisk belastning på upp till $0,6 P_u$ (P_u är den statiska brottlasten) under ett fåtal cykler. Vid provningen av den dynamiska hållfastheten belastades takskivorna först med upprepad belastning och sedan belastning till brott. Det är främst takskivornas förbindningar som bestämmer den dynamiska hållfastheten. (Se "Förbindningar".)

Införingen av laster i skivans kanter sker i huvudsak på två sätt. Om skivan är profilerad kan lasten antingen införas parallellt med profileringen i form av tryckkraft eller också kan den införas vinkelrätt mot profileringen i form av skjuvkraft. Genom att förse skivan med någon form av kantförstyvning kan skivans skjuvstyvhet ökas. Enligt Eriksson (1970) kan deformationernas storlek som funktion av skivans belastning då plåtskivan försetts med enkel kantförstyvning minskas till mellan 50 och 70 % av den deforma-

tion som erhölls hos plåtskivan utan kantförstyvning. (Se delförsöksresultat i BIL. 1, FIG. 3.5:11.) Av Erikssons försöksserie framgår att brottlasten inte påverkas i nämnvärd omfattning av kantförstyvningar. Detta gäller dock inte allmänt utan är beroende av förutsättningarna.

3.5.3 Jämförelse mellan teori och försök.

De forskare som har utfört försök med takskivor har även gjort jämförande teoretiska beräkningar, som i allmänhet har överensstämmt mycket bra med försöksresultaten. Vid beräkningarna har de dock i de flesta fall använt egna beräkningsmodeller, som i varierande grad varit individuellt utformade.

Bryan och El-Dakhkhni (se 3.2.2) har utarbetat den senast publicerade och mest allmängiltiga beräkningsmodellen, och därför återges här en av dem publicerad (Bryan & El-Dakhkhni, 1968 a) jämförelse mellan teori och försök.

Försöksresultat och teoretiskt beräknade värden avser en takskiva (FIG. 3.5:12), som består av fyra paneler av typ nr 11 (se FIG. 3.5:3) upplagda på tre åsar. I statistiskt avseende fungerar den som en fritt upplagd balk belastad i mitten med en punktlast ($2Q$). Tre olika försök gjordes med varierande centrumavstånd mellan förbindningspunkterna mellan paneler och åsar.

Takskivans data.

E	207 kN/mm^2
ν	0,25
n_c	(antal profileringar) = 24
n_p	(antal åsar) = 3
n_{sh}	(antal paneler) = 4

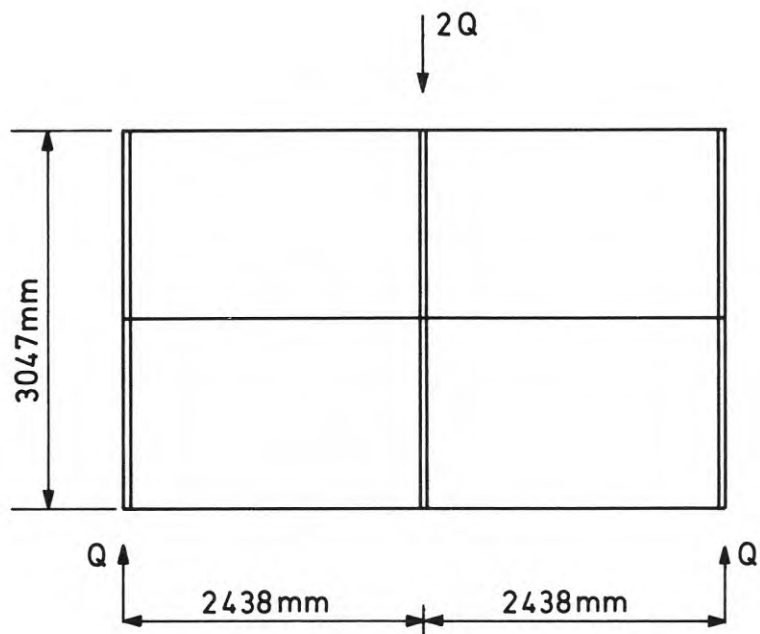


FIG. 3.5:12 Takskiva med fyra paneler upplagda på tre åsar.

Förbindningar mellan plåt och åsar:

p (centrumavstånd) = 99 mm, 175 mm eller 234 mm

s (förskjutningsmodul per förbindelsepunkt) = 0,26 mm/kN

F_r (brotthållfasthet) = 2,31 kN

Förbindningar i längdskarvarna mellan panelerna:

n_s (antal förbindelsepunkter) = 11

S_s (förskjutningsmodul per förbindelsepunkt) = 0,26 mm/kN

F_r (brotthållfasthet) = 2,31 kN

Åsar:

A (tvärsektionens area) = 852 mm²

S_{pr} (förskjutningsmodul per förbindelsepunkt mellan åsar och huvudbärverk) = 0,29 mm/kN

Resultat En jämförelse mellan försöksvärden och teoretiskt beräknad förskjutningsmodul ger att det råder god överensstämmelse. Se TAB. 3.5:3. Överensstämmelsen blir sämre mellan de olika brottvärdena bl a beroende på svårigheten att definiera när brott uppstår. Brotthållfastheten bestäms av förbindningarnas hållfasthet och därvid blir de lägsta brottvärdena dimensionerande. Beräknad brott-hållfasthet för förbindningar mellan plåtpaneler och åsar blir 28,9, 17,8 och 13,8 kN för $p = 99, 175$ resp. 234 mm och för förbindningarna mellan plåtpanelerna 16,9 kN. Därvid blir 16,9 och 13,8 kN de teoretiskt dimensionerande brottvärdena för takskivan.

TAB. 3.5:3 Teoretiskt beräknade förskjutningsmoduler och brottslaster jämfört med motsvarande försöksvärden enligt Bryan & El-Dakhkhni (1968 a).

Antal fästpunkter mellan resp. panel och ås	Motsvarande centrumavstånd mm	Teoretisk förskjutningsmodul vid skjuvbelastning av takskvivan (förskjutningsmodulen beräknad "komponentvis". Se "Deformationer" Kap 3.2.3).						Total förskjutningsmodul		Brottlast (Q)	
		mm/kN						mm/kN		kN	
		C _{1,1} (Böjning av profilerna)	C _{1,4} (Skjuvpåkänning)	C _{1,5} (Axelbelastning av åsarna)	C _{2,1} (Förbindningar plåt-åsar)	C _{2,3} (Förbindningar plåt-plåt)	C ₃ (Förbindningar huvudbärverk-åsar)	Teoretiskt beräknade värden	Försöksresultat	Teoretiskt beräknade värden	Försöksresultat
7	99	0,006	0,023	0,006	0,057	0,086	0,285	0,46	0,46	16,91	23,14-28,03
4	175	0,154	0,023	0,006	0,097	0,086	0,285	0,68	0,80	16,91	16,02-17,80
3	234	0,400	0,023	0,006	0,131	0,086	0,285	1,03	0,97	13,80	9,79-16,02

3.6 Försök med hyparskal och jämförelse med teoretiska beräkningar

Hyparskal har för provningsändamål utförts i olika skalor: modellskala och fullskala. Fullskala motsvarar i detta fall en undre storleksgräns för praktiskt användbara konstruktioner. Vid fullskaleförsök är hyparskalet konstruerat av vanliga byggelement. Vid modellskala kan skalet däremot vanligtvis inte utföras av byggelement utan speciella material, t ex plast, måste ingå i konstruktionen. Hyparskal för provningsändamål kan antingen utformas som ett skalelement (FIG. 3.4:4), vilket är det vanliga, eller ingå i en takstruktur av formen skärmtak enligt FIG. 3.4:6.

Några större försöksserier, där de ingående konstruktionsdetaljerna har varierats på samma sätt som vid försöksserierna med taksivor, har inte utförts med hyparskal. Försöksserierna har främst avsett att undersöka de grundläggande spänningsförhållandena i ett hyparskal under olika typer av belastning. I viss utsträckning har dock skalkrökningen, antalet lager av profilerad plåt (ett eller två lager) eller antalet förstävningar vinkelrätt profileringsriktningen vid endast ett lager plåt varierats i de olika försöken.

3.6.1 Referenser

Nilson (1962) har gjort försök med ett skalelement (fullskaleprov med $a = b = 4572$ mm). Skalytan bestod av ett lager profilerade plåtpaneler med svetsade förbindningar. Belastningen utgjordes av jämnt fördelad vertikallast. Påkänningar och deformationer registrerades i ett antal punkter.

Leet (1966) har genomfört modellförsök på ett skalelement ($a = b = 406$ mm) varvid främst bucklingsproblemen studerades.

McDermott (1968) har utfört modellförsök på skalelement och fullskaleförsök på både skalelement och skärmtak enligt FIG. 3.4:6, men med skärmen upp- och nedvänd. Undersökningarna skulle främst ge svar på om det var lämpligt att utföra hyparskal med enbart ett lager profilerad plåt. Vid modellförsöken undersöktes bl a inverkan

av olika skalkrökningar. Bucklingsbenägenheten vid skilda typer av profiler, trapets- eller sinusprofiler, studerades vid provningen.

Fischer (1972) har utfört fullskaleförsök på ett skalelement. Skalelementet belastades med olika typer av last, såsom jämnt utbredd last, icke jämnt utbredd last eller punktlaster. Avsikten var att utreda påkänningsförhållandena och deformationerna i ett hyparskal utfört av ett lager profilerad plåt. Förstyvningar vinkelrätt mot profileringsriktningen ingick i skalkonstruktionen och dess inverkan på bucklingslasten undersöktes.

Gergely & Winter (1972) har utfört flera fullskaleförsök på skärmtak för att bl a studera påkänningar, deformationer och buckling i skalytan. Ett modellförsök på ett skärmtak utfördes för att studera totalbuckling av hyparskal. Inverkan av skalkrökningen på skalets styvhet undersöktes genom försök på skalelement med varierande krökning. Vid dessa försök utfördes skalelementen med ett eller två lager profilerad plåt för att utröna lagerantalets inverkan på bärförmågan. Försöken gjordes dels med jämnt utbredd last och dels med koncentrerad last.

3.6.4 Försöksresultat

Skalkrökning Ökande skalkrökning verkar reducerande på styvheten. I BIL. 2 FIG. 3.6:1 visas inverkan av skalkrökningen på styvhetsfaktorn α enligt undersökningar gjorda av Gergely & Winter (1972). Hyparskalelementet hade vid dessa försök det horisontella planmättet (a·b) 1524 x 1524 mm och belastades med en jämnt utbredd last på 1915 N/m². Prov utfördes även med koncentrerad belastning av 445 N i centrum av skalet på en yta av 203 x 473 mm. Undersökningarna omfattade tre skallutningar $\frac{h}{b} = \frac{1}{8}, \frac{1}{5}$ och $\frac{1}{3}$ och visade att styvheten i ett krökt skal minskar med ungefär 20% i förhållande till ett skal som saknar krökning, d v s en plan skiva. En undersökning av påkänningsfördelningen gav, att böjpåkänningar dominerade i skal med liten krökning och var då speciellt stora

vid koncentrerad belastning. Vid en krökning ($h/a \cdot b$) större än $\frac{1}{2,75} \text{ m}^{-1}$ är, enligt Gergely och Winter, böjpåkänningarna försumbara.

