

Rapport

R40:1971

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VAJTEN
BIBLIOTEKET

Längdskarvning av trä- balkar med spikplåts- förband

Gunnar Edlund

Byggforskningen

Längdskarvning av träbalkar med spikplåtsförband

En ny metod för dimensionering av spikplåtsförband använda för längdskarvning av virke

Gunnar Edlund

Spikplåtar — plåtar med utstansade och åt ena sidan utvikta långsmala, spikformade tänder, se FIG. 1 — har snabbt vunnit insteg som förbindare i träfackverk. De pressas in i träet över fogarna — en plåt från vardera sidan — varför virkesdelarna måste ligga i ett plan och vara av samma tjocklek. Den icke utstansade delen av plåten verkar sammanhållande på spikgruppen och motverkar sprickbildning i virket vid spikarnas pressning. Det gör att man kan använda ett tätare spikmönster än för vanliga spikförband. Samtidigt ökar då även kraftupptagningen per ytenhet förbindare.

I föreliggande rapport redovisas inledningsvis dels hur förbandens hållfasthet varierar med virkets tryckhållfasthet, dels hur dålig inpressning av spikarna påverkar förbandens styvhet och hållfasthet. Huvuddelen av rapporten ägnas sedan åt att presentera nya metoder för dimensionering av spikplåtsförband använda för längdskarvning av träbalkar. Metodernas tillämpning har typgodkänts av Statens Planverk, typgodkännande nr T 1623/71, vilket bifogas rapporten. Metoderna har i sammandrag även beskrivits i Byggeforskningens informationsblad B16:1971, benämnt Spikplåtsförband.

För industrins del öppnade spikplåtarna möjligheter till rationaliseringar i takstolstillverkningen som gjorde att man i stället för att invänta en fullständig utredning av förbandens egenskaper accepterade provisoriska anvisningar som gav plåtstorlekar på säkra sidan. På läng-

re sikt är det naturligtvis otillfredsställande ur materialekonomisk synpunkt att arbeta med för höga säkerhetsmarginaler. De provisoriska anvisningarna har också i vissa fall visat sig begränsa en vidgad användning av spikplåtsförband. För att ge underlag för en noggrannare bedömning av verkningssättet hos spikplåtsförband pågår undersökningar vid Svenska Träforskningsinstitutet (STFI). Syftet är att ta fram hållfasthets- och förskjutningsdata såväl för förband med spikplåtar som för hela konstruktioner med dessa förband.

I första hand vill man undersöka om och i vilken utsträckning minskade förbandsareor medför att skärpt uppmärksamhet måste ägnas åt excentriciteter i vanliga fackverkskonstruktioner. Vidare är det angeläget att undersöka möjligheterna att tillgodoräkna sig direkt kraftöverföring mellan virkesdelarna i fackverk med tryckta stänger. Undersökningen genomförs i etapper och delresultat publiceras så snart de föreligger.

Inverkan av virkets tryckhållfasthet på förbandens styvhet och hållfasthet

Spikplåtsförbandens hållfasthet och styvhet är en komplicerad funktion av träets, plåtens och spikarnas egenskaper. Styvhetsen är vidare starkt beroende av belastningstiden. Det gäller därför att finna approximationer av de verkliga förhållandena, som är enkla för konstruktören att arbeta med samtidigt som de nöjaktigt speglar förbandens verkningssätt. Hållfastheten hos förbanden beror av hållfastheten hos ingående

Byggeforskningen Sammanfattningar

R40:1971

Nyckelord:

spikplåtsförband (längdskarvning av trä), tillverkning, dimensioneringsmetoder, hållfasthet

träförband (längdskarvning)

Rapport R40:1971 avser anslag C445:1 från Statens råd för byggnadsforskning till Svenska träforskningsinstitutet, Stockholm.

UDK 694.2:674.028.5
SfB Xt6, (29)

Sammanfattning av:

Edlund, G, 1971, *Längdskarvning av träbalkar med spikplåtsförband. En ny metod för dimensionering av spikplåtsförband använda för längdskarvning av virke.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R40:1971, 228 s., ill. 28 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

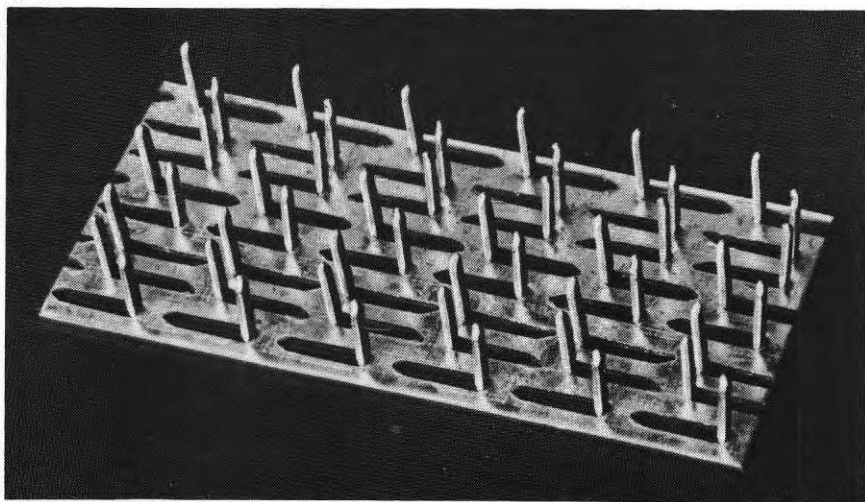


FIG. 1. Spikplåt med utstansade spikar.

material. Plåtens hållfasthet är i stort sett konstant medan virkets förmåga att uppta de krafter som spikarna överför ökar med virkets tryckhållfasthet. För praktiskt bruk räknar man då om tillåtna laster för förbanden, så att de gäller för en tryckhållfasthet hos virket, som bedöms karakteristisk för virket i den typ av konstruktioner, där plåtarna skall användas.

Första delen av undersökningen har ägnats åt att finna den funktion enligt vilken förbandens brottlast omräknas till en karakteristisk tryckhållfasthet hos virket. Omräkningen förutsätter kännedom om virkets tryckhållfasthet i det provade förbandet. Normalt bestäms denna hållfasthet med hjälp av små tryckprismor, uttagna i närheten av det provade förbandet. Det är en både tidsödande och dyrbar metod. Flera forskare har visat att det finns ett samband mellan virkets tryckhållfasthet och dess fuktkvot och volymvikt. Att bestämma fuktkvot och volymvikt är enkelt och därför har det ansetts lämpligt att försöka finna ett matematiskt uttryck för sambandet mellan tryckhållfasthet och fuktkvot och volymvikt. Ett uttryck angivet av M. Johanssen i Nordiska Kommitténs för byggnadsbestämmelser (NKB) skrift nr 7 visade sig efter en smärre modifiering ge god överensstämmelse med försöksresultaten inom det aktuella fuktkvots- och volymviktsområdet. Den slutliga omräkningen av förbandens hållfasthet visade sig kunna utföras med hjälp av en potensfunktion, där såväl basen som exponenten varierar med virkets tryckhållfasthet. Funktionen återges grafiskt i rapporten. Även förbandens styvhet har på liknande sätt uttryckts som en karakteristisk styvhet för förbanden i den typ av virke, där spikplåtar används.

Inpressningstoleranser

Vid tillverkning av spikplåtsförband inträffar ibland en ofullständig inpressning av plåten. För tillverkare och kontrollerande byggnadsmyndigheter är det då av stor vikt att veta i vilken omfattning ofullständig inpressning kan tolereras innan förbandet måste kasseras. En ofullständig inpressning kan bero dels på att de sammanfogade virkesdelarna haft olika tjocklek, dels på att plåtens fullständiga inpressning förhindrats genom en viss snedställning av tänderna, orsakad av t ex kvistar eller ovanligt tungt virke. Båda fallen har testats i undersökningen. Vid olika virkestjocklek i förbandet blir den ofullständiga

inpressningen av lokal natur och uppträder företrädesvis närmast fogen. Resultaten visar att tjockleksvariationer på upp till 2 mm har liten inverkan på förbandens hållfasthet och styvhet. Inpressningsfel som beror av andra orsaker får normalt en större utbredning över plåten.

I undersökningen visas att ett mellanrum om 2 mm mellan plåt och trä över halva infästningsarean reducerar brottlasten nära 10 % och deformationerna ökar i motsvarande grad. Vidare tilltar krypningen i förbanden vid långtidslast. I de anvisningar för utförande av spikplåtsförband som utgivits av NKB anges därför att skillnaden i tjocklek mellan i förbandet ingående virkesdelar ej får överstiga 2 mm och att spikarna, bortsett från lokala områden, skall pressas in så långt, att god kontakt åstadkommes mellan plåt och trä.

Hållfasthet och styvhet hos spikplåtsförband använda för längdskarvning

I tidigare uppställda teorier för förband, åverkade av moment, tar man ej hänsyn till anliggnen mellan virkesdelarna utan antar att vridningscentrum för varje infästning sammanfaller med respektive fogareas tyngdpunkt. Undersökningen visar att detta antagande endast gäller så länge som spel uppträder mellan virkesdelarna. Om förbandet är utfört utan spel, kommer vridningscentrum att sammanfalla med neutrallagret för kontaktytan mellan virkesdelarna. För förband utan spel erhålls därvid upp till 2 å 3 ggr så höga tillåtna moment som för förband utförda med spel utan att styvheten försämras.

I anvisningarna för tillverkning av förbanden föreskrivs att de skall tillverkas med god anliggning. Med hänsyn till de ökningarna i tillåtna moment som därvid kan uppnås förefaller det naturligt att industrin går in för att tillverka förbanden helt utan spel. Det är relativt enkelt produktionstekniskt sett och förutsätter endast en god rätkapning plus ett lätt tryck i längsled över skarven vid plåtarnas inpressning.

Med utgångspunkt från plasticitetsteorin visas i rapporten en fullständig teoretisk behandling av spikplåtsförband, åverkade av moment och dragkraft. Teorins giltighet har bekräftats av genomförda försök. Vidare har visats att inverkan av tvärkrafter kan försummas om blott tillåten tvärkraft ej överskrids.

Uttryck anges även för vinkeländringen över skarven som funktion av moment

och dragkraft. Vinkeländringen över skarven ökar kraftigt vid samtidig inverkan av moment och dragkraft. Många gånger kan man ej tolerera de kraftiga vinkeländringar som då erhålls. I rapporten anges därför med hjälp av elasticitetsteori en beräkningsmetod, för sammansatta påkänningar, som ej ger större vinkeländring än vad som erhålls vid enbart tillåtet moment.

Inverkan av spel mellan virkesdelarna behandlas såväl ur hållfasthets- som styvhetssynpunkt. Det visas att spel upp till 1 mm ej inverkar på hållfastheten, däremot ökar vinkeländringen. Metoder anges för beräkning av denna tillskotts-vinkeländring. Vidare läggs en beräkningsteori fram för förband utförda med spel där man ej kan tillåta att spelet går ihop.

Krypning hos spikplåtsförband

Den föreslagna höjningen av tillåtet moment för spikplåtsförband använda för längdskarvning av träbalkar har följts upp med en undersökning av den relativa krypningen i förbanden. Det påvisas att den ej är större än vad som gäller för spikade förband. I föreslagna regler för typprovning av träkonstruktioner (STFI:s B-medd. nr 54) anges den relativa krypningen för konstruktioner med spikade förband till 0,85 under långtidbelastning. Här föreslås att relativ krypning för själva förbandet sätts till 1,2.

Tillämpade försök

Ett aktuellt tillämpningsområde för längdskarvade träbalkar är kontinuerliga bjälklag. Skarvens inverkan på bjälklagets nedböjning vid olika skarvplaceringar har studerats i fullskaletest av trestödsbalkar. Som väntat var det gynnsammast att placera skarven i zoner med lågt moment. Skarvning över det högt momentpåkända mellanstödet går bra ur hållfasthetssynpunkt, men den vinkeländring som erhålls över skarven kan framträda på ett besvärande sätt i det färdiga bjälklaget, om ej skarvens placering döljs av väggar, garderober etc. Skarvning i snitt med lågt moment ger små vinkeländringar och torde i allmänhet inte erbjuda några estetiska problem i den färdiga konstruktionen.

Beräkningsexempel

I sista avsnittet visas hur föreslagna beräkningsmetoder kan användas för bestämning av hållfasthet och deformationer hos några vanliga konstruktioner, längdskarvade med spikplåtsförband.

Longitudinal jointing of timber joists using nail plate connectors

A new method for dimensioning of nail plate joints for longitudinal timber connections

Gunnar Edlund

Nail plates (toothed plates) — plates in which narrow nail-shaped teeth are punched out and bent to one side at right angles to the plate, see FIG. 1 — have quickly gained popularity as connectors in timber trusses. They are pressed into the timber across the joint — one plate from each side — and for this reason the timber members must be situated in the same plane and have the same thickness. The part of the plate which has not been punched out has the effect of holding the nail group together and counteracts cracking in the timber when the nails are pressed in. This means that it is possible to use a tighter nail pattern than in usual nailed joints. The force which can be resisted per unit area of connector is increased at the same time.

The introductory section of this report describes how the strength of the joint varies with the compressive strength of the timber and also how unsatisfactory penetration of the nails affects the stiffness and strength of the joint. The main section of the report is devoted to the presentation of new methods of designing nail plates used for longitudinal butt jointing of timber beams. The application of the methods has been given the approval of the National Swedish Board of Urban Planning, General Approval Certificate No. T 1623/71, which is attached to the report.

From the point of view of industry, the introduction of nail plates opened up the possibility of rationalizations in the production of roof trusses. The result of this was that provisional specifications which laid down plate sizes with a safety margin were accepted in preference to waiting for the results of a full-scale investigation of the properties of such

joints. On a long-term basis, it is naturally unsatisfactory from the aspect of materials economy to use excessive safety margins. The provisional specifications have also been found in certain cases to limit increased use of nail plates. The Swedish Forest Products Research Laboratory (STFI) is at present engaged in investigations intended to provide the basis for a more accurate assessment of the method of operation of nail plates. The aim is to produce strength and displacement data both for nail plates and for complete structures incorporating such joints.

The primary aim is to investigate whether, and if so to what extent, it is necessary as a result of a reduction in joint areas to pay closer attention to eccentricities in usual types of trusses. It is furthermore important that the possibilities of including the effect of direct transmission of force between timber members in trusses in which members are in compression should be investigated. The investigation is being carried out in stages and progress reports will be published as soon as results are available.

The effect of the compressive strength of the timber on the stiffness and strength of the joint

The strength and stiffness of a toothed plate joint are a complicated function of the properties of the timber, the plate and the nails. Stiffness also depends to a large extent on the duration of the load. The problem is therefore one of finding approximations of the actual conditions which the designer can work with easily, and which will at the same time satisfactorily reflect the method of operation of the joint. The strength of a joint depends on the strength of the constituent mate-

National Swedish Building Research Summaries

R40:1971

Key words:

nail plate connectors (longitudinal butt jointing of timber), design methods, production, strength

timber joints (longitudinal jointing)

Report R40:1971 has been supported by Grant C 445:1 from the National Swedish Council for Building Research to the Swedish Forest Products Research Laboratory, Stockholm.

UDC 694.2:674.028.5
SfB Xt6, (29)

Summary of:

Edlund, G, 1971, *Längdskarvning av träbalkar med spikplåtsförband. En ny metod för dimensionering av spikplåtsförband använda för längdskarvning av virke*. Longitudinal jointing of timber joists using nail plate connectors. A new method for dimensioning of nail plate joints for longitudinal timber connections. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R40:1971, 228 p., ill. 28 Sw.Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403, S-111 84 Stockholm
Sweden

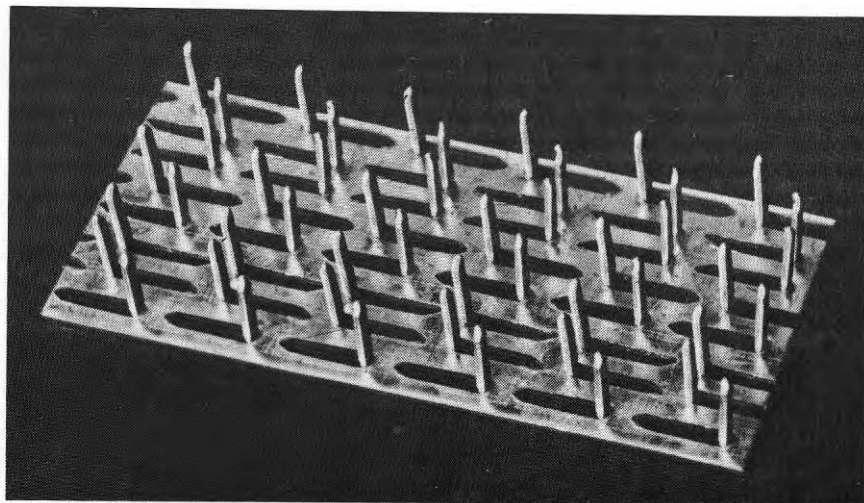


FIG. 1. Nail plate with punched, nail-shaped teeth.

rials. The strength of the plate is largely constant while the ability of the timber to resist the forces transmitted by the nails becomes greater as the compressive strength of the timber increases. In practical use permissible loads are specified for the joints. These are calculated on the basis of a value of the compressive strength of the timber that is considered as characteristic for the timber in the type of structure in which the plates will be used.

An attempt has been made in the first part of the investigation to find the function according to which the ultimate load of the joint is converted to a characteristic compressive strength for the timber. The conversion presupposes knowledge of the compressive strength of the timber in the joint tested. This strength is normally determined with the aid of small prisms taken from the vicinity of the joint tested. This method requires a lot of time and is also expensive. Several research workers have shown that there is a connection between the compressive strength of a timber and its moisture content and density. Determination of the moisture content and density is simple, and it has therefore been considered best to try and find a mathematical expression for the relationship between the compressive strength and the moisture content and density. An expression quoted by M. Johansson in the Nordic Building Regulations Committee (NKB) Publication No. 7 was found after minor modifications to be in good agreement with research results in the moisture content and density range of interest. Final calculation of the strength of the joint was found possible with the aid of a function in which both the base and the index vary according to the compressive strength of the timber. The function is shown graphically in the report. The stiffness of the joint has also been expressed in a similar manner as a characteristic stiffness for the joint in the type of timber in which nail plates are used.

Penetration tolerances

In making nail plates, incomplete penetration of the plate sometimes occurs. It is very important that the manufacturer and the building authority exercising control should know to what extent incomplete penetration can be tolerated before the joint must be rejected. Incomplete penetration may be a result of the timber members being connected having different thicknesses, and complete penetration of the plate may also be prevented by the teeth being forced sideways to some extent by e.g. knots or by the timber being unusually hard. Both cases have been tested during the investigation. When the thickness of the members being connected is different,

incomplete penetration is of a local nature and mostly occurs next to the joint. The results show that variations in thickness of up to 2 mm have little effect on the strength and stiffness of the joint. Faulty penetration due to other reasons usually extends over a larger part of the plate.

The investigation shows that a space of 2 mm between the plate and the timber over half the joint area reduces the ultimate load by almost 10 % and that deformations increase to the same extent. Creep also increases in the joint on long-term loading. The instructions for nail plates issued by NKB therefore specify that the difference in thickness between timber members in a joint shall not exceed 2 mm and that, apart from localized areas, the nails shall be pressed into the timber to such a depth that contact between plate and timber is satisfactory.

Strength and stiffness of nail plates used in longitudinal butt joints

Previous theories put forward for joints subjected to moment do not take contact between the timber members into consideration, but assume that the centre of rotation for each joint coincides with the centroid of the appropriate joint area. The investigation shows that this assumption is valid only when there is a gap between the timber members. If the joint is constructed without any gap the centre of rotation will coincide with the neutral plane for the contact area between the timber members. The permissible moment for joints without any gap will as a consequence be up to 2–3 times as high as that for joints in which there is a gap, without the stiffness being reduced. The instructions for the manufacture of joints specify that contact between the timber members shall be satisfactory. In view of the increases in permissible moment which can be attained in this way, it is quite natural that the industry aims to produce joints without any gap at all. This is relatively simple from a production engineering point of view and only requires that the timbers should be cut straight and that there should be a slight pressure in the longitudinal direction over the joint area when the plates are being pressed home.

The report presents, on the basis of the plasticity theory, a complete theoretical treatment of nail plates subject to moment and tensile force. The validity of the theory has been proved by test. It has also been shown that the effect of shear forces may be ignored, the only stipulation being that the permissible shear force is not exceeded.