I BIL. 2 FIG. 3.6:2 återges av Fischer (1972) uppmätta och beräknade skjuvpåkänningar τ_{xy} i ett hyparskalelement med $a = 7420 \text{ mm}$, $b = 7420 \text{ mm}$ och $h = 2200 \text{ mm}$ ($\frac{h}{a} = \frac{h}{b} = \frac{1}{3,4} > \frac{1}{5}$ och $\frac{h}{a \cdot b} = \frac{1}{25} < \frac{1}{2,75} \text{ m}^{-1}$). Skalelementet belastades med jämnt utbredd last på 241, 481, 722, 963 och 1404 N/m^2 .

Skjuvpåkänningarna som beräknades enligt membranteorin för isotropt skal, med förutsättningen att belastningen verkade vinkelrätt mot skalets yta (se 3.4.3 "Påkänningar") överensstämmer i mitten av skalelementet bra med försöksresultaten. Vid skalhörnen är överensstämmelsen mindre god. För den största belastningen, 1404 N/m^2 , anges avvikelser (ϕ) för huvudskjuvpåkänningarnas riktning i förhållande till den förutsatta riktningen enligt membranteorin.

Skalelementet var tänkt att ingå i ett skärmtak bestående av fyra skaldelar (FIG. 3.4:6). Vid denna försöksserie, som avsåg symmetrisk belastning på skärmtaket, var upplagsförhållandena i princip ordnade enligt FIG. 3.6:3.

Skalelementets konstruktion framgår i FIG. 3.6:4. Skalet är uppbyggt av ett lager profilerad aluminiumplåt med profilhöjden 45 mm , plåttjocklek $0,96 \text{ mm}$ och panelbredden 600 mm . Randförstyvningarna består av strängpressade lådprofiler av aluminium. Plåtpanelerna är fastsatta vid randförstyvningarna med z-profiler. Tvärs profileringsriktningen löper två förstyvningar som delar skalelementet i tre lika delar. Aluminiumplåtens förbindningar utgöres av blindnitar och förbindningarna mellan z-profilerna och randförstyvningarnas läppar består av stålskruvar.

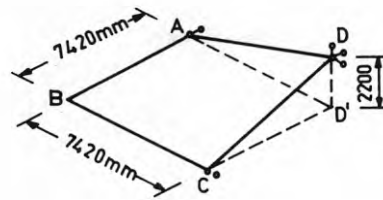


FIG. 3.6:3 Huvudmått och upplagsförhållande.

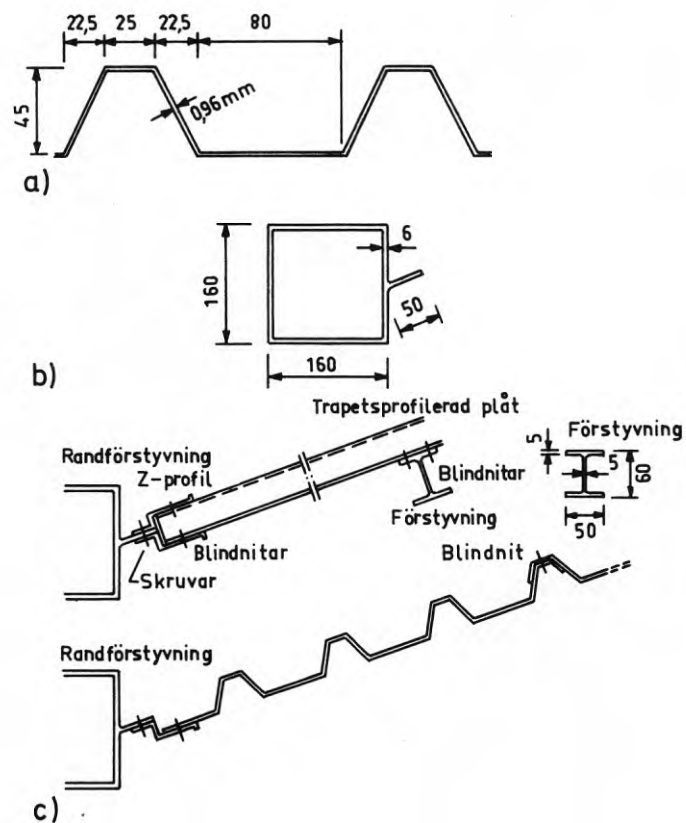


FIG. 3.6:4 Tvärsektioner.
 a) Trapetsprofilerad plåt.
 b) Randförestyvnig.
 c) Anslutning mellan skal och randförestyvnig.

Antal lager profilerad plåt Vid jämförelse mellan försöksresultat från hyparskalelement uppbyggda av ett eller två lager profilerad plåt framkom enligt Gergely & Winter (1972) följande.

När skalelementet består av två lager plåt visar försöken, att vid jämnt utbredd belastning är deformationerna större än halva värdet av deformationerna vid skal uppbyggda av endast ett lager plåt. Det andra lagret plåt, som vid försöken var förenat med det första lagret genom självgående skruvar placerade i rutnät över plåten med ett centrumavstånd på 203 mm, erhöll en, i förhållande till första lagret, reducerad styvhet eftersom det inte var fastsatt direkt till randförstyvningarna. Vid koncentrerad belastning var deformationerna mer än dubbelt (nästan tre gånger) så stora i skal med enbart ett lager plåt som vid skal med dubbla lager. Endast ett fåtal "profileringar" verkar som balkar vid ett lager plåt. Vid dubbla lager plåt ökar denna balkeffekt genom bättre lastfördelning.

Ojämnt fördelad transversalbelastning Fischer (1972) redogör för ett försök med ojämnt fördelad belastning på ett skalelement (Jfr "Skalkrökning" och FIG. 3.6:3-4). Belastningen per ytenhet på nedre halvan av skalelementet var cirka 490 N/m^2 större än belastningen på den övre halvan. Denna fördelning är tänkbar vid snöbelastning då snö kan samlas på den nedre halvan av skärmtaket. Den exakta gränslinjen mellan de olika lastnivåerna motsvarade vid försöken gränslinjen mellan uppåtriktad och nedåtriktad deformation vid deformation (belastning) av det fria hörnet B. I BIL. 2 FIG. 3.6:5 återges uppmätta skjuvpåkänningar och skjuvpåkänningar beräknade enligt membranteorin med antagande av jämnt fördelad last. Allmänt gäller, att när lasten är ojämnt fördelad uppträder böjpåkänningar i skalet eftersom inget rent membranpåkänningstillstånd kan råda.

Vid det mest ogynnsamma lastfallet (5a), där enbart nedre halvan av skalelementet var belastad med drygt 600 N/m^2 , uppgick böjpåkänningarna i det mest utsatta området i översta delen av skalet till cirka 30 N/mm^2 .

Enligt Fischer ger erfarenheterna från de utförda försöken, att den ojämnt fördelade belastningen inte påverkade det aktuella hypar-

skalets bärförmåga och deformation i någon högre grad i förhållande till jämnt utbredd last.

Förstyvningar Fischer (1972) har vid försök med jämnt utbredd last på ett hyparskalelement med enbart ett lager profilerad plåt (Jfr "Skalkrökning" och FIG. 3.6:3-4) även undersökt inverkan av olika antal förstyvningar vinkelrätt profileringsriktningen. Förstyvningarnas antal och placering vid de olika försöken (B1, B2, B3 och B4) framgår i FIG. 3.6:6.

Försöksvärden för hyparskalelementets kritiska bucklingslast i förhållande till den fria bredden (b^*) och motsvarande teoretiskt beräknad bucklingslast för en skiva av likadan trapetsprofilerad plåt som ingår i hyparskalet återfinnes i BIL. 2, FIG. 3.6:7.

Den teoretiska bucklingslasten erhöles genom att den kritiska skjupåkänningen för en rektangulär och plan ortotrop skiva, fritt upplagd och belastad med jämnt fördelad skjupåkänning längs kanterna beräknades enligt Seydel (1933). Därefter beräknades en mot denna skjupåkänning svarande jämnt utbredd belastning på ett hyparskal. Dessa beräkningar ger att den kritiska bucklingslasten för skivan ligger konstant lägre än motsvarande försöksvärden för hyparskalet.

Vid försöken framgick att den kritiska bucklingslasten för ett ortotrop hyparskal är starkt beroende av den fria bredden (b^*). Den teoretiska bucklingslasten för ett isotropt hyparskal är inte på samma sätt beroende av den fria bredden utan den är proportionell mot kvadraten på krökningen ($\frac{h}{a \cdot b}$).

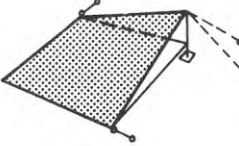
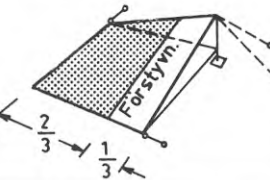
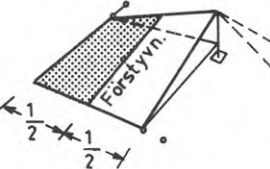
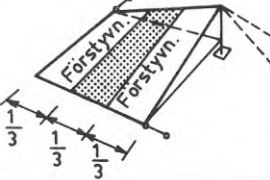
FÖRSÖK	SYSTEM
B1	INGEN FÖRSTYVNING 
B2	EN FÖRSTYVNING I TREDJEDELSPUNKTEN. 
B3	EN FÖRSTYVNING I MITTPUNKTEN 
B4 ≅ B5	TVÅ FÖRSTYVNINGAR I TREDJEDELSPUNK- TERNA 

FIG. 3.6:6 Utförda försök (Fischer, 1972) för att utröna förstyvningarnas inverkan på den kritiska bucklingslasten vid ett hyparskalelement som belastas med en jämnt fördelad belastning.

3.7 Försök med plåtbeklädda byggnader och jämförelse med teoretiska beräkningar

Det har under de senaste tio åren framarbetats ett förfarande som gör det möjligt att beräkna plåtbeklädda byggnaders totalstabilitet. Jämsides med detta arbete har ett flertal försök utförts på byggnader, enbart uppförda för att studera totalstabiliteten. Försök har även utförts, som icke förstörande provning, på en fabriksbyggnad under uppförande. (Se El-Dakhkhni, 1963 och Bates & Bryan, 1965).

3.7.1 Speciella försöksbyggnader

De byggnader som uppförts enbart för provningsändamål har en golvyta på ca 30 m² och motsvarar därför ej, vad beträffar yttermått, en verklig byggnad, såsom fabrikslokal, lagerlokal e dyl. Principfigurerna på de tre försöksbyggnader, som har beskrivits i den studerade litteraturen, finns i FIG. 3.7:1-3. Dessa kommer i fortsättningen att benämnas försöksbyggnad nr 1, 2 och 3.

Försöksbyggnad nr 1 Försök och försöksresultat redovisas framförallt i Bryan & El-Dakhkhni (1964) och i sammanfattad form i Bryan (1964 a, b, 1970).