Expressions are also given for changes in angle over the joint as a function of the moment and the tensile force. The

change in angle over the joint greatly increases when the joint is subjected simultaneously to moment and tensile force. In many cases the large changes in angle which then occur cannot be tolerated. The report therefore presents, with the aid of elastic theory, a calculation method for composite stresses, which do not produce a change in angle larger than that due only to the permissible moment.

The effect of gap between the timber members is dealt with from the points of view of both strength and stiffness. It is shown that a gap of up to 1 mm has no effect on the strength, while on the other hand the change in angle increases. Methods are given for the calculation of this additional change in angle. A calculation theory is also presented for joints constructed with a gap in which the gap can not be allowed to close up.

Creep in nail plates

The proposed increase in permissible moment for nail plates used for longitudinal butt jointing of timber beams has been followed by an investigation of the relative creep in the joint. It is shown that creep is not greater than in nailed joints. In the proposed rules for type testing of timber structures (STFI B-Publication No. 54) it is stated that the relative creep in structures with nailed joints, subjected to long-term loading, is 0.85. It is proposed that the relative creep for the joint itself should be set at 1.2.

Full-scale tests

A field of application for timber beams with longitudinal butt joints which is of interest is that in continuous floors. The effect of the joint on the deflection of the floor, for different joint placings, has been studied in a full-scale test on two-span beams. As expected, it was most favourable to place the joints in zones where the moment was low. Jointing over the intermediate support which is highly stressed by the moment is satisfactory from the point of view of strength, but the change in angle obtained over the joint may cause inconvenience in the completed floor, unless the placing of the joint is concealed by walls, cupboards etc. Jointing at sections where the moment is low produces small changes in angle and should not in general give rise to aesthetic problems in the finished structure.

Calculation examples

The last section shows how the proposed calculation methods can be used for the determination of the strength and deformations of some common structures which have been butt jointed longitudinally with nail plates.

LÄNGDSKARVNING AV TRÄBALKAR
MED SPIKPLÅTSFÖRBAND

En ny metod för dimensionering av spikplåtsförband använda för längdskarvning av virke.

LONGITUDINAL JOINTING OF TIMBER
JOISTS USING NAIL PLATE CONNECTORS

A new method for dimensioning of nail plate joints for longitudinal timber connections.

av Gunnar Edlund

I N N E H Å L L

FÖRORD	5
BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER	6
SYMBOLS AND DEFINITIONS	10
LIST OF FIGURES	14
LIST OF DIAGRAMS	22
LIST OF TABLES	23
INTRODUKTION	25
1.1 Tillverkning och användning av spikplåtar	25
1.2 Problemställningar vid spikplåtsförband	27
1.3 Gällande bestämmelser	29
1.4 Behov av fördjupade kunskaper om spikplåtsförband	33
1.5 Forskning vid STFI avseende spikplåtsförband	34
2. MÅLSÄTTNING FÖR HÄR REDOVISADE UNDERSÖKNINGAR	37
3. MATERIAL	40
3.1 Virke	40
3.2 Spikplåtar	41
4. INVERKAN AV VIRKETS FUKTKVOT OCH VOLYMVIKT PÅ HÅLLFASTHET OCH DEFORMATIONER I SPIKPLÅTSFÖRBAND	44
4.1 Provningsens uppläggning och omfattning	44
4.2 Metod för deformationsmätning	47
4.3 Provning av förbandstyp Ia och IIa	51
4.4 Resultat och kommentar till provning för förbandstyp Ia och IIa	52
4.4.1 Samband mellan virkets tryckhållfasthet och dess fukt- kvot och volymvikt	52
4.4.2 Förbandens hållfasthet	58
4.4.3 Förskjutningar i förbanden	76
5. HÅLLFASTHET OCH STYVHET HOS SPIKPLÅTSFÖRBAND MED OFULL- STÄNDIGT INPRESSADE SPIKAR	91
5.1 Bakgrund	91
5.2 Provningsens uppläggning och omfattning	91
5.3 Provningsens utförande	92
5.4 Resultat och kommentarer	92
6. SPIKPLÅTSFÖRBAND ÅVERKADE AV BÖJANDE MOMENT	97
6.1 Tidigare undersökningar och teorier	97
6.2 Motiv för ytterligare undersökningar av spikplåtsförband åverkade av moment	100
6.3 Undersökningens omfattning och uppläggning	101
6.4 Provningsens utförande	104
6.5 Provningsresultat	109
6.6 Kommentar till resultaten	133
6.7 Metod för beräkning av tillåtet moment	138
6.8 Korttidsvinkeländringen över skarven	150

7.	SPIKPLÅTSFÖRBAND ÅVERKADE AV MOMENT OCH DRAGKRAFT	157
7.1	Bakgrund	157
7.2	Provningsens uppläggning och omfattning	158
7.3	Provningsens utförande	158
7.4	Provningsresultat	159
7.5	Kommentar till erhållna resultat	159
7.6	Metoder för beräkning av hållfasthet och tillskotts- vinkeländringar för förband åverkade av moment och dragkraft	165
8.	SPIKPLÅTSFÖRBAND ÅVERKADE AV MOMENT, DRAGKRAFT OCH TVÄRKRAFT	185
8.1	Bakgrund	185
8.2	Provningsens uppläggning och omfattning	185
8.3	Provningsens utförande	187
8.4	Provningsresultat och kommentarer	187
9.	KRYPNING I SPIKPLÅTSFÖRBAND	193
9.1	Introduktion	193
9.2	Provningsens omfattning och utförande	193
9.3	Försöksresultat	196
9.4	Diskussion av resultaten	199
10.	FÖRSÖK MED KONTINUERLIGA TRESTÖDSBALKAR SKARVADE MED SPIKPLÅTAR	205
10.1	Försökets uppläggning	205
10.2	Försöksresultat	208
10.3	Diskussion av resultaten	212
11.	PRAKTISK TILLÄMPNING AV RESULTATEN	217
11.1	Allmänt	217
11.2	Längdskarvning med spikplåtar av fritt upplagd balk	217
11.3	Längdskarvning med spikplåtar av balk på flera stöd	221
11.4	Skarvning av ramstänger i fackverk	230
	LITTERATUR	231

FÖRORD

Spikplåtar har snabbt vunnit insteg som förbindare i träfackverk. De anvisningar för utförande och dimensionering av spikplåtsförband som lämnats av myndigheterna har varit av interimistisk karaktär i avvaktan på resultat från pågående undersökningar av spikplåtsförband. Undersökningarna utföres för svenskt vidkommande vid Svenska Träforskningsinstitutet (STFI). Statens Råd för Byggnadsforskning tillskjuter genom anslag medel för ungefär halva undersökningskostnaden. Resterande del finansieras av STFI.

Föreliggande rapport, som redovisar delresultat av denna undersökning, behandlar hållfasthet och styvhet hos spikplåtsförband, använda för längdskarvning av virke.

Överingenjör Lars-Erik Nelsson, chef för avdelningen för träteknik vid STFI, och tekn.dr Bengt Norén, forskningsledare för träkonstruktionsgruppen vid avdelningen för träteknik, har välvilligt granskat manuskriptet till rapporten och lämnat värdefulla synpunkter på dess utformning. Huvuddelen av försöksarbetet har på ett förtjänstfullt sätt utförts av byggnadsingenjör Ingegärd Högström. Ingenjör Björn Esping har svarat för krypningsförsöken och fullskaleprovingen av kontinuerliga trestödsbalkar.

Till alla ovannämnda och till övriga, icke nämnda, som medverkat vid framställningen av rapporten, framför jag mitt varma tack.

Slutligen tackar jag Nordisk Kartro AB, som kostnadsfritt ställt spikplåtar och inpressningsutrustning till förfogande.

Stockholm i april 1971.

Gunnar Edlund

BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER

Förteckningen omfattar samtliga införda beteckningar utom hjälpsorheter, införda vid härledning av ekvationerna. Dessa framgår i direkt anslutning till respektive härledning.

G e o m e t r i s k a b e t e c k n i n g a r

- B virkets höjd (cm)
 W virkets böjmotstånd (cm^3)
 I virkets tröghetsmoment (cm^4)
 a spikplåtens längd (cm)
 b spikplåtens bredd (cm)
 c avstånd från foglinjen till spikplåtens effektiva area (cm)
 A spikplåtens effektiva area (cm^2)
 d avstånd från plåtkanten till fri virkeskant på dragsidan vid spikplåtsförband åverkade av moment (cm)
 d spikens diameter (cm)
 s spel mellan virkesdelarna (cm)
 r_i avstånd från effektiva fogareans tyngdpunkt till enskild spik (cm)
 r_{max} största avstånd från effektiva fogareans tyngdpunkt till en punkt på denna areas begränsningslinjer (cm)
 I_p polära tröghetsmomentet för den effektiva fogarean (cm^4)
 l spikens längd (cm)
 l spännvidd (cm)
 e spännvidd (cm)
 f avstånd från upplag till skarv (cm)

B e t e c k n i n g a r f ö r l a s t e r, k r a f t e r o c h m o m e n t

- P punktlast (kp)
 P axiallast på spikplåtsförband (kp)
 P_i last på enskild spik (kp)
 q last per längdenhet spik (hålkanttryck) (kp/cm)
 q jämnt fördelad vertikal belastning (kp/cm)
 N axiell dragkraft (kp)
 N_{till} tillåten axiell dragkraft (kp)
 N_s axiell dragkraft vid full plasticering av förbandet (kp)
 T tvärkraft (kp)

T_{till}	tillåten tvärkraft (kp)
M	böjande moment (kpcm)
M_{till}	tillåtet moment (kpcm)
M_s	böjande moment vid full plasticering (kpcm)
M_{br}	böjande moment vid brott (kpcm)
M_r	böjande moment vid brott, omräknat till enhetlig virkeshållfasthet
M_c	karakteristiskt böjande moment vid brott vid 95% signifikansnivå
M_N	böjande moment vid samtidig dragning (kpcm)
$(M_N)_{till}$	tillåtet böjande moment vid samtidig dragning (kpcm)
T	resulterande tryckpåkänning på grund av moment (kp)
D	resulterande dragpåkänning på grund av moment (kp)
R	upplagsreaktion (kp)

B e t e c k n i n g a r f ö r p å k ä n n i n g a r

σ_b	böjupåkänning i virket (kp/cm ²)
σ_p	träets tryckhållfasthet i fiberriktningen (kp/cm ²)
σ_{pr}	det värde som bedöms karakterisera den förväntade tryckhållfastheten hos virket i den typ av konstruktioner för vilka förbanden är avsedda. För förband i konstruktionsvirke av furu eller gran insättes som regel $\sigma_{pr} = 350 \text{ kp/cm}^2$
τ	skjuvpåkänningen mellan plåt och trä (kp/cm ²)
τ_{br}	skjuvpåkänningen mellan plåt och trä vid brott (kp/cm ²)
τ_r	det till enhetlig virkeshållfasthet omräknade värdet på skjuvpåkänningen mellan plåt och trä, (kp/cm ²)
τ_c	karakteristisk skjuvpåkänning mellan plåt och trä vid 95% signifikansnivå (kp/cm ²)
τ_o	grundvärdet för tillåten skjuvpåkänning mellan plåt och trä (kraftriktning, fiberriktning och en för plåten definierad huvudriktning sammanfallande) (kp/cm ²)
τ_M	skjuvpåkänning mellan plåt och trä på grund av moment (kp/cm ²)
P	normalkraft per breddcentimeter plåt (kp/cm)
P_o	tillåten normalkraft per breddcentimeter plåt då kraftriktning och plåtens huvudriktning sammanfaller (kp/cm)

B e t e c k n i n g a r f ö r d e f o r m a t i o n e r

δ	förskjutning i förbandet (cm)
δ_o	omedelbar förskjutning vid belastning (cm)
δ_u	uppmätt förskjutning (cm)
δ_r	det till enhetlig virkeshållfasthet omräknade värdet på förskjutningen (cm)
\varnothing, ϕ	vinkeländring över skarven (rad)
\varnothing_o	omedelbar vinkeländring vid belastning (rad)
y	nedböjning (cm)
y_s	nedböjning på grund av skarvens eftergivlighet (cm)
y_o	omedelbar nedböjning vid belastning (cm)
y_{br}	nedböjning vid brott (cm)
y_{till}	tillåten nedböjning (cm)
r_s	relativ krypning i förhållande till δ_o
r_y	relativ nedböjningskrypning i förhållande till y_o
r_\varnothing	relativ vinkeländringskrypning i förhållande till \varnothing_o

B e t e c k n i n g a r f ö r e l a s t i c i t e t o c h p l a s t i c i t e t

E	virkelets elasticitetsmodul (kp/cm ²)
k_f	förbandets förskjutningsmodul (kp/cm)
k	förskjutningsmodul per cm ² effektiv area (kp/cm ³)

Ö v r i g a b e t e c k n i n g a r

u	virkelets fuktkvot (%)
r_{ou}	virkelets volymvikt definierad som virkelets vikt i torrt tillstånd, dividerad med virkelets volym vid fuktkvoten u (g/cm ³)
s	spridning
k	faktor med vilken spridningen multipliceras. Vid 15 prov och fler ges k värdet 2,5 vid 5 prov värdet 2. Däremellan interpolieras rätlinjigt
α_1	vinkeln mellan kraftriktning och virkelets fiberriktning
α_2	vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning
α_3	vinkeln mellan fiberriktning och plåtens huvudriktning
α	den största av vinklarna α_1 , α_2 och α_3
f_i	anisotropifaktor vars värde beror av α_1 , α_2 och α_3
c, a, k	konstanter
r	korrelationskoefficient

D e f i n i t i o n

Effektiv fogarea Den totala fogarean mellan plåt och trä minskad med de delar av denna area som ligger närmare fogen än en centimeter.

Anisotropi Det förhållande att ett material har accentuerat olika egenskaper i olika riktningar.

F ö r k o r t n i n g a r

NKB Nordiska Kommittén för byggnadsbestämmelser

STFI Svenska Träforskningsinstitutet

I rapporten har det äldre sortsystemet med kp och kp/cm² använts. Enligt beslut av standardiseringskommissionen skall numera det internationella SI-systemet användas och motsvarande sorter vara N och N/m². Följande omräkningsfaktorer gäller ungefärligen.

$$1 \text{ kp} = 10 \text{ N} \quad (\text{noggrannare } 9.81)$$

$$1 \text{ kp/cm}^2 = 1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$$

SYMBOLS AND DEFINITIONS

This list includes all the symbols used with the exception of auxiliary quantities introduced in deriving the equations. These are explained in conjunction with the appropriate derivation.

Geometrical symbols

B	height of timber (cm)
W	modulus of section of timber (cm^3)
I	second moment of area of timber (cm^4)
a	length of toothed plate (cm)
b	width of toothed plate (cm)
c	distance between line of joint and effective area of toothed plate (cm)
A	effective area of toothed plate (cm^2)
d	distance between plate on tension side and the free edge of the timber on the tension side in a toothed plate joint subject to moment ((cm)
d	diameter of nail (cm)
s	clearance between the timber members (cm)
r_i	distance between centroid of the effective joint area and an individual nail (cm)
r_{max}	greatest distance between centroid of the effective joint area and a point on the boundary lines of this area (cm)
I_p	polar moment of inertia of the effective joint area (cm^4)
l	length of nail (cm)
l	span (cm)
e	span (cm)
f	distance between support and joint (cm)

Symbols for loads, forces and moments

P	point load (kp)
P	load on toothed plate joint (kp)
P_i	load on an individual nail (kp)
q	load per unit length of nail (kp/cm)
q	uniformly distributed vertical load (kp/cm)

N	axial tensile force (kp)
N_{till}	permissible axial tensile force (kp)
N_s	axial tensile force with joint in the fully plastic condition (kp)
T	shear force (kp)
T_{till}	permissible shear force (kp)
M	bending moment (kpcm)
M_{till}	permissible bending moment (kpcm)
M_s	bending moment in the fully plastic condition (kpcm)
M_{br}	bending moment on failure (kpcm)
M_r	bending moment on failure, converted into uniform timber strength (kpcm)
M_c	characteristic bending moment on failure at 95% significance level (kpcm)
M_N	bending moment with simultaneous tension (kpcm)
$(M_N)_{till}$	permissible bending moment with simultaneous tension (kpcm)
T	resultant compressive stress due to moment (kp)
D	resultant tensile stress due to moment (kp)
R	reaction at support (kp)

Symbols for stresses

σ_b	bending stress in timber (kp/cm^2)
σ_p	compressive strength of timber in the direction of the fibre (kp/cm^2)
σ_{pr}	value which is considered as characteristic of the expected compressive strength in the timber in the type of structure for which the joint is intended. For joints in structural timber of spruce ordeal the value usually adopted is $\sigma_{pr} = 350 \text{ kgf/cm}^2$
τ	shear stress between plate and timber (kp/cm^2)
τ_{br}	shear stress between plate and timber at failure (kp/cm^2)
τ_r	value of shear stress between timber and plate which is converted into a uniform timber strength (kp/cm^2)
τ_c	characteristic shear stress between plate and timber at 95% significance level (kp/cm^2)
τ_o	basic value of permissible shear stress between plate and timber (on coincidence of direction of force, direction of fibre and a principal direction defined for the plate) (kp/cm^2)
τ_M	shear stress between plate and timber due to a moment (kp/cm^2)

p	normal force per centimetre width of plate (kp/cm)
p_o	permissible normal force per centimetre width of plate when direction of force and the principal direction of the plate coincide (kp/cm)

Symbols for deformations

δ	displacement in the joint (cm)
δ_o	immediate displacement on application of load (cm)
δ_u	measured displacement (cm)
δ_r	value of displacement which is converted to a uniform timber strength (cm)
ϕ	change in angle over the joint (rad)
ϕ_o	immediate change in angle on application of load (rad)
y	deflection (cm)
y_s	deflection due to flexibility of joint (cm)
y_o	immediate deflection on application of load (cm)
y_{br}	deflection at failure (cm)
y_{till}	permissible deflection (cm)
r_s	relative creep in relation to δ_o
r_y	relative deflection creep in relation to y_o
r_ϕ	relative change-in-angle creep in relation to ϕ_o

Symbols for elasticity and plasticity

E	modulus of elasticity for timber (kp/cm ²)
k_f	shear modulus of joint (kp/cm)
k	shear modulus per cm ² of effective area (kp/cm ³)

Other symbols

u	moisture content of timber (%)
r_{ou}	density of timber defined as weight of timber when dry divided by the volume of the timber at a moisture content u (g/cm ³)
s	scatter
k	factor by which the scatter is multiplied. For 15 and more tests, k is given the value 2.5 and for 5 tests the value 2. Linear interpolation is to be applied between these two values
α_1	angle between direction of force and direction of fibre in timber

α_2	angle between direction of force and principal direction of plate
α_3	angle between direction of fibre and principal direction of plate
α	the greatest of the angles α_1 , α_2 and α_3
f_i	anisotropy factor, the value of which is a function of α_1 , α_2 and α_3
c,a,k	constants
r	correlation coefficient

Definitions

Effective joint area. The total joint area between plate and timber less those parts of this area which are situated nearer than 1 centimetre from the joint

Anisotropy. The attribute of a material that it has markedly different properties in different directions.

Abbreviations

NKB	Nordic Committee for Building Regulations
STFI	Swedish Forest Products Research Laboratory

Unit of measurement

1 kp = 1 kgf = 10 N (more exact 9.81 N)

1 kp/cm² = 1 kgf/cm² = 1 · 10⁵ N/m²

LIST OF FIGURES

- Fig. 1.1 Example of the design of nail plate joints in a W-truss.
- Fig. 3.1 Appearance of the nail pattern for Hydro-Nail E. Note that there are two different types of nail.
- Fig. 4.1 The types of joint which have been tested.
- Fig. 4.2 Placing of dial gauges for joint types Ia and IIa.
- Fig. 4.3 Total strain in the joint compared with the strain in the plate.
- Fig. 4.4 Compressive strength of the timber as a function of the density when the moisture content is 12.4%.
- Fig. 4.5 Compressive strength of the timber as a function of the density when the moisture content is 13.3%.
- Fig. 4.6 Compressive strength of the timber as a function of the density when the moisture content is 18%.
- Fig. 4.7 Comparison between the results obtained in these tests and those of other research workers with regard to the relationship between the compressive strength of the timber and its moisture content and density.
- Fig. 4.8 Comparison between the relationship between the compressive strength of the timber and its moisture content and density, as recommended by the Nordic Building Regulations Committee (NKB)/1/, and the results obtained in these tests.
- Fig. 4.9 Stress distribution over an individual nail in a toothed plate under fully plastic conditions, if the nail is not bent other than on being affixed to the plate.
- Fig. 4.10 Stress distribution over an individual nail in a nail plate under fully plastic conditions if the nail is bent.
- Fig. 4.11 Magnitude of the conversion factor for different values of the compressive strength (σ_p) of the timber for conversion of the ultimate load of a toothed plate joint to a uniform compressive strength $\sigma_{pr} = 350 \text{ kgf/cm}^2$. The dotted curve shows the magnitude of the factor according to present rules /1/ and the full curve represents the expression recommended in this report.
- Fig. 4.12 Displacements in joint type Ia at constant moisture content (15%) and variable density.
- Fig. 4.13 Displacements in joint type Ia at variable moisture content, u and constant density (0.45 g/cm^3).
- Fig. 4.14 Example of the scatter in the displacements for four test series with joint type Ia. The full line shows the mean values. r_{ou} is the density in g/cm^3 .