Byggnadens stomme utgjordes av fem ramar förutom de två fasta gavelramarna. Ramarna kunde genom speciellt utformade upplag antingen fungera som tvåledsbågar eller nolledsbågar. Den bärande sekundärkonstruktionen i taket utgjordes av åtta vinkelprofiler. Taket täcktes med sinusprofilerad plåt med tjockleken 0,50 mm. Den fastsattes vid åsarna med gängformande skruvar med centrumavståndet 229 mm.

Belastningsförsöken utfördes både på enskilda ramar och på ramarna när de var sammankopplade med takåsar, och på hela byggnaden när taket var täckt med plåt. Samtliga försök utfördes både när ramarna fungerade som nolledsramar och när de fungerade som tvåledsramar. Belastningen applicerades på byggnaden genom punktlaster i taknocken vid varje ram.

Försöksbyggnad nr 2 Bryan (1971 a) redogör tämligen ingående för försöksresultaten och en summarisk redogörelse återfinns i Bryan (1970) och teoretiska beräkningar i Bryan (1971 a, d).

Försöksbyggnaden bestod av fem rätvinkliga tvåledsramar, fyra åsar och plåtbeklädnad på tak och gavlar. Åsarna bestod av kallformade Z-profiler av 2 mm plåt vid den första försöksserien och valsade L-profiler vid den andra. Gavelramarna var strävade längs byggnadens långsidor med ett diagonalstag på var sida och två lätt demonterbara diagonalstag i kors vid kortsidorna.

Plåtbeklädnaden på tak och gavlar utgjordes av 0,71 mm plåt (Robertson QDBR4). Vid första försöksserien bestod förbindningarna mellan plåt och åsar av 6,1 mm gängformande skruvar i varannan profilbotten och de längsgående förbindningarna mellan plåtarna bestod av 4,8 mm blindnitar av aluminium med centrumavståndet 457 mm. Denna förbindningstäthet motsvarar engelsk konstruktionspraxis. Vid andra försöksserien, där åsarna bestod av L-profiler, minskades centrumavståndet för samtliga förbindningar till hälften.

Belastningsförsöken utfördes dels på enskild ram och dels på ramarna när de var sammankopplade med takåsar och på hela byggnaden när taket var täckt med plåt. Ramarna belastades med horisontell last i ramhörnen. (Härvid undersöktes även inverkan av omvänd riktning på horisontallasten och inverkan av en långtidslast på 80% av tillåten last). Den horisontella lasten kombinerades vid vissa försök med jämnt utbredd last på byggnadens tak.

Försöksbyggnad nr 3 Försöksbyggnaden beskrivs översiktligt i Bryan (1971 b) och försöksresultaten i koncentrerad form i Bryan (1971 c). De teoretiska beräkningarna återges i Bryan (1971 b). En mera omfattande redogörelse återges i Bryan (1973), som bl a är en sammanställning av Bryans tidigare skrifter.

Försöksbyggnaden uppfördes i en laboratorielokal och var uppbyggd av sex tvåledsramar. Ramarna bestod av valsade profiler (RSI-profiler med dimensionerna 178 x 102 mm x 21,6 kg/m vid rambenen och 152 x 89 mm x 17,1 kg/m vid överliggaren). Ramhörnen var moment-

styva. Takskivans ytterfack diagonalförstyvades med valsade L-profiler med dimensionerna 89x63x6,2 mm. Sekundärkonstruktionen bestod av totalt tio takåsar av kallformade Z-profiler (140x2 mm). Taket täcktes med 0,46 mm plåt (Everclad L5 profile). Takfönster upptog 12,5% av takytan.

Förbindningarna mellan plåt och åsar utgjordes av 6,1 mm gängformande skruvar en i varje profilbotten. De längsgående förbindningarna mellan plåtarna bestod av 4,8 mm blindnitar av aluminium med centrumavstånd 250 mm. Sammanfogningen mellan plåt och ram utgjordes av korta Z-profiler som fästes i plåten med 6,1 mm gängformande skruvar, 16 st per ram.

Belastningsförsök gjordes dels på enskild ram och dels på den sammansatta konstruktionen. Belastningen bestod antingen av horisontella eller vertikala punktlaster. De horisontella punktlasterna, som motsvarade vindlaster på byggnadens långsidor, applicerades på varje ram med två krafter med samma riktning i vardera ramhörn. De vertikala krafterna, som motsvarade en jämnt utbredd last, applicerades i korsningspunkterna mellan åsar och ramar.

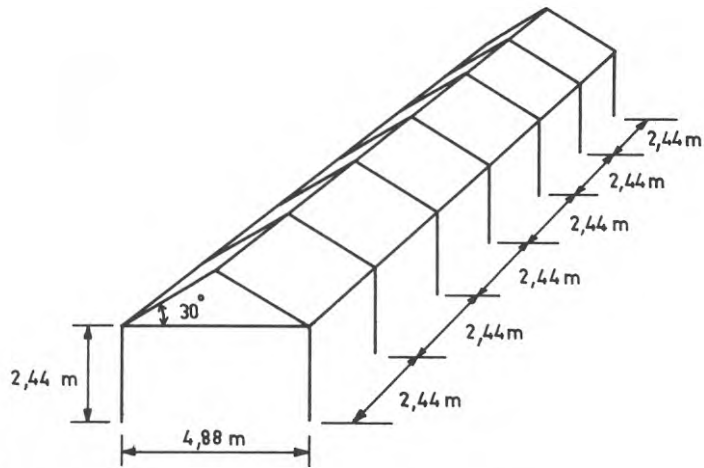


FIG. 3.7:1 Försöksbyggnad nr 1.

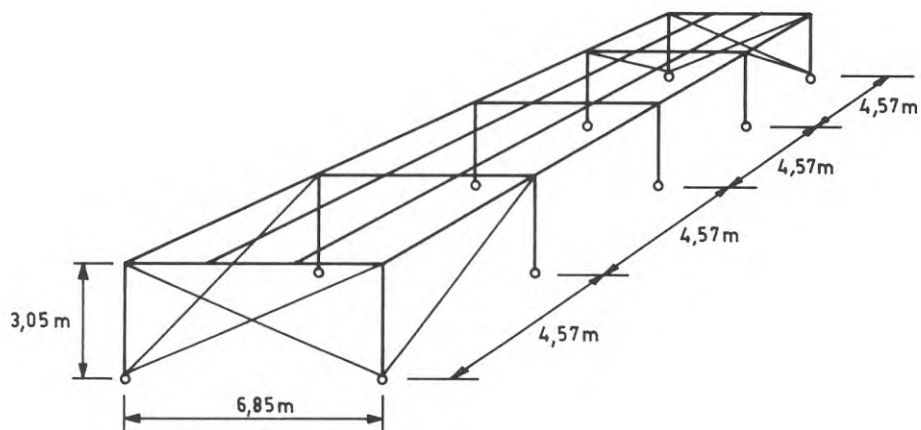


FIG. 3.7:2 Försöksbyggnad nr 2.

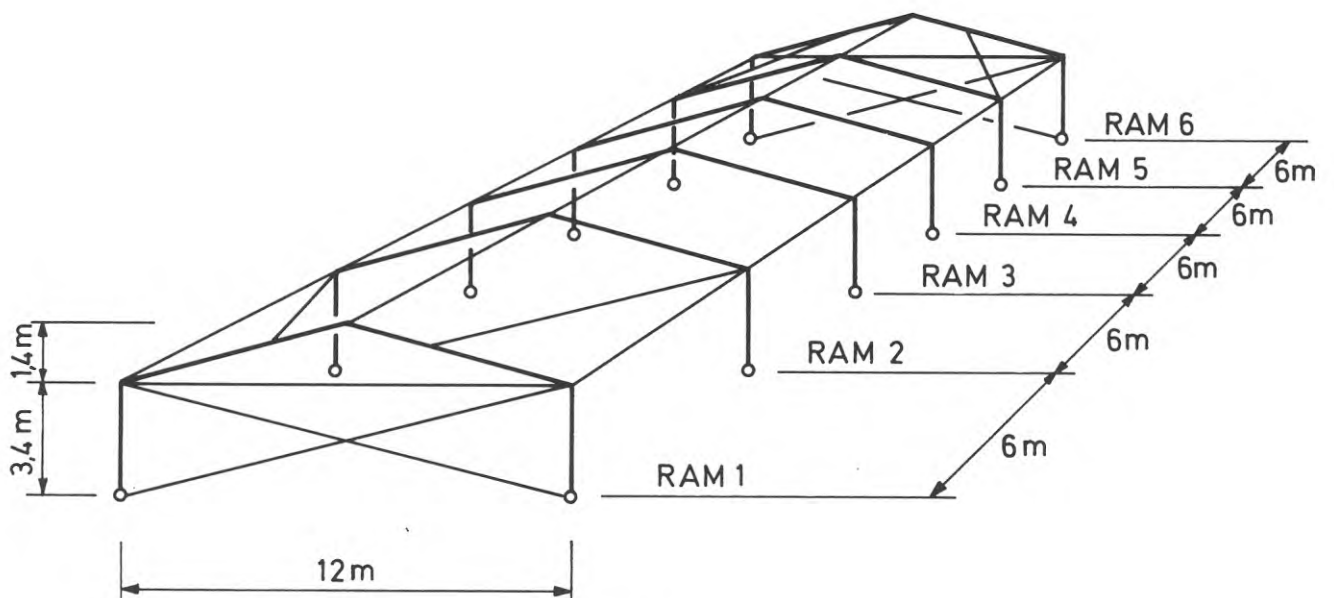


FIG. 3.7:3 Försöksbyggnad nr 3.

3.7.2 Försöksresultat och beräknade värden

Försöksresultaten från samtliga försök på sammansatta konstruktioner finns återgivna i den refererade litteraturen.

Försöksbyggnad nr 3 är senast uppförd och provad och dessutom den enda som har dimensionerats med beaktande av plåtskivornas uppstyvande effekt. Därför återges försöksresultat och teoretiskt beräknade värden enbart för denna konstruktion.

Byggnaden var dimensionerad för en jämnt utbredd last på 480 N/m^2 under följande villkor:

- a) Maximal påkänning i ramarna får ej överstiga materialets garanterade sträckgräns på 247 N/mm^2 förutsatt att all last bärs av enbart ramarna.
- b) När plåtens uppstyvande förmåga utnyttjas får den maximala påkänningen i ramarna ej överstiga 160 N/mm^2 . Säkerheten (lastfaktorn) mot instabilitetsbrott i ramarna får inte vara mindre än 1,75 och plåtpanelernas lastfaktor vid skjuvbelastning får inte understiga 2,25.

Bryan (1971 c) redovisar försöksresultat från två försök. Det ena försöket dateras till 20 (21) april 1971 och det andra till 5 maj 1971. Vid dessa försök utfördes belastningsprov både på enskilda ramar och på den sammansatta konstruktionen.

Vid det första försöket inträffade kollaps av konstruktionen genom instabilitetsbrott i rambenen både vid brottbelastning på enskild ram och vid brottbelastning på den sammansatta konstruktionen. För att undvika instabilitetsbrott vid den andra försöksserien applicerades stöd mot rambenen på sådant sätt att momentupptagningsförmågan inte påverkades. Vid denna försöksserie uppnåddes momentomlagring (gränslast) i ramarna.