- Fig. 4.15 Displacements in joint type IIa at constant moisture content (15%) and variable density, r_{ou} .
- Fig. 4.16 Displacements in joint type IIa at variable moisture content, u and constant density r_{ou} (0.45 g/cm³).
- Fig. 4.17 Example of the scatter in the displacements for four test series with joint type IIa. The full line shows the mean values. r_{ou} is the density in g/cm³.
- Fig. 4.18 Summary of displacements less than 1 mm for joint type Ia at constant moisture content (15%) and variable density r_{ou} .
- Fig. 4.19 Summary of displacements less than 1 mm for joint type IIa at constant moisture content (15%) and variable density, r_{ou} .
- Fig. 4.20 Displacements for joint type Ia converted according to equation 4:20. The full lines represent the mathematical expressions for the displacements according to the equations (4:22) and (4:23).
- Fig. 4.21 Vertical displacement in the horizontal part of joint type IIa. The full line represents the mathematical expression according to equation (4:25) which has been fitted to the results.
- Fig. 5.1 Load-displacement curves for joints in which the timber members have different thicknesses.
- Fig. 6.1 Placing of nail plates in tests according to section 6 c.
- Fig. 6.2 Placing of point loads in tests in which the joint is subjected to a bending moment.
- Fig. 6.3 Placing of dial gauges when using four gauges.
B = height of timber.
- Fig. 6.4 Placing of dial gauges when using two gauges. The gauges are placed on a frame which is affixed to the timber.
- Fig. 6.5 Diagram showing the fundamental difference in results when the change in angle is determined by means of 4 and 2 dial gauges respectively. The full line shows readings obtained with four gauges. When four gauges are used, it is possible to determine the position of the neutral surface.
- Fig. 6.6 Displacement of the neutral surface towards the edge in compression during application of load to failure.
- Fig. 6.7 Relationship between deflection and moment for plates placed symmetrically on 45 x 120 mm redwood, when the centre lines of the plate and timber coincide.
The figures indicate the size of plate used in mm.
- - - shows the test series in which plate failure occurred.

- Fig. 6.8 Relationship between deflection and moment for plates placed symmetrically on 45 x 170 mm redwood, when the centre lines of the plate and the timber coincide. The figures indicate the size in mm of the plate used. - - - shows the test series in which plate failure occurred.
- Fig. 6.9 Relationship between deflection and moment for plates placed symmetrically on 45 x 220 mm redwood, when the centre lines of the plate and timber coincide. The figures indicate the size in mm of the plate used. - - - shows the test series in which plate failure occurred.
- Fig. 6.10 Relationship between deflection and moment for plates placed symmetrically on 45 x 170 mm redwood, for different moisture contents u (%) and densities ρ_{ou} (g/cm^3) of the timber, when the centre lines of the plates and the timber coincide.
- Fig. 6.11 Relationship between deflection and moment in joints where the placing of the plates was varied over the sides of a 45 x 170 mm redwood section. The figures indicate the size in mm of the plate.
- Fig. 6.12 Relationship between deflection and moment in joints with symmetrically placed plates on 45 x 120 mm redwood, there being however a gap between the members jointed. The results applicable to joints without a gap have been plotted for purposes of comparison. The centre lines of the plates and the timbers coincide. The figures show the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.13 Relationship between deflection and moment in joints with symmetrically placed plates on 45 x 170 mm redwood, there being however a gap between the members jointed. The results applicable to joints without a gap have been plotted for purposes of comparison. The centre lines of the plates and the timbers coincide. The figures show the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.14 Example of the scatter in deflections in four test series in which the joints were subjected to a moment. The line in full shows the mean values.
- Fig. 6.15 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints with symmetrically placed plates on 45 x 120 mm redwood. The centre lines coincide. The figures indicate the size in mm of the plates used. - - - shows the test series in which plate failure occurred.
- Fig. 6.16 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints with symmetrically placed plates on 45 x 170 mm redwood. The centre lines coincide. The figures indicate the size in mm of the plates used. - - - shows the test series in which plate failure occurred.

- Fig. 6.17 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints with symmetrically placed plates on 45 x 220 mm redwood. The centre lines coincide. The figures indicate the size in mm of the plates used. - - - shows the test series where plate failure occurred.
- Fig. 6.18 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints with symmetrically placed plates on 45 x 170 mm redwood with different moisture contents u (%) and densities ρ_{ou} (g/cm^3) in the timber. The centre lines coincide. The figures indicate the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.19 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints in which the placing of the plates was varied over the sides of the 45 x 170 mm redwood section. The figures indicate the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.20 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints with symmetrically placed plates in 45 x 120 mm redwood, there being however a gap between the members jointed. The results applicable to joints without a gap have been plotted for purposes of comparison. The centre lines coincide. The figures indicate the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.21 Relationship between change in angle over the joint and the applied moment for joints with symmetrically placed plates on 45 x 170 mm redwood, there being however a gap between the members jointed. The results applicable to joints without a gap have been plotted for purposes of comparison. The centre lines coincide. The figures indicate the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.22 Example of the scatter in changes in angle over the joint in four test series in which the joints were subjected to a moment. The line in full shows the mean values.
- Fig. 6.23 Stress distribution under fully plastic conditions if the plate is displaced towards the edge in tension ($B \geq b + 2d$).
- Fig. 6.24 Graphical representation of the function $f(b, B)$ for constant values of B . The dotted line show values of the ratio $\frac{B}{3}$ for the specified values of B .
- Fig. 6.25 Stress distribution under fully plastic conditions if $B < b + 2d$.
- Fig. 6.26 Comparison between measured change in angle ϕ and that calculated according to equation (6:45). The permissible moment is marked by x. The dimensions of the timber are 45 x 120 mm. The figures indicate the size in mm of the plates used.

- Fig. 6.27 Comparison between measured change in angle ϕ and that calculated according to equation (6:45). The permissible moment is marked by x. The dimensions of the timber are 45 x 170 mm. The figures indicate the size in mm of the plates used.
- Fig. 6.28 Comparison between the measured change in angle ϕ and that calculated according to equation (6:45). The permissible moment is marked by x. The dimensions of the timber are 45 x 220 mm. The figures indicate the size in mm of the plates used.
- Fig. 7.1 The change in angle over the joint as a function of the moment for different normal forces. The size of the plate is 102 x 152 mm and that of the timber 45 x 120 mm. N_{till} indicates the permissible normal force which is 1750 kgf.
- Fig. 7.2 The change in angle over the joint as a function of the moment for different normal forces. The size of the plate is 127 x 152 mm and that of the timber 45 x 170 mm. N_{till} indicates the permissible normal force which is 2180 kgf.
- Fig. 7.3 The change in angle over the joint as a function of the moment for different normal forces. The size of the plate is 152 x 152 mm and that of the timber 45 x 170 mm. N_{till} indicates the permissible normal force which is 2600 kgf.
- Fig. 7.4 The change in angle over the joint as a function of the moment for different normal forces. The size of the plate is 152 x 152 mm and that of the timber 45 x 220 mm. N_{till} indicates the permissible normal force which is 2600 kgf.
- Fig. 7.5 Stress distribution under fully plastic conditions if $b \geq (2B - 3d + 2\xi)/3$.
- Fig. 7.6 Stress distribution under fully plastic conditions if $b \leq (2B - 3d)/3$.
- Fig. 7.7 Stress distribution under fully plastic conditions according to case 7.6c.
- Fig. 7.8 Comparison between the expression for $\phi_{M,N}$ according to equation (7:29) and the test results obtained for joints in 45 x 120 mm timber constructed with 102 x 152 mm plates. N_{till} indicates the permissible normal force which is 1750 kgf.
- - - shows the test series where plate failure occurred.
- Fig. 7.9 Comparison between the expression for $\phi_{M,N}$ according to equation (7:29) and the test results obtained for joints in 45 x 170 mm timber constructed with 127 x 152 mm plates. N_{till} indicates the permissible normal force which is 2180 kgf.
- - - shows the test series where plate failure occurred.

- Fig. 7.10 Comparison between the expression for $\Phi_{M,N}$ according to equation (7:29) and the test results obtained for joints in 45 x 170 mm timber constructed with 152 x 152 mm plates. N_{till} indicates the permissible normal force which is 2600 kgf.
- - - indicates the test series where plate failure occurred.
- Fig. 7.11 Comparison between the expression for $\Phi_{M,N}$ according to equation (7:29) and the test results obtained for joints in 45 x 220 mm timber constructed with 152 x 152 mm plates. N_{till} indicates the permissible normal force which is 2600 kgf.
- - - shows the test series where plate failure occurred.
- Fig. 7.12 Stress distribution according to the elastic theory compared with that according to the plastic theory.
- Fig. 7.13 Change in angle over the joint at the permissible moment according to equations (7:39) and (7:40), when the joint is simultaneously acted upon by a normal force. The dimensions of the timber are 45 x 170 mm and those of the plate 127 x 152 mm.
- Fig. 8.1 Placing of the joints and the applied loads according to section 8.
- Fig. 8.2 Change in angle over the joint when it is simultaneously acted upon by a moment, a tensile force and a shear force. The dotted curves show the change in angle when the shear force is nil. The dimensions of the timber are 45 x 120 mm and those of the plate 102 x 152 mm.
- Fig. 8.3 Change in angle over the joint when it is simultaneously acted upon by a moment, a tensile force and a shear force. The dotted curves show the change in angle when the shear force is nil. The dimensions of the timber are 45 x 170 mm and those of the plate 127 x 152 mm.
- Fig. 9.1 Test equipment for long-term loading of joint type Ia.
- Fig. 9.2 Test equipment for long-term loading by a moment of beams longitudinally jointed with nail plates.
- Fig. 9.3 Relative creep r_δ for the first set of tests (Nos 1-6) for the joint type Ia.
- Fig. 9.4 Relative creep r_δ for the second set of tests (nos 7-12) for joint type Ia.

- Fig. 9.5 Load-displacement curves for tests Nos 1-6 on being loaded to failure after completion of the long-term loading. The dotted curve indicates the displacement on short-term loading according to section 4.
- Fig. 9.6 Relative change in angle r_{ϕ} for joints acted upon by a moment. Tests Nos 13-15 were performed on 45 x 120 mm timber with 102 x 152 mm toothed plates, while tests Nos 16-18 were performed on 45 x 170 mm timber with 127 x 152 mm toothed plates. Test No 19 was performed on the same size timber but with plates measuring 102 x 114 mm.
- Fig. 9.7 Change in angle over the joint on being loaded to failure after completion of the long-term loading. The dotted curve indicates the change in angle on short-term loading according to section 6.
- Fig. 10.1 Magnitude and position of the load and distribution of moments and shear forces.
- Fig. 10.2 Deflection at the midpoint of each bay for different positions of the joints compared with deflection when simply supported. The symbols indicate the pieces which are related.
- Fig. 10.3 Change in angle over the joint when the joint is placed over the support and in the span respectively. The symbols indicate the pieces which are related.
- Fig. 10.4 The appearance of the deflection curve for different joint placings compared with the deflection when simply supported. The curves are based on the mean values for each test series.
- Fig. 10.5 Relationship between deflection at midspan and the external load when a beam jointed over the centre support is loaded to failure. Failure occurred in the timber.
- Fig. 10.6 Relationship between change in angle over the joint and the external load when a beam jointed over the centre support is loaded to failure.
- Fig. 10.7 Relationship between deflection at midspan and the external load when a beam jointed 95 cm from the centre support is loaded to failure. Failure occurred in the timber.
- Fig. 10.8 Relationship between change in angle over the joint and the external load when a beam jointed 95 cm from the centre support is loaded to failure.
- Fig. 10.9 Relative deflectional creep, r_y and relative change-in-angle creep, r_{ϕ} after 24-hour loading of a beam jointed over the centre support.
- Fig. 10.10 Relative deflectional creep, r_y and relative change-in-angle creep, r_{ϕ} after 16-hour loading of a beam jointed 95 cm from the centre support.

- Fig. 11.1 Treatment of simply supported single-span beam jointed with nail plates.
- Fig. 11.2 Treatment of continuous multispan beam jointed with nail plates.
- Fig. 11.3 Two-span beam with uniformly distributed load on each span.
- Fig. 11.4 Graphical determination of maximum deflection for beam portion A-B in Fig. 11.3.

LIST OF DIAGRAMS

- Diagram 4:1 Mean ultimate strength of joint type Ia when the moisture content of the timber is constant and its density varies.
- Diagram 4:2 Mean ultimate strength of joint type Ia when the moisture content of the timber varies and its density is constant.
- Diagram 4:3 Mean ultimate strength of joint type IIa when the moisture content of the timber is constant and its density varies.
- Diagram 4:4 Mean ultimate strength of joint type IIa when the moisture content of the timber varies and its density is constant.
- Diagram 4:5 Comparison between the ultimate strengths obtained and the ultimate strengths converted according to the NKB rules, for joint type Ia at constant moisture content. The dotted line shows the test results.
- Diagram 4:6 Comparison between the ultimate strengths obtained and the ultimate strengths converted according to the NKB rules, for joint type IIa at constant moisture content. The dotted line shows the test results.
- Diagram 4:7 Comparison between the ultimate strengths obtained and the ultimate strengths converted according to equation (4:18), for joint type Ia at constant moisture content. The dotted line shows the test results.
- Diagram 4:8 Comparison between the ultimate strengths obtained and the ultimate strengths converted according to equation (4:18), for joint type IIa at constant moisture content. The dotted line shows the test results.
- Diagram 5:1 The effect on the strength of the joint of differences in thickness between the timber members joined together. The first four bars refer to joints in which it is possible for the plate to be deflected sideways while being pressed home. The right-hand bar represents the strength of joints in which the deviation in thickness between the members was constant over the entire area of one of the plate halves. The test results have been converted into uniform timber strength according to equation (4:18). The results refer to joint type Ia.

LIST OF TABLES

- Table 6:1 Number of tests on symmetrically placed plates where the centre lines of the plate and timber coincide.
- Table 6:2 Number of tests where the moisture content, u and density, ρ_{ou} of the timber were varied.
- Table 6:3 Number of tests with a gap between the members in the joint. The centre lines of the plate and timber coincide.
- Table 6:4 Bending strength of joints in which the centre lines of the plate and timber coincide.
- Table 6:5 Effect of the moisture content and density of the timber on the bending strength of the joint.
- Table 6:6 Bending strength of joints in which the centre line of the plate is displaced towards the edge in tension.
- Table 6:7 The bending strength of joints in which there is a gap between the members compared with the bending strength of joints without a gap. The centre lines of timber and plate coincide.
- Table 6:8 Comparison between the permissible moment obtained in the test and the calculated permissible moment. The centre lines of the timber and plate coincide.
- Table 6:9 Comparison between the permissible moment obtained in the test and the calculated permissible moment. The centre line of the plate is displaced towards the edge in tension.
- Table 7:1 Number of tests in section 7.
- Table 7:2 Bending strength of nail plate joint when simultaneously acted upon by a tensile force. The centre lines of the plate and timber coincide.
- Table 7:3 Permissible moment for nail plate joint simultaneously acted upon by a tensile force according to proposed calculation methods. The centre lines of timber and plate coincide.
- Table 8:1 Number of tests involving shear force.
- Table 8:2 Bending strength of nail plate joint when simultaneously acted upon by tensile force and shear force. The centre lines of the timber and plate coincide.
- Table 8:3 Permissible moment for nail plate joint simultaneously acted upon by tensile force and shear force according to proposed calculation methods. The centre lines of the timber and plate coincide.
- Table 9:1 Designation of the test specimens, density of the timber and loading level in creep tests with joint type Ia. The permissible load P_{till} is as much as 1245 kgf.

1. INTRODUKTION

1.1 Tillverkning och användning av spikplåtar

Spikplåtar har snabbt vunnit insteg som förbindare i fabrikstillverkade fackverk av trä. Förbindaren, som har amerikanskt ursprung, introducerades i Sverige i början av 1960-talet. Under år 1970 tillverkades ungefär 150 000 takstolar med spikplåtsförband, vilket är nära hälften av de svenska trähusfabrikernas takstolsproduktion. Man räknar med att andelen takstolar med spikplåtsförband kommer att öka ytterligare under de närmaste åren.

Spikplåtar tillverkas genom att spikar stansas ut i rät vinkel åt ena sidan ur en 1-2 mm tjock galvaniserad plåt. Brotthållfastheten hos plåtmaterialen bör normalt ej understiga 3300 kg/cm^2 . Övre gränsen bestäms av möjligheten att stansa ut spikarna. De utvikta spikarnas (tändernas) längd varierar för olika plåttyper mellan 10 och 15 mm och spiktätheten mellan 0,3 och 0,8 spikar per cm^2 plåt. Den del av plåten som ej stansas till spikar ersätter skarvlappar och knutplattor av trä i vanliga spikförband.

Vissa typer av spikplåtar har ej utstansade tänder utan i stället slås spikarna i separat antingen genom förborrade hål eller direkt genom plåten. Även plåtar med kombinationer av utstansade och separat islagna spikar förekommer. Plåtar med utstansade tänder dominerar marknaden, då de har fördelen att samtliga spikar kan pressas in i en operation. I fortsättningen behandlas endast denna typ.

För vanliga spikförband anges vissa minimiavstånd mellan spikarna, som ej får underskridas då det medför risk för skadliga sprickor i förbandet. För spikplåtar ger den icke utstansade plåt delen en armerings-effekt genom att hålla samman spikgruppen och motverkar på så sätt allvarliga sprickor i virket. Spikarna kan därför placeras tätare än i ett konventionellt spikförband. Jämför exempelvis med funktionen hos spikningsplåtar (SBN 67, 27:322) som används i spikförband om tätare spikning erfordras. Tätare spikplacering medför att större kraft kan upptas per ytenhet förbindningsarea, varför förbandets storlek kan minskas. Flertalet spikplåtar kan överföra ungefär dubbelt så stor kraft per ytenhet som ett spikförband.

De väsentligaste fördelarna med spikplåtar kan sammanfattas som följer:

- a) Tät placering av spikarna ger god kraftupptagning per ytenhet förband.
- b) Tillverkningen blir snabb och säker, då samtliga spikar kan pressas in i en operation med riktig inbördes placering.
- c) Mindre virke förbrukas per fackverk genom att skarvlappar och knutplattor av trä ersätts av plåten.
- d) Fackverken blir lätta och tar upp små utrymmen vid lagring och transport.
- e) Frånvaron av skarvlappar av trä ger rena och släta fackverk, som underlättar isolerings- och installationsarbeten, då inga urskärningar krävs.

För tillverkning av spikplåtsförband fordras särskild utrustning för ipressning av plåtarna. Priset för en sådan utrustning varierar mellan

20 000 och 50 000 kr, varför en viss produktionsvolym krävs för att en utrustning skall bli räntabel.

Fackverk med spikplåtsförband tillverkas genom att virket tillkapas i önskade längder och placeras i ett plan i en fixtur. Varje förband utföres sedan med minst två symmetriskt placerade spikplåtar som pressas in, en från vardera sidan av ingående virkesdelar. Pressarnas utformning varierar beroende på den kapacitet som önskas. De största anläggningarna klarar en takstol varannan minut, men ytterst få fabriker i Sverige har behov av så hög kapacitet. De flesta har anläggningar som klarar ungefär 100 takstolar per dag.