Resultat från försöken på enskild ram och teoretiskt beräknade värden finns i TAB. 3.7:1. Motsvarande värden för den sammansatta kon-

struktionen återges i TAB. 3.7:2. För den enskilda ramen råder mycket god överensstämmelse mellan försöksresultat och teoretiska värden vid elastiskt stadium. Vid brottstadiet håller dock ramen för större last än vad de teoretiska beräkningarna ger vid handen.

Vid en jämförelse av deformationerna vid horisontell last för enskild ram och en ram som ingår i en sammansatt konstruktion, är den senare tio gånger så styv som den förra. Vid vertikallast har ramarna 3 och 4 omkring 25% mindre deformation än den enskilda ramen. Brottlasten för den sammansatta konstruktionen är 25% högre än för enskild ram.

Vid ovanstående försök var den profilerade plåten fastsatt vid samtliga åsar med skruvar i varje profilbotten för att erhålla maximal effekt av plåtens uppstyvande förmåga. För att utröna dessa förbindningars inverkan på lastupptagningsförmågan gjordes teoretiska beräkningar där förbindningarnas antal minskades. I TAB. 3.7:3 finns dessa beräknade värden dels för det fall (a) då plåten i varannan profilbotten fastsattes vid samtliga åsar och dels för det fall (b) då plåten i varje profilbotten fastsattes enbart till de yttersta åsarna. Deformationen vid sidolast för fall (a) är omkring 2,5 ggr så stora som för fall (b), och det är mycket liten skillnad mellan deformationerna i fall (b) och den ursprungliga konstruktionen.

Dessa beräkningar visar att det är viktigt med tätt sittande förbindningar vid ytterkanterna av taket. Detta kan med fördel kombineras med de extra förbindningar, som ändå behövs vid ytterkanterna för att uppta vindens lyftkraft.

TAB. 3.7:1 Beräknade deformations- och brottvärden och motsvarande försöksresultat för enskild ram enligt Bryan (1971 d).

Försök den 20 april 1971
(inget stöd vid rambenen)

	Beräknade värden	Försöksresultat
1. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN	37,8 mm	34,0 mm
2. Ramhörnens förflyttning vid dimensionerande vertikallast	17,8 mm	20,1 mm
3. Maximal vertikallast vid brott i rambenen (beräkningarna baserade på materialets sträckgräns)	57 kN	67 kN

Anm. Skillnaden mellan dessa båda värden beror förmodligen på åsarnas böjmotstånd.

Försök den 5 maj 1971
(med stöd vid rambenen)

	Beräknade värden	Försöksresultat
1. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN	37,8 mm	31,7 mm
2. Ramhörnens förflyttning vid dimensionerande vertikallast	17,8 mm	18,2 mm
3. Maximal vertikallast vid uppnående av ramens gränslast (3 flytleder)	75 kN	95 kN

Anm. Skillnaden mellan dessa båda värden beror förmodligen på takåsarnas och sidoåsarnas böjmotstånd.

Ingen instabilitet i rambenen är aktuell.

TAB. 3.7:2 Beräknade deformations- och brottvärden och motsvarande försöksresultat för sammansatt byggnad enligt Bryan (1971 c).

Försök den 21 april 1971
(inget stöd vid rambenen)

	Beräknade värden	Försöksresultat	
1. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN (ram 3 belastad)	0,7 mm	0,9 mm	Förflyttningen mätt vid ram 3
2. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN (alla ramar belastade)	1,7 mm	3,3 mm	Förflyttningen mätt vid ram 3 och 4
3. Ramhörnens förflyttning vid dimensionerande vertikallast	11,8 mm	16,3 mm	Förflyttningen mätt vid ram 3 och 4
4. Maximal vertikallast vid brott i rambenen (beräkningarna baserade på materialets sträckgräns)	73 kN	82 kN	Brott inträffade i ram 3 och 4

Försök den 5 maj 1971
(med stöd vid rambenen)

	Beräknade värden	Försöksresultat	
1. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN (ram 3 belastad)	0,7 mm	1,1 mm	Förflyttningen mätt vid ram 3
2. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN (alla ramar belastade)	1,7 mm	3,1 mm	Förflyttningen mätt vid ram 3 och 4
3. Ramhörnens förflyttning vid dimensionerande vertikallast	11,8 mm	14,3 mm	Förflyttningen mätt vid ram 3 och 4
4. Maximal vertikallast vid uppnående av ramens gränslast (3 flytleder)	110 kN	122 kN	Brott inträffade i ram 3 och 4

TAB. 3.7:3 Beräknade deformations- och brottvärden för sammansatt byggnad enligt Bryan (1971 c).

	(a) Beräknade värden när plåtpanelerna fastsättes vid varannan profilbotten vid samtliga åsar	(b) Beräknade värden när plåtpanelerna fastsättes vid varje profilbotten vid enbart de yttersta åsarna	Anm.
1. Ramhörnens förflyttning vid sidolasten 2,5 kN (alla ramar belastade)	4,2 mm	1,8 mm	Jfr med 1,7 mm i TAB. 3.7:2
2. Ramhörnens förflyttning vid dimensionerande vertikallast	15,4 mm	12,5 mm	Jfr med 11,8 mm i TAB. 3.7:2
3. Maximal vertikallast vid brott i rambenen (beräkningarna baserade på materialets sträckgräns)	63,0 kN	72,0 kN	Jfr med 73,0 kN i TAB. 3.7:2
4. Maximal vertikallast vid öppnande av ramens gränslast (3 flytleder)	110 kN	110 kN	Jfr med 110 kN i TAB. 3.7:2

4 SKIVVERKAN I NORMMASSIG BEHANDLING

De teoretiska studier och försök som har gjorts för att utröna takskivors och plåtbeklädda byggnaders lastupptagningsförmåga har det gemensamt, att de främst är utförda för att ge grunder till praktiska dimensioneringsanvisningar för speciella typer av plåtpaneler. I och med att denna målsättning varit förhärskande uppvisar framförallt den teoretiska behandlingen vissa inskränkningar främst när det gäller allmängiltigheten.

I 3.2 och 3.3 redovisas de principer som varit rådande vid den teoretiska behandlingen av ren skivverkan och av skivverkan i plåtbeklädda byggnader. Motsvarande försöksresultat återges i 3.5 och 3.7.

4.1 Studerade normer och normförslag

I USA har American Iron and Steel Institute utgivit dimensioneringsanvisningarna "Design of light gage steel diaphragms", 1967.

I Sverige har Statens Planverk lämnat tidsbegränsade typgodkännanden för olika tillverkares trapetsprofilerade plåt. Typgodkännandena daterar sig från åren 1968-71.

Under ett flertal år har ett omfattande arbete utförts i England för att utröna skivverkan i plåtbeklädda byggnader. Detta arbete har resulterat i en dimensioneringshandbok ("The stressed skin design of steel buildings", E.R. Bryan, 1973). Fastän denna handbok inte i huvudsak gör anspråk på att vara ett normförslag tas den ändå upp till diskussion i detta sammanhang.

4.2 Den amerikanska normen "Design of light gage steel diaphragms", 1967

Den amerikanska normen upptar inga grundläggande teoretiska beräkningar för erhållande av en takskivas hållfasthetskaraktäristika. Den föreskriver i stället att provbelastning skall ske för varje

typ av panel, som inte tillhör någon av de standardprofiler, som ingående har undersökts av Luttrell (se 3.5). Utformningen av provet, vilket detaljerat redovisas i normen, skall göras på ett sådant sätt att det i statistiskt avseende motsvarar den färdiga konstruktionen.

Försöksanordningen kan utformas antingen enligt balk- eller konsolmodellen (se 3.5). Vid provningen skall förbindningarna i takskivan vara av den typ som skall användas i den slutliga konstruktionen och deras centrumavstånd lika stort eller större. Panelernas utformning, tjocklek och bredd skall överensstämma med motsvarande värden på de paneler som skall ingå i konstruktionen. I allmänhet skall den längsta och den kortaste panelen provas, och om längdskillnaden är större än 1829 mm skall en mellanliggande längd provas. Centrumavståndet mellan åsarna i försöksanordningen skall vara lika stort eller större än motsvarande värde i den slutliga konstruktionen.

Tillåten last erhålles genom att den vid försöket erhållna brottlasten divideras med en lastfaktor.

Normerna anger följande lastfaktorer, som beror på typ av förbindningar och typ av last.

Typ av förbindningar	Lastfaktorer ^{x)}		
	Vind eller jordbävning	Transversallast rörlig (Gravity Live Load)	Transversallast vilande (Gravity Dead Load)
Mekaniska fästelement	2,5 ^{xx)}	2,7	2,0
Svetsade förbindningar	2,4	3,0	2,3

^{x)} gäller enbart skivverkan

^{xx)} när förbindningar som också fäster "underifrån" (backed-up fasteners) såsom bultar, nitar, blindnitar eller liknande användes kan 2,5 minskas till 2,1.

4.3 Statens Planverks typgodkännanden

Skivverkan hos tak av trapetsprofilerad plåt har i Sverige utnyttjats sedan 1967 och tidsbegränsande typgodkännanden har av Statens Planverk utfärdats för en rad specificerade produkter.

Underlag för ansökan om typgodkännanden har varit provningsresultat för aktuell paneltyp, och med detta som grund har teoretiska dimensioneringsregler uppställts. Författarna till dessa har i större utsträckning än i den amerikanska normen givit problemet en teoretisk behandling. Först har dimensionerande storheter (se 3.2.1) framtagits varefter olika påkänningstillstånd och brottfenomen behandlats med förenklade metoder.

I och med att underlagen för typgodkännande har tagits fram med något eller några års mellanrum och av olika personer så uppvisar dessa många olikheter vad beträffar teoretisk behandling och tillämpningskrav.

4.4 Bryans dimensioneringshandbok ("The Stressed Skin Design of Steel Buildings", 1973)

4.4.1 Hänvisningar

Ett referat av det teoretiska underlaget till den del av dimensioneringshandboken som behandlar dimensionering av takskivor återfinns i 3.2.2 ("Beräkningsmodell sammansatt takskiva"). Grunderna till dimensioneringsanvisningarna för den plåtbeklädda byggnaden (komplett envåningsbyggnad med väggar, tak och bärverk i ett samverkande system) finns beskrivna i 3.3 ("Beräkningsförfarande vid behandling av plåtbeklädda byggnader").

Resultaten från de försök som har utförts i samband med det teoretiska arbetet finns beskrivna i 3.5 (se försök av Jackson) och i 3.7.

4.4.2 Omfattning

Bryans dimensioneringshandbok, som är mycket omfattande och allmängiltig i förhållande till den amerikanska normen, ger dimensioneringsanvisningar för den plåtbeklädda byggnaden (envåningsbyggnad med plant eller brutet tak och med varierande antal ramar). Den medger teoretisk dimensionering av takskivor, som kan vara utförda av godtyckligt utformade paneler, åsar, huvudbärverk och förbindningar. En del grunddata och då främst förbindningarnas hållfasthetskaraktäristika, måste dock bestämmas genom försök. I handboken finns tabellverk, som i hög grad underlättar dimensioneringen.