Användningen av spikplåtar är i huvudsak begränsad till takstolar för småhus. Det beror av flera orsaker, bland vilka kan nämnas:

- 1) Inom detta område fanns redan en etablerad fabrikstillverkning, vilket underlättade övergång till spikplåtar.
- 2) Småhusfabrikerna har en enhetlig produktion med endast ett fåtal typer.
- 3) Större takstolar kan inte transporteras i ett stycke.
- 4) Större takstolar byggs normalt upp av flera parallellplacerade och inbördes sammanbundna virkesdelar och då kan spikplåtar inte användas.

Helt naturligt har spikplåtarna inte kunnat nå här skisserade användning utan att en motsvarande utveckling skett av normer och anvisningar.

1.2 Problemställningar vid spikplåtsförband

Här presenteras några av de problemställningar som medför att spikplåtar kräver en särbehandling jämfört med spikförband.

Vid utstansningen av spikarna efterlämnas ett mönster av hål i den del av plåten som skall tjänstgöra som skarvlapp. Normalt är mönstret så utformat att plåten erhåller anisotropa hållfasthetsegenskaper, dvs hållfastheten varierar i olika riktningar. Även trä är som bekant anisotropt, varför det är två anisotropa material som ingår i ett spikplåtsförband. Anisotropin accentueras ytterligare av att spikarna har ett rektangulärt tvärsnitt med sidoförhållandet 1:2 à 1:3. Förbandets hållfasthet i en viss riktning beror alltså av vinklarna mellan kraft-, fiber- och en för plåten definierad huvudriktning. Som plåtens huvudriktning anges normalt spikarnas längdriktning i stansmönstret. Av de tre vinklar som är bestämmande för förbandets hållfasthet kan den tredje bestämmas när två vinklar är kända.

Anisotropin kommer naturligtvis att ha motsvarande inverkan på förbandens förskjutningsegenskaper som den har på hållfasthetsegenskaperna.

Spikarnas täta placering, vilken som nämnts kan tillåtas på grund av plåtens armeringseffekt, medför att spikarna sitter så tätt att den enskilda spikens kraftupptagning influeras av intilliggande spikar. Genom spikens infästning i plåten erhålls vidare ett inspänningsmoment mellan spik och plåt, som bidrar till kraftupptagningen. Det är tveksamt om man kan anta att inspänningsmomentet är detsamma för samtliga spikar i en plåt, då försök har visat att spänningarna är störst i de kanter av plåten som ligger vinkelrätt mot kraftriktningen - jämför med spänningsfördelningen i ett limförband. Från försök med spikade förband är dessutom bekant att storleken av det hållkantryck (tryck mellan spik och trä) som kan upptas av virket beror av formen på spikens tvärsnitt. I ett spikplåtsförband innebär det att hållkantrycket varierar beroende på plåtens orientering.

Tillsammanstaget innebär det ovan anförda att förankringskraften för spikar i ett spikplåtsförband ej kan behandlas på samma sätt som spikarnas förankring i ett spikförband. I ett spikplåtsförband måste dessutom särskild uppmärksamhet ägnas åt plåtens förmåga att överföra krafter.

Ett annat problem är att man ur produktionssynpunkt önskar sammanföra stängerna i en knutpunkt så att de kan täckas med en plåt från vardera sidan av virket. När virket dessutom skall ligga i samma plan medför det att man ofta får stora excentriciteter i knutpunkterna. De tillskottsspänningar som därvid uppträder, måste tas upp inom förbandet. Samma problem uppträder i princip även i spikade förband, men där kan normalt dessa extraspänningar negligeras med hänsyn till förbandsareans storlek. Spikplåtar däremot har så god kraftupptagande förmåga att de förbindningsareor som erfordras för att uppta stångkrafterna blir förhållandevis små. Särskild hänsyn måste därför tas till påkänningar på grund av excentriska stånganslutningar. I figur 1.1 visas exempel på utformningen av spikplåtsförband i ett W-fackverk.

I nästa avsnitt skall visas hur man sökt beakta här anförda problem i de anvisningar som reglerar hur spikplåtar får användas.

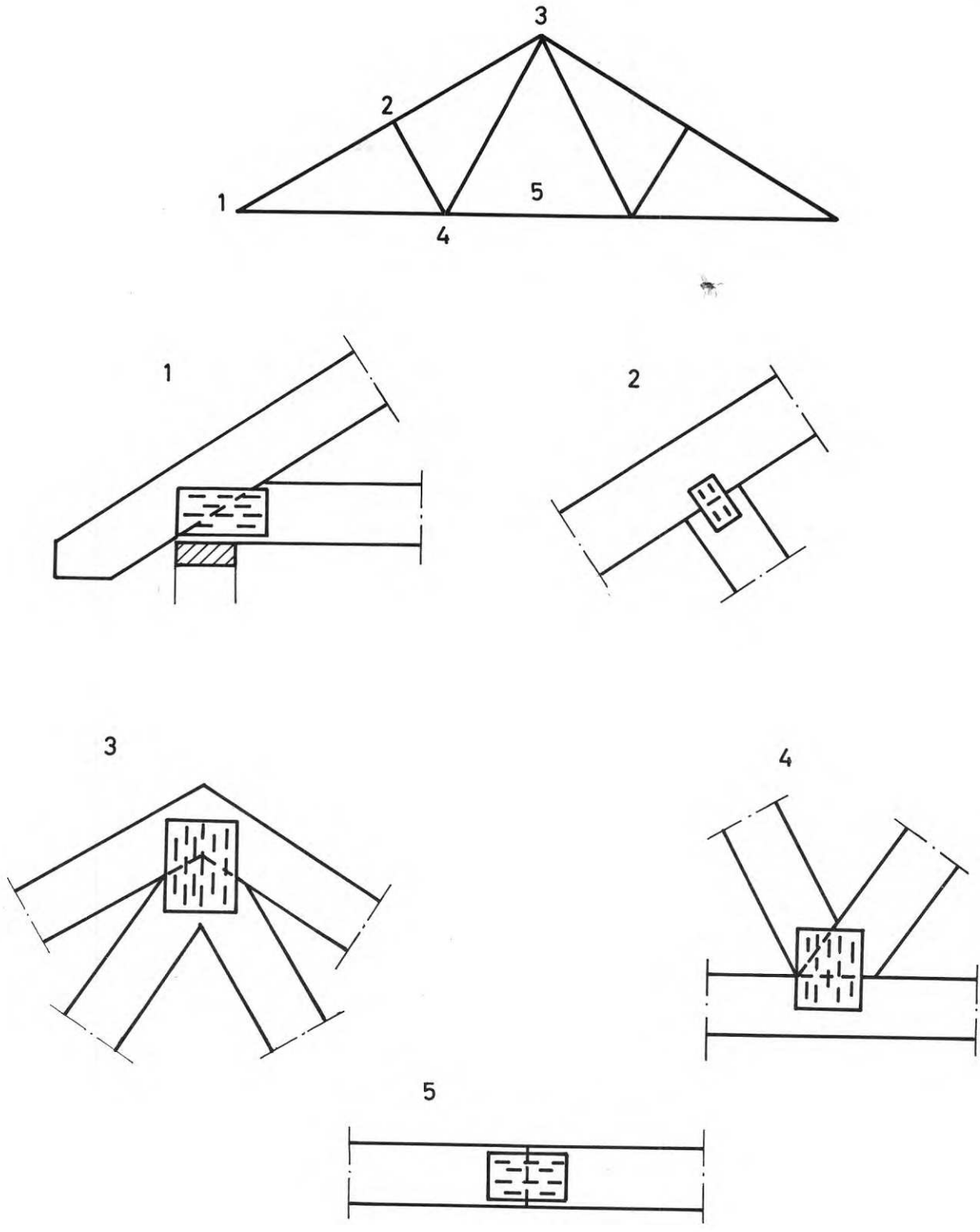
1.3 Gällande bestämmelser

Den rationella tillverkning av framför allt fackverk som är möjlig med spikplåtar har haft mycket stor betydelse vid de större husfabrikernas expansion. Genom att man på samma fabriksyta kunnat flerdubbla takstolsproduktionen har man exempelvis sluppit investera i nya lokaler för takstolstillverkning, som vid konventionella spikmetoder kräver

relativt stort utrymme och ger låg kapacitet per "spikbädd".

När spikplåtar introducerades var därför inte industrin intresserad av att invänta en fullständig utredning av den nya förbandstypens egenskaper, utan fördelarna med spikplåtar var så stora att man hellre tog provisoriska anvisningar som gav plåtstorlekar på säkra sidan ur hållfasthetssynpunkt. Det har också varit utmärkande för de anvisningar som publicerats från Planverket att de har varit av interimistisk karaktär. Planverkets princip har varit att ompröva anvisningarna vart eller vartannat år för att då kunna införa nya erfarenheter från såväl forskning som från den praktiska användningen. Arrangemanget har varit tillfredsställande såväl ur myndigheternas som tillverkarnas synpunkt.

Tillåtna påkänningar kan, som framgått av avsnitt 1.2, ej beräknas med kännedom om de ingående materialens hållfasthet, utan man får i stället bestämma hållfasthetsegenskaperna genom särskild förbandsprovning. För att resultat från enskilda provningar skall bli jämförbara krävs att de utförs under likartade förhållanden. Ett stort steg i denna riktning har tagits genom det arbete som utförts av träkonstruktionsutskottet inom Nordiska Kommittén för byggnadsbestämmelser (NKB) och som resulterat i gemensamma nordiska riktlinjer för provning av spikplåtsförband och härledning av tillåtna påkänningar /1/. Syftet med dessa riktlinjer är att man med utgångspunkt från hållfastheten för ett antal typförband skall kunna ange generella uttryck för hållfastheten hos ett godtyckligt förband. Den förbandstyp som används för bestämning av förbandets hållfasthet när kraftriktningen är vinkelrät mot fiber- och/eller plåtens huvudriktning har getts sådan utformning att sprickbrott plåtens huvudriktning har getts sådan utformning att sprickbrott uppträder i virket runt plåten. Den därvid erhållna hållfastheten är



Figur 1.1 Exempel på spikplåtsförbandens utformning i ett W-fackverk.

inget egentligt mått på spikplåtens förankringshållfasthet, men förbandstypen har valts för att man i de slutliga anvisningarna vill undvika att införa särskilda regler för kontroll av påkänningarna i träet runt plåten.

Vid provningar av kommersiella spikplåtar har det visat sig att förbandets anisotropi för de flesta plåttyper kan uttryckas som funktion av den största av vinklarna mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning. Detta är också beaktat i provningsreglerna.