4.4.3 Säkerhetsaspekter

Eftersom byggnaden skall vara säker mot kollaps under alla stadier av färdigställandet även när plåtens skivverkan inte kan utnyttjas, måste det linjära huvudbärverket ensamt kunna bära hela den dimensionerande lasten. Påkänningarna i materialet får då uppgå till den garanterade sträckgränsen. På motsvarande sätt får de spänningar som uppkommer genom instabilitetsfenomen uppgå till kritiskt värde.

I den färdiga byggnaden skall huvudbärverkets (ramarnas) påkänningar och deformationer, beräknade med hänsyn till plåtpanelernas lastupptagande förmåga, ej överskrida de tillåtna värdena för dylik konstruktion. För plåtpaneler och deras förbindningar rekommenderas att lastfaktorn skall vara 2,25 för egenvikt och belastning (t ex snö) ("dead plus super load") och 1,8 för egenvikt och belastning i kombination med vindlast ("wind plus dead plus super load").

Om den plåtbeklädda byggnadens takskiva kan deformeras i tillräckligt hög grad med bibehållen lastupptagningsförmåga (gränslasten), kan byggnaden dimensioneras enligt plasticitetsteorin.

Vid dimensionering enligt plasticitetsteorin rekommenderas att lastfaktorn, när enbart huvudbärverket uppbär lasten, inte skall

vara mindre än 1,15. I den färdiga byggnaden rekommenderas följande värden på lastfaktorerna:

Vid egenvikt och belastning

Huvudbärverk (ramar) och åsar	1,75
Plåtpaneler och förbindningar	2,25

Vid egenvikt och belastning i kombination med vindlast

Huvudbärverk (ramar) och åsar	1,40
plåtpaneler och förbindningar	1,80

5 AVSLUTNING

Den inventering av utförd forskning beträffande de profilerade plåtpanelernas skivverkan i plåtbeklädda byggnader och i hyparskal som redovisas i denna rapport visar, att det finns omfattande studier gjorda under varierande betingelser, såsom typ av profil, förbindningstäthet, anslutande linjära konstruktioners styvhet m.m.

Det är för närvarande mest angeläget, att den profilerade plåtens skivverkan i konventionella typer av byggnader blir tillfredsställande utredd och att ett normförslag upprättas. Här kommer därför i huvudsak problem som är anknutna till skivverkan i dessa typer av byggnader att belysas. Motsvarande problem finns även till stor del inom de icke konventionella byggnadstyperna, t ex hyparskal, även om de här inte explicit omnämnes.

Vid uppläggningsen av ett normförslag, som behandlar stabilisering av byggnader genom ytbärverk av profilerad plåt, måste vissa inskränkningar göras i allmängiltigheten på grund av ämnets komplexa natur. En helt teoretisk lösning av de problem som sammanhänger med dessa byggnaders totalstabilitet torde inte vara möjlig, utan praktiska försök i både modellskala och fullskala skulle vara önskvärda som komplement. Den byggnadsteknik, som redan är utvecklade inom området i fråga, måste vara bestämmande för utvecklingen av försöksobjekt (försöksanordning).

För att erhålla en optimal lösning av den plåtbeklädda byggnaden krävs en detaljerad analys av de ingående komponenterna. Vid denna analys måste optimeringen av de statiska funktionerna kopplas till en ekonomisk optimering av byggnaden. Härvid är prisrelationerna mellan de för skivverkan behövliga extra förbindningarna i relation till minskad materialåtgång i ramar (pelare) och vindfackverk av största betydelse. Någon sådan analys har inte kommit till författarnas kännedom.

Vid studium av den utförda forskningen inom området skivverkan i plåtbeklädda byggnader framgår, att kombinerade belastningsfall är undersökta i mycket begränsad omfattning. Kombinationen trans-

versallast och belastning i skivornas plan behöver ägnas större uppmärksamhet i kommande undersökningar.

Några försök på taksxivor med kombinerad lyftkraft av vind och skivkraft har veterligen inte studerats. Den statistiska funktionen skiljer sig i detta fall i vissa avseenden från den statistiska funktionen vid kombinerad transversallast och belastning i skivans plan. En undersökning av bärförmågan vid kombinerad lyftkraft och skivkraft skulle vara önskvärd.

Förbindningstekniken är av avgörande betydelse för den profilerade plåtens förmåga att uppta skivkrafter. Fogning av tunnväggiga konstruktioner påverkade av statisk belastning är tillfredsställande utredd. Dels finns fullskaleförsök genomförda där fogningsproblemen har studerats (se 3.5.2) och dels finns en omfattande byggforskningsrapport (Baehre & Berggren, 1971) rörande hopfogning av tunnväggiga stål- och aluminiumkonstruktioner.

Utmattningshållfastheten för aktuella förbandstyper vid tak- och väggxivor i plåtbeklädda byggnader är hittills inte tillfredsställande utredd. Begränsade undersökningar av inverkan av upprepade belastning har utförts av bl a Luttrell (1965, 1967). För närvarande pågår vid KTH, avd för Stålbyggnad, med medel från Statens Råd för Byggnadsforskning, ett forskningsprojekt rörande hopfogning av tunnväggiga stålkonstruktioner påverkade av dynamisk belastning. Detta arbete, som är av grundläggande karaktär, bör följas upp med försök på fullskaleobjekt. En av de stora frågeställningarna är sammansättningen av det belastningsspektrum som påverkar byggnaden under dess stipulerade livslängd.

En intressant fråga är hur påkänningsfördelningen ser ut i en stor taksxiva av profilerad plåt. Denna fråga har inte ägnats speciellt stort intresse i de av nödvändighet förenklade beräkningsmodeller, som har kommit till användning vid behandlingen av skivverkan. Dessa beräkningsmodeller förutsätter i allmänhet en jämn påkänningsfördelning oberoende av taksxivans dimensioner. Ökad vetenskap om detta problem skulle kunna bidra till mera ekonomiska konstruktioner genom att möjliggöra val av en lägre säkerhetsfaktor.

Detaljerad kännedom om den plåtbeklädda byggnadens deformationer vid olika lastnivåer är av största betydelse och då inte enbart för den statiska funktionen utan även för att säkerställa andra väsentliga funktioner, såsom samverkan med och funktionen hos icke lastupptagande komponenter. För stora deformationer kan ge upphov till läckage antingen genom att plåten själv skadas eller genom att funktionen hos eventuell påklistrad isolering och takpapp äventyras. Dessa problem är aktuella oberoende av om skivverkan medvetet utnyttjas eller inte.

Korrosionsproblemen vid dessa typer av konstruktioner, där den profilerade plåten och tillhörande förbindningar har en lastupptagande funktion, måste särskilt beaktas. Avancerad behandlingsteknik och de ökande erfarenheterna eliminerar dock allt mer denna korrosionsrisk.

6 LITTERATUR

6.1 Referenser

American Iron and Steel Institute, 1967, Design of light gage steel diaphragms. (American Iron and Steel Institute.) New York.

Apparao TVSR, 1966, Tests on light gage steel diaphragms. (Department of Structural Engineering, Cornell University.) Report No. 328 December, 1966.

Banavalkar, P V & Gergely, P, 1972, Analysis of thin steel hyperbolic paraboloid shells. (Jour. Struct. Div., Proc. A.S.C.E.) No. ST11, p 2605-2621, November 1972.

Bates, W, Bryan, E R & El-Dakhkhni, W M, 1965, Full-scale tests on a portal frame shed. (The Structural Engineer.) Vol. 43, No. 6, p. 199-208, June, 1965.

Baehre, R & Sjölund, J, 1967, Skivverkan hos trapetsprofilerad plåt i D0-TP-serien. (Tekn.dr Arne Johnson Ingenjörbyrå.) Stockholm, 1967 (opublicerad).

Baehre, R & Berggren, L, 1971, Hopfogning av tunnväggiga stål- och aluminiumkonstruktioner 2. (Statens Institut för Byggnadsforskning). Rapport, R30:1971.

Bryan, E R, 1964 a, The Stiffening Effect of Sheeting in Buildings. (International Association for Bridge and Structural Engineering Seventh Congress.) Rio de Janeiro, August, 1964.

Bryan, E R, 1964 b, The Effect of Sheeting on Structural Design. (Building with Steel.) Vol. 3, No. 3, p. 4-6, August, 1964.

Bryan, E R, 1970, Cladding Stiffens Buildings. (Building with Steel.) No. 4, p. 9-11, August, 1970.

- Bryan, E R, 1971 a, Research into the Structural Behavior of a Sheeted Building. (Proc. Inst. Civ. Engrs.) Vo. 48, p. 65-84 January, 1971.
- Bryan, E R, 1971 b, Research of the stiffening effect of sheeting on steelframed buildings. (Construction Steelwork.) p. 10-15, June, 1971.
- Bryan, E R, 1971 c, The stiffening effect of sheeting on Steel-Framed Buildings. (Construction Steelwork.) p. 38-42, September, 1971.
- Bryan, E R, 1973, The Stressed Skin Design of Steel Buildings. (Crosby Lockwood Staples). London, 1973.
- Bryan, E R & El-Dakhakhni, W M, 1964, Behaviour of Sheeted portal frame sheds:theory and experiments. (Proc. Instn. Civ. Engrs.) Vo. 29, p. 743-778, December, 1964.
- Bryan, E R & El-Dakhakhni, W M, 1968 a, Shear Flexibility and Strength of Corrugated Decks. (Jour. Struct. Div., A.S.C.E.) Vol. 94, No. ST11, November, 1968.
- Bryan, E R & El-Dakhakhni, W M, 1968 b, Shear of Corrugated Decks: Calculated and Observed Behaviour. (Proc. Inst. Civ. Engrs.) Vol. 41. November, 1968.
- Bryan, E R & El-Dakhakhni, W M, 1969, Shear Tests on Light Gage Steel Decks. (Acier-Stahl-Steel.) No. 10, October, 1969.
- Bryan, E R & Jackson, P, 1969, The Shear Behaviour of Corrugated Steel Sheeting. (Thin Walled Steel Structures, Crosby Lockwood) London, 1969.
- Bryan, E R & Sloper, B J, 1965, The tee-beam effect of roof sheeting. (The Structural Engineer.) Vol. 43, No. 5. p. 163-166, May, 1965.

- Candela, F, 1960, General Formulas for Membrane Stresses in Hyperbolic Paraboloidal Shells. (Journal of the American Concrete Institute.) September, 1960.
- Egger, H, Fischer, M & Resinger, F, 1971, Hyparschalen aus Profilblechen. (Der Stahlbau 40.) H. 12, S. 353-361, 1971.
- El-Dakhkhni, W M, 1963, The Effect of Membranes in Stiffening Pitched Roof Portal Frame Sheds. (Ph.D. Thesis, University of Manchester.) 1963.
- Engström, H, 1969, Skivverkan för Robertson trapetsplåt. (Prof. Tekn.dr Arne Johnson Ingenjörbyrå.) Stockholm, 1969 (opublicerad).
- Eriksson, B, 1970, Rapport över den profilerade Planja-plåtens förmåga att uppta belastningar i plåtens eget plan genom så kallad skivverkan. (Norrbottens Järnverk AB, stålbyggnadsavdelningen.) Luleå, 1970 (opublicerad).
- Falkenberg, J C, 1968 a, Prøvning og beregning av korrugerte takplaters stivhet som vindavstivende element. (Norges byggforskningsinstitutt.) Rapport till Robertson Nordisk A/S, Blindern, 25 april, 1968.
- Falkenberg, J C, 1968 b, Spenninger og deformasjoner i en korrugert plate belastet i sitt plan på tvers av korrugeringene. (Norges byggforskningsinstitutt.) Rapport till Robertson Nordisk A/S, Blindern, 11 okt., 1968.
- Falkenberg, J C, 1968 c, (A) Plan-bøyningsforsøk med QDB-plater, (B) Kant-knekningsforsøk med QDD- og QDB-plater, (C) Skjaerforsøk med QDD og QDB-plater. (Norges byggforskningsinstitutt.) Rapport till Robertson Nordisk A/S, Blindern, 20 november, 1968.
- Falkenberg, J C, 1968 d, Beregnings- og dimensjoneringsgrunnlag for skivekonstruksjoner med QDD og QDB-plater. (Norges Byggforskningsinstitutt.) Robertson Nordisk A/S, Blindern, november, 1968.

- Falkenberg, J C, 1968 e, Kommentar till beregnings- og dimensjone-
ringsgrundlag for skivekonstruksjoner med QDD og QDB-plater.
(Norges Byggforskningsinstitutt.) Robertson Nordisk A/S, Blindern,
november, 1968.
- Falkenberg, J C, 1969, Shear flexibility and strength of corrugated
decks. (Jour. Struct. Div., Proc. A.S.C.E.) Vol. 95, No. ST6, p.
1382-1386, June, 1969.
- Fischer, M, 1972, Versuche zur Ermittlung des Tragverhaltens einer
hyperbolischen Paraboloidschale aus einlagigen Trapezprofil-
blechen. (Der Stahlbau.) Heft 4, 5, 1972.
- Flügge, W, 1962, Statik und Dynamik der Schalen. (Springer.) Dritte
Auflage, s. 105-111, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1957.
- Gergely, P, 1971, Design of cold-formed hyperbolic paraboloid
shells. (Proc. of First Specialty Conference on COLD-FORMED
STEEL STRUCTURES, Edited by WEI-WEN YU.) p. 156-159, August
19-20, 1971.
- Gergely, P & Winter, G, 1972, Experimental investigation of thin-
steel hyperbolic paraboloid structures. (Jour. Struct. Div.,
Proc. A.S.C.E.) Vol. 98, No ST10, p. 2165-2179, October, 1972.
- Horne, M R & Raslan, R A S, 1971a, An Energy Solution to the Shear
Deformation of Corrugated Plates. (International Association for
Bridge and Structural Engineering). Publications 31-1, Zurich,
October, 1971.
- Horne M R & Raslan, R A S, 1971b, A Finite Difference Approach to
Corrugated Shear Panels. (International Association for Bridge
and Structural Engineering). Publications 31-1, Zurich, October,
1971.
- Jackson, P, 1965, The Shear Behaviour of Corrugated Sheeting.
(M.Sc. Thesis, University of Manchester.) 1965.
- Leet, K M, 1966, Study of Stability in Hyperbolic Paraboloid.
(Jour. Eng. Mec. Div. Proc. A.S.C.E.) EMI, p, 121-142,
February, 1966.

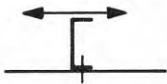

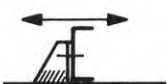





- Luttrell, L D, 1965, Structural Performance of Light Gage Steel Diaphragms. (Department of Structural Engineering, Cornell University) Report No. 319, August, 1965.
- Luttrell, L D, 1967, Strength and Behaviour of Light Gage Steel Shear Diaphragms. (Cornell Engineering Research Bulletin.) No. 67-1, 1967
- Luttrell, L D, 1969, Steel Deck Shear Diaphragms. (A.S.C.E. Annual Meeting and National Meeting on Structural Engineering, Louisville, Ky.) 1969.
- McDermott, J F, 1968, Single-layer corrugated-steel-sheet hypars. (Jour. Struct. Div., Proc. A.S.C.E.) Vol. 94, No ST 6, p. 1279-1294, June, 1968.
- Nilson, A H, 1960, Shear diaphragms of light gage steel. (Jour. Struct. Div., A.S.C.E.) Vol. 86, No ST11, p. 111-139, November, 1960.
- Nilson, A H, 1962, Testing a light gage steel hyperbolic paraboloid shell. (Jour. Struct. Div., A.S.C.E.) Vol. 88, No. ST5, October, 1962.
- Seydel, E, 1933, Ausbeulschublast rechteckiger Platten. (Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt.) Nr. 3, s. 78-83, 1933.
- Tester, K G, 1947, Beitrag zur Berechnung der Hyperbolischen Paraboloidschale. (Ingenieur-Archiv, XVI.) H. 1, s. 39-44, 1947/48.

6.2 Kompletterande litteratur

- Baehre, R & Thomasson, P O, 1971, Plåtpaneler i byggnadsteknisk användning. Förstyvade plattfälts funktion och bärförmåga (Statens Institut för Byggnadsforskning.) Rapport, R10:1971.

Övrig kompletterande litteratur se Bryan (1973) och Egger, Fischer & Resinger (1971).

ORIGINALTABELL OCH DIAGRAM
ÖVER FÖRSÖKSRESULTAT

Purlin type	Connection detail	Connection number	Flexibility per purlin s_{pr} mm/kN
152 mm x 76 mm R.S.C.		1	0.60
		2	0.13
		3	0.05
254 mm x 102 mm U.B.		4	2.60
		5	0.23
		6	0.11
203 mm x 51 mm zed		7	1.24
		8	0.38

TAB. 3.5:2 Resultat av belastningsförsök på några olika typer av förbindningar mellan åsar och huvudbärverk enligt Bryan (1971 b).

ORIGINALTABELL OCH DIAGRAM
ÖVER FÖRSÖKSRESULTAT

BILAGA 1 (forts.)

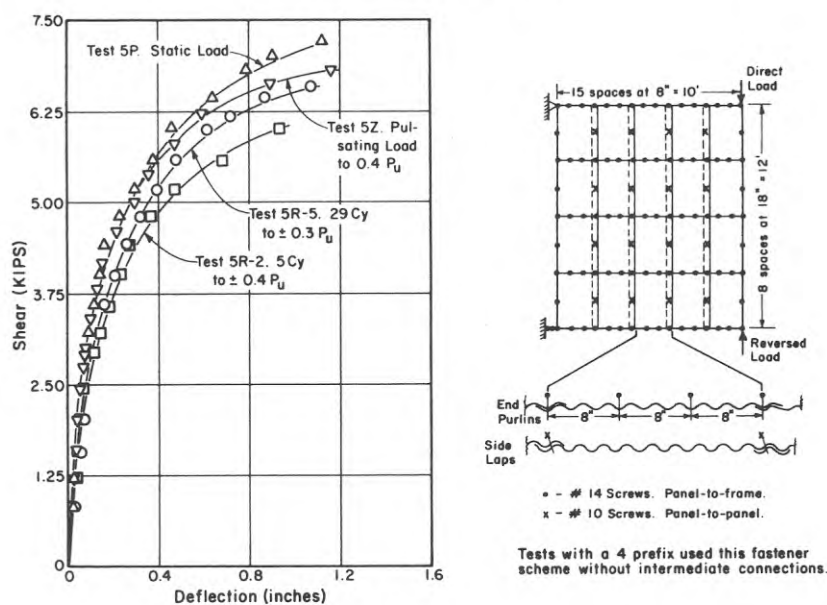


FIG. 3.5:4 Skjuvkraft och deformation vid statisk- resp. dynamisk last på takskena med skruvförbindningar enligt Luttrell (1967).
(1,0 KIP = 4,45 kN, 1,0 inch = 25,40 mm)

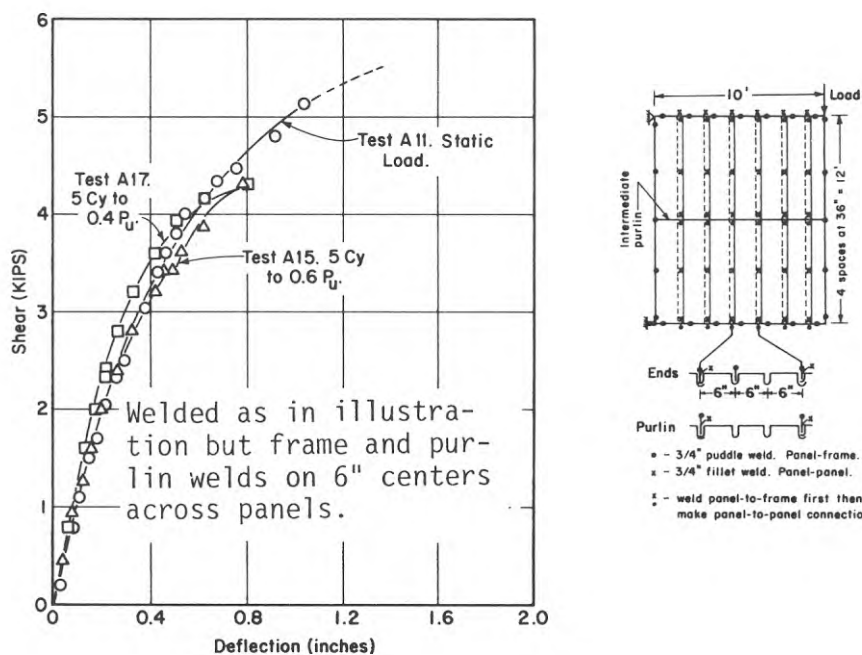


FIG. 3.5:5 Skjuvkraft och deformation enligt Luttrell (1967) vid statisk- resp. dynamisk last på takskena med många svetspunkter.

(1,0 KIP = 4,45 kN, 1,0 inch = 25,40 mm)

ORIGINALTABELL OCH DIAGRAM
ÖVER FÖRSÖKSRESULTAT

BILAGA 1 (forts.)

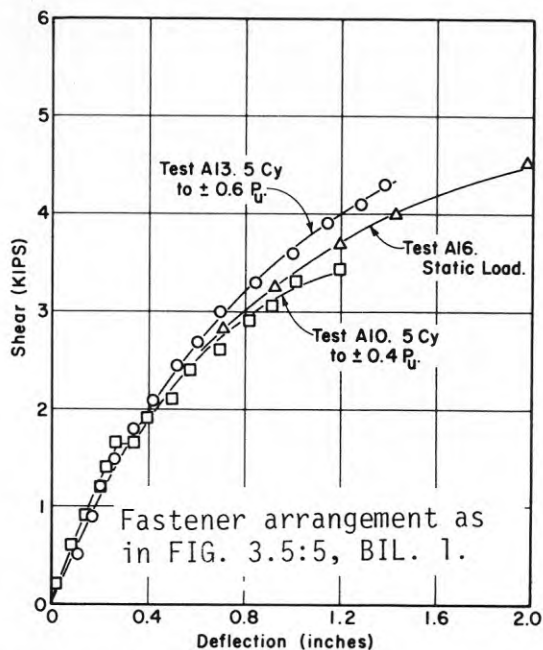


FIG. 3.5:6 Skjuvkraft och deformation enligt Luttrell (1967) vid statisk- resp. dynamisk last på takskena med få svetspunkter.
(1,0 KIP = 4,45 kN, 1,0 inch = 25,40 mm)

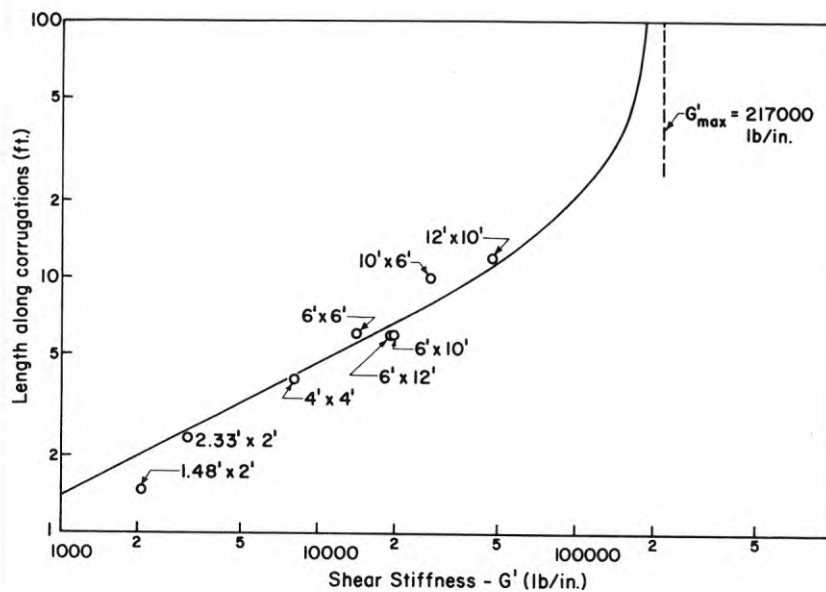


FIG. 3.5:7 Panellängdens inverkan på en skivas "skjuvmodul" enligt Luttrell (1967).

$$G'_{max} = \frac{E \cdot t}{2(1 + \nu)} \frac{g}{d}$$

(1,0 lb/inch = 0,1752 N/mm, 1,0 foot(ft) = 304,80 mm)

ORIGINALTABELL OCH DIAGRAM
ÖVER FÖRSÖKSRESULTAT

BILAGA 1 (forts.)

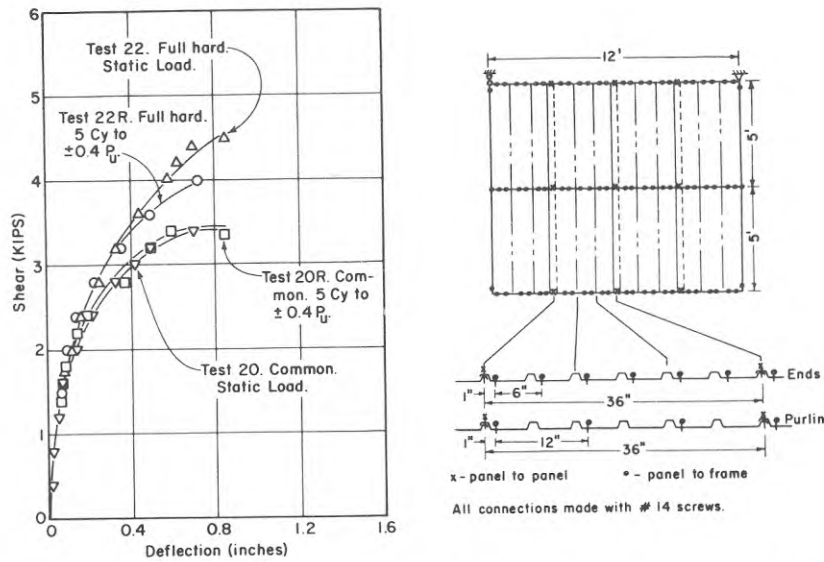


FIG. 3.5:8 Materialhållfasthetens inverkan på skivans hållfasthet och styvhet vid statisk- resp. dynamisk last enligt Luttrell (1967). (Sträckgränsen för "Full hard steel" är 101,4 resp. 102,5 ksi och för "Common mild steel" 54,5 ksi).
(1,0 ksi = 6,90 N/mm²)

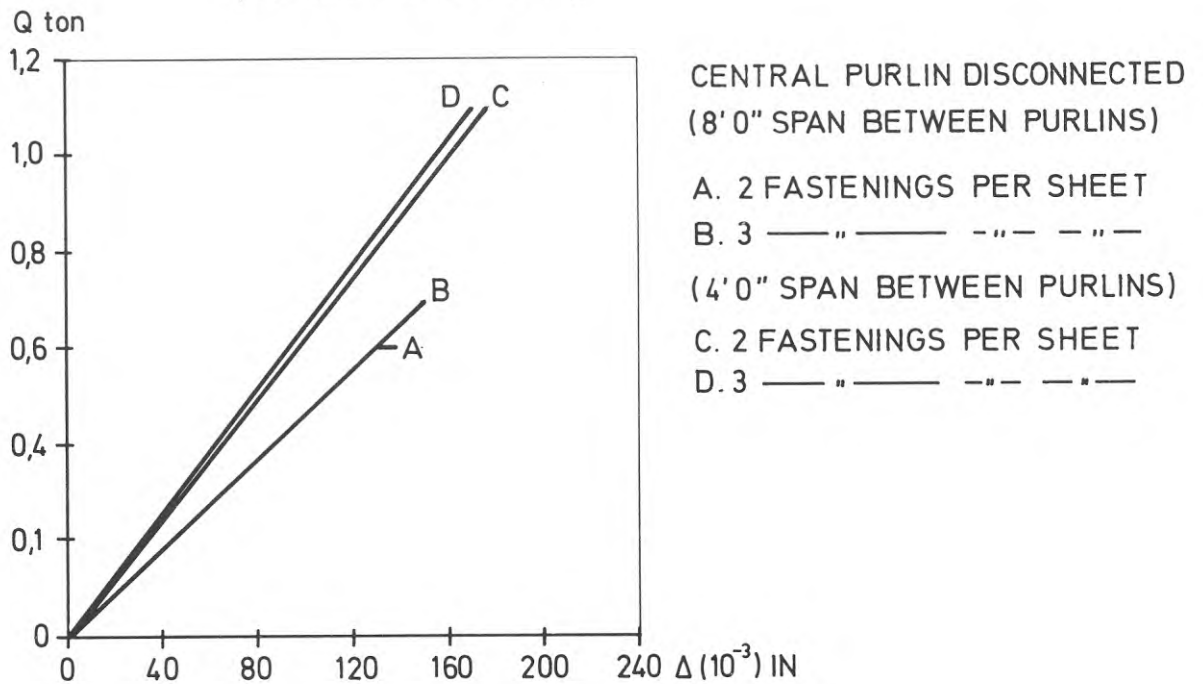
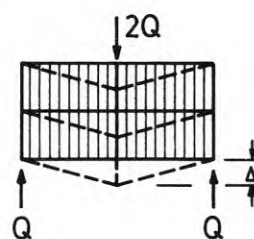
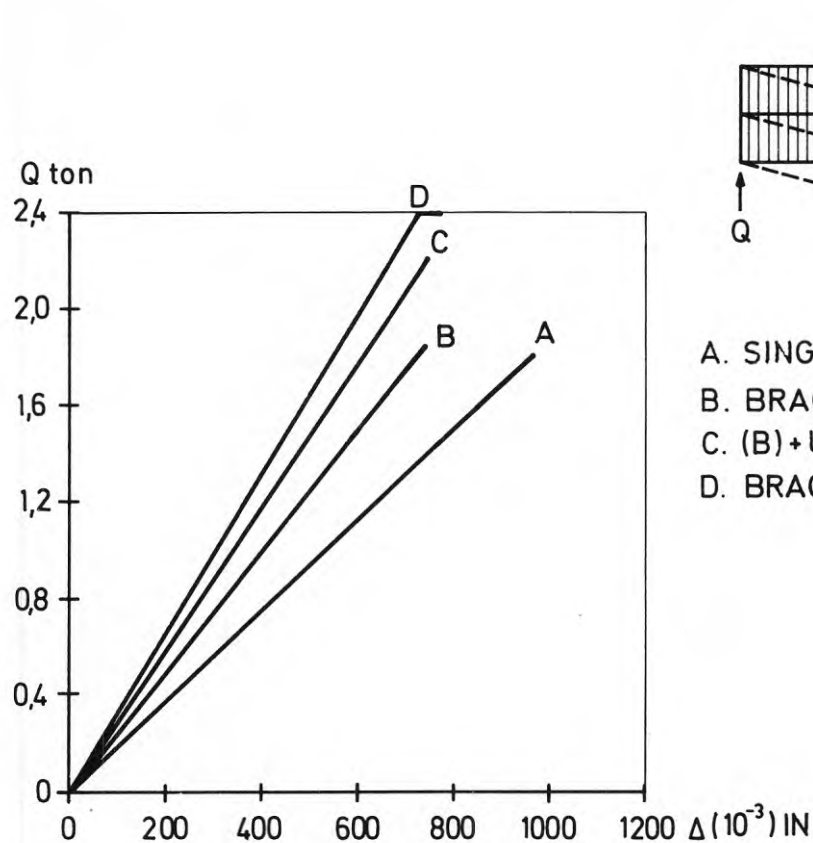


FIG. 3.5:9 Last-deformationssamband enligt Jackson (1965) vid skjuvbelastning av en takskiva bestående av två paneler av typ nr. 13 (se FIG. 3.5:3) med åsavståndet 2438 mm (kurva A och B) resp. 1219 mm (kurva C och D). (Belastningsanordning enligt nästa figur. Samtliga kurvor är approximerade med en rät linje.)
(1,0 TON = 9,97 kN, 1,0 inch (IN) = 25,40 mm)

ORIGINALTABELL OCH DIAGRAM
ÖVER FÖRSÖKSRESULTAT

BILAGA 1 (forts.)



- A. SINGLE BOLTS.
- B. BRACKETS ON EDGE RAFTERS.
- C. (B)+U.D.L OF $15^{lb}/ft.^2$
- D. BRACKETS ON ALL RAFTERS

FIG. 3.5.10 Lastdeformationssamband enligt Jackson (1965) vid skjuvbelastning av en takskiva bestående av två paneler av typ nr 11 (se FIG. 3.5:3) med olika utformning av förbindningarna (kurva A, B och D) mellan åsar och huvudbärverk. Kurva C visar inverkan på skjuvstyvheten av en jämnt utbredd last på 718 N/m^2 . Samtliga kurvor är approximerade med en rät linje.

ORIGINALTABELL OCH DIAGRAM
ÖVER FÖRSÖKSRESULTAT

BILAGA 1 (forts.)

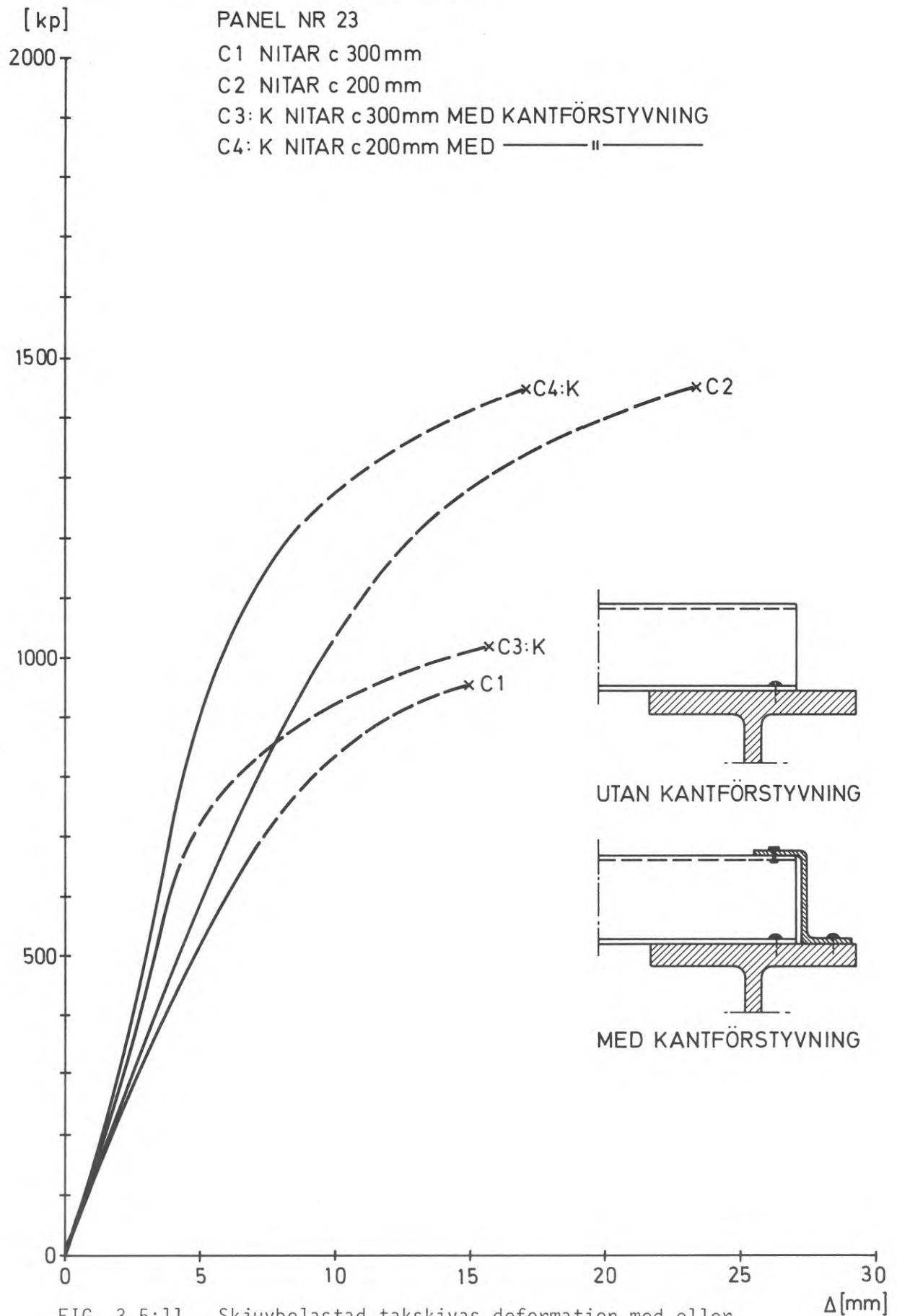


FIG. 3.5:11 Skjuvbelastad takskivas deformation med eller utan kantförstyvning enligt Eriksson (1970).

ORIGINALDIAGRAM ÖVER
FÖRSÖKSRESULTAT

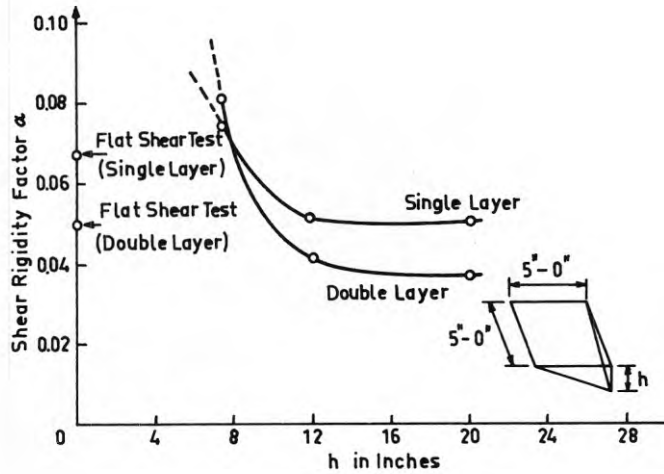


FIG. 3.6:1 Styvhetsfaktorn α vid varierande skalkrökning enligt Gergely & Winter (1972).

$$\alpha = G' / (t \cdot n \cdot G)$$

G = materialets skjuvmodul

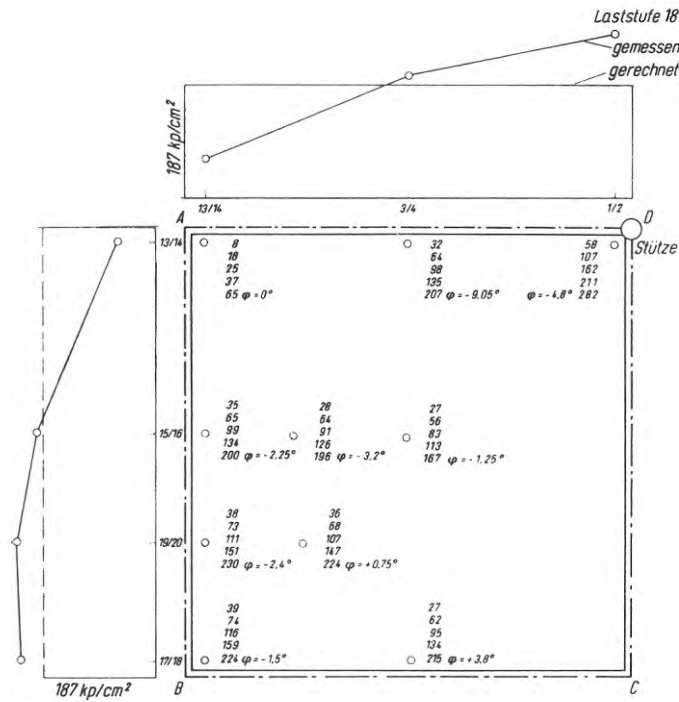
G' = skalkonstruktionens verkliga skjuvmodul, vilken erhålles experimentiellt

n = antal lager profilerad plåt i skalet

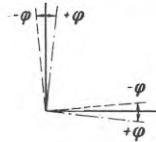
t = plåttjocklek

(1,0 inch = 25,4 mm)

ORIGINALDIAGRAM ÖVER
FÖRSÖKSRESULTAT



φ = Abweichung der Richtung
der Hauptschubspannung von
der theoretischen Richtung



Berechnete Werte:

- Laststufe 3 = 32 kp/cm²
- Laststufe 7 = 64 kp/cm²
- Laststufe 10 = 96 kp/cm²
- Laststufe 12 = 128 kp/cm²
- Laststufe 18 = 187 kp/cm²

FIG. 3.6:2

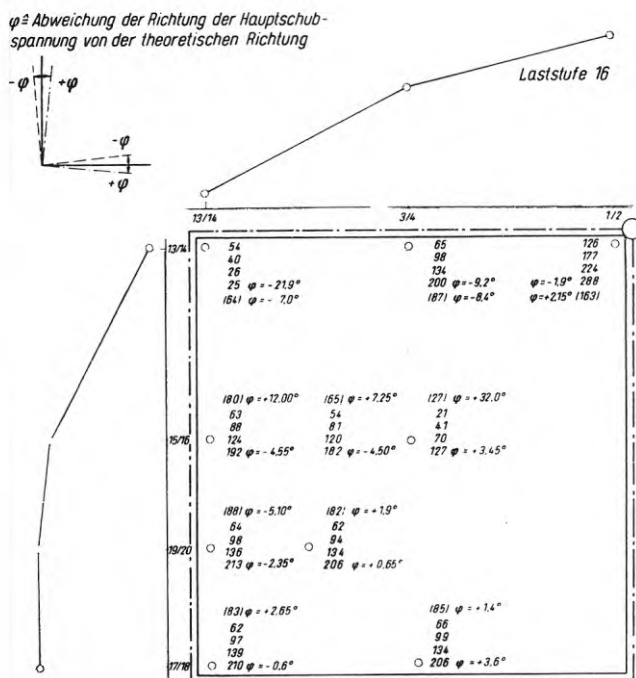
Uppmätta och teoretiskt beräknade skjuv-
påkänningar i hyparskalelementets yta vid
jämnt utbredd last enligt Fischer (1972).

Normalkraftfördelningen i randförstyvningarna
anges för lastfall 18

Lastfall	Belastning N/m ²
3	241
7	481
10	722
12	963
18	1404

$(1,0 \text{ kp/cm}^2 = 0,0981 \text{ N/mm}^2)$

ORIGINALDIAGRAM ÖVER
FÖRSÖKSRESULTAT



Berechnete Werte

ungleichmäßige Schalenbelastung	gleichmäßige Schalenbelastung
Laststufe 5 \pm Laststufe 7	64 kp/cm ²
Laststufe 9 \pm Laststufe 10	96 kp/cm ²
Laststufe 13 \pm Laststufe 12	128 kp/cm ²
Laststufe 16 \pm Laststufe 18	187 kp/cm ²
Laststufe 15a)	

FIG. 3.6:5 Uppmätta och teoretiskt beräknade skjuvpåkänningar i hyparskalelementets yta vid ojämnt fördelad last enligt Fischer (1972).
(1,0 kp/cm² = 0,0981 N/mm²)

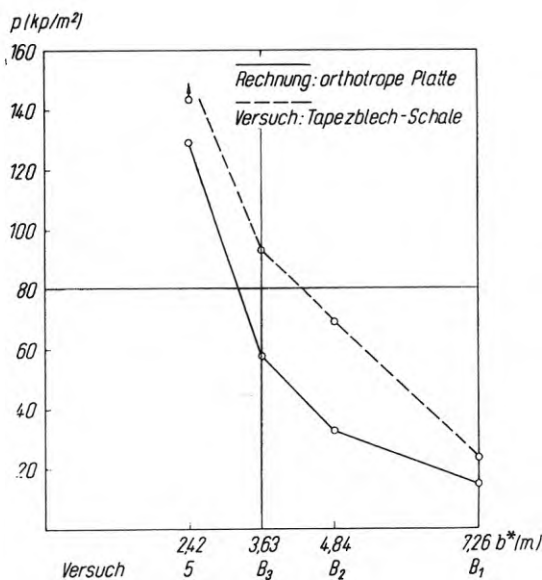


FIG. 3.6:7 Uppmätta kritiska bucklingslaster för ett hyparskal belastat med jämnt utbredd last och beräknade kritiska bucklingslaster för en ortotrop skiva enligt Fischer (1972).
(1,0 kp/cm² = 0,0981 N/mm²)

R4:1974

**Denna rapport avser anslag C 913 från Statens råd för byggnadsforskning till avdelningen för stålbyggnad, KTH, Stockholm.
Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm
Grupp: konstruktion**

Pris: 21 kronor