Utförande och dimensionering av spikplåtsförband regleras för närvarande av en PM från Planverket från 1968 /2/. Reglerna har under 1969-70 bearbetats av NKB:s träkonstruktionsutskott. Utskottet har överlämnat sitt yttrande/3/ till huvudkommittén för NKB, som efter godkännande av förslaget beslutat publicera det i NKB:s skriftserie. NKB:s förslag kommer också att under innevarande år antas av Statens Planverk, eventuellt efter en del smärre justeringar.

De väsentligaste skillnaderna mot nu gällande regler är att man ger anvisningar om hur man vid tryckta stänger kan anta att en del av tryckkraften överförs direkt mellan virkesdelarna. Det förutsätter god passning i knutpunkterna.

I de nya reglerna ändras också anvisningarna för hur man skall kontrollera påkänningarna i plåten på grund av moment. Man utgår därvid från teorin för nit- och spikgrupper åverkade av moment och inför antagandet att fogareans rotationscentrum vid vridning sammanfaller med fogareans tyngdpunkt. I stället för summan av kvadraterna på avståndet till enskilda spikar

införes fogareans polära tröghetsmoment, vilket motiveras av att spikarna sitter så tätt. Påkänningen kontrolleras i den del av förbandet där den kan förväntas vara störst, dvs i den punkt på fogareans periferi som ligger längst från rotationscentrum. De nya NKB-bestämmelserna är redovisade i ett meddelande från STFI /4/. I meddelandet visas också reglernas tolkning i ett beräkningsexempel.

1.4

Behov av fördjupade kunskaper om spikplåtsförband

Som framgått av den tidigare framställningen, är man såväl från myndigheternas som från industrins sida medveten om att nu gällande anvisningar är av preliminär karaktär i avvaktan på ytterligare forskning. Spikplåtar används redan vid serietillverkning av takstolar, vilket medför att materialkostnaden utgör en stor del av totalkostnaden för den färdiga takstolen. Ytterligare besparingar på materialsidan är alltså av stort intresse för industrin.

Här kan nämnas några områden där fördjupade kunskaper krävs:

- a) I nuvarande bestämmelser ges inga anvisningar för hur förskjutningarna i förbanden kan beaktas och hur stora de är.
- b) Sammansatta påkänningstillstånd är endast schablonmässigt behandlade.
- c) Spikplåtsförband utsatta för tryck är ej behandlade i normerna ur knäckningssynpunkt.
- d) Anvisningarna för beräkning av tillåtet moment på plåtarna är ofullständiga och beaktar ej att anliggning mellan virkesdelarna medför att rotationscentrum vid vridning förskjuts så att det ej sammanfaller med fogareans tyngdpunkt.
- e) Ett noggrannare beaktande av anisotropin kan medföra att tillåtna påkänningar kan höjas.

Helt naturligt kommer dimensioneringsanvisningarna att bli mer komplicerade om man önskar utveckla beräkningsmodeller som bättre ansluter sig till förbandens verkliga uppträdande, men de kan bemästras genom att datorer används.

Med hänsyn till de materialekonomiska vinster som bör kunna uppnås med bättre dimensioneringsmetoder har därför en undersökning inletts vid STFI av spikplåtsförband och konstruktioner med spikplåtsförband.

1.5 Forskning vid STFI avseende spikplåtsförband

För att ge underlag för en mera noggrann bedömning av spikplåtarnas verkningsätt pågår undersökningar vid STFI:s avdelning för träteknik. Hittills har i första hand behandlats grundläggande frågor. I en grundläggande undersökning har förankringen mellan spik och trä studerats mera omfattande än vad som är vanligt vid typprovning av en ny plåttyp. De erhållna resultaten kan därför användas för att bedöma hållfasthet och styvhet för förband som ligger utanför den normala typprovningens villkor. Undersökningen har utförts under ledning av tekn dr B Norén. Resultaten är under publicering i en särskild rapport. Här skall bara i några korta ord belysas vad arbetet gått ut på.

Särskild uppmärksamhet har ägnats förskjutningsdata och hållfasthet för förankringen mellan spikar och trä under inverkan av verkets anisotropi och volymvikt. Huvuddelen av undersökningen har utförts med specialtillverkade sk referensplåtar, där separata runda spikar av olika längd och tjocklek fästs i förborrade hål i en ungefär 10 mm tjock plåt. Spiktäthet och spikgruppens storlek har därigenom

kunnat varieras inom de gränser som omfattas av ett flertal av de kommersiella plåtarna. Vad man inte kunnat beakta med den valda försöksutformningen är hur plåtens anisotropi, de utstansade spikarnas inspänning i plåten och spikarnas rektangulära form i ett vanligt spikplåtsförband inverkar på förbandets förskjutning och hållfasthet. Det övervägdes att studera inverkan av det sistnämnda, men kostnaden per prov visade sig bli så stor att projektet övergavs.

En viktig del av undersökningen var att belysa förhållandena vid vridning och vid samtidig vridning och translation av en spikgrupp, vilka är av betydelse då giltigheten av nu tillämpade beräkningsmodeller för dessa påkänningstyper skall bestämmas.

Resultaten av undersökningen ger vissa anvisningar om hur spikarna bör placeras i en spikplåt för att hållfastheten skall bli så hög som möjligt. Det återstår dock att anpassa ett lämpligt stansmönster till resultaten.

Erfarenheterna från den grundläggande undersökningen följs nu upp med provningar av kommersiella plåttyper i vanligen förekommande förband. Avsikten är att ta fram anvisningar för ekonomiskt och styrkemässigt gynnsamma spikplåtsförband i vanliga träfackverk. Resultaten kommer att lämnas i form av metoder för dimensioneringsberäkningar eller i vissa fall, om så visar sig lämpligare, som direkta anvisningar för förbandens utformning. Utgångspunkt för arbetet är befintliga riktlinjer för spikplåtsförband och under hand erhållna resultat.

Efter det att vanligen förekommande förbandstyper testats är avsikten att även studera verkningssättet hos hela konstruktioner med spikplåtsförband. Vid en totaloptimering av en konstruktions dimensionering är det nämligen nödvändigt att i detalj känna konstruktionens verkningssätt. Det är då otillfredsställande att utgå från hållfasthets- och styvhetsdata för de enskilda komponenterna i konstruktionen. I stället måste studeras hur komponenterna samverkar. Särskild uppmärksamhet kommer därför att ägnas åt sambandet mellan spikplåtsförbandens eftergivlighet och hållfasthet samt deformationer och hållfasthet hos takstolar, utförda med spikplåtsförband. Denna del av undersökningen kommer att utföras dels genom att deformationsmätningarna i samband med typprovningar av takstolar vidgas, dels genom provning av särskilt tillverkade takstolar med förband utformade enligt de erfarenheter som tidigare erhållits.

Avsikten är att forskningsresultaten även skall komplettera underlagen för de program för datorberäkning av takstolar med spikplåtsförband som utarbetats bl a i Norge /5/. Ett av problemen i detta sammanhang blir att avväga approximationer av de verkliga förhållandena, så att ej kostnadskrävande beräkningsmodeller skapas utan att man samtidigt kan reducera tillverknings- och materialkostnaderna i motsvarande grad.

Då det är ett mycket omfattande forskningsarbete som här har skisserats har det ansetts lämpligt att under hand publicera delresultat som kan vara av värde dels för industrin, dels för andra forskare. I föreliggande

rapport redovisas dels hur virkets volymvikt och fuktkvot inverkar på förbandens hållfasthet och deformationer, dels hur bjälkar längdskarvade med spikplåtar uppträder under inverkan av moment, dragkraft och tvärkraft.

2. MÅLSÄTTNING FÖR HÄR REDOVISADE UNDERSÖKNINGAR

Målsättningen för här redovisade undersökningar kan sammanfattas i följande punkter:

- a) Att bestämma hur virkets fuktkvot och volymvikt inverkar på ett spikplåtsförbands hållfasthet och deformationer.
- b) Att bestämma hur en ofullständig ipressning av spikarna i en spikplåt inverkar på förbandets hållfasthet och deformationer.
- c) Att studera och om möjligt ange en beräkningsmodell för hur balkar längdskarvade med spikplåtar uppträder under inverkan av moment, dragkraft och/eller tvärkraft.

Nedan utvecklas närmare varför just dessa frågor tagits upp i den första undersökningsetappen.

Hållfasthet och förskjutningar i ett spikförband beror av träets och spikens styrka och styvhet. Spikarna är av så homogent material att deras egenskaper uppvisar mycket små variationer. Det är i stället virket som blir avgörande för förbandets hållfasthet upp till den gräns där spiken brister. Under denna gräns bestäms hållfastheten av träets att motstå trycket från spiken. Man brukar här införa begreppet hållkantryck för de spänningar som uppstår mellan spik och trä,

I undersökningar av spikförband har det påvisats att ett direkt samband finns mellan träets förmåga att uppta hållkantryck och dess tryckhållfasthet /6/. Tryckhållfastheten i sin tur beror för felfritt virke av virkets fuktkvot och volymvikt.

Erfarenheter från typprovningar av spikplåtar visar att det finns ett motsvarande samband mellan virkets tryckhållfasthet och spikplåtarnas förankringskraft och förskjutningar i trä. Det är då av vikt att studera hur mycket virkets tryckhållfasthet påverkar dessa egenskaper. Är inverkan stor, blir följden att man ej kan ange säkra förskjutningsdata för ett spikplåtsförband annat än om virkets fuktkvot och volymvikt är kända. Hur stora variationer som kan tolereras i en beräkningsmodell, där hänsyn tas till förskjutningarna i förbanden utan att noggrannheten äventyras, får klarläggas senare. Här skall endast bedömas variationens storlek.

Variationer i hållfastheten kan accepteras då man alltid kan återföra tillåtna värden till en lägsta förväntad tryckhållfasthet hos virket. Även för förskjutningarna är i många fall ett karakteristiskt värde av betydelse, exempelvis vid beräkning av nedböjningar.

Å andra sidan är det inte möjligt att man i framtiden även kommer att ange volymvikten för virket vid en hållfasthetssortering. Utvecklingen av maskinsorteringen antyder att detta är möjligt. I exempelvis den kanadensiska sorteringsmetoden för virke, där man som parameter vid sorteringen har virkets dynamiska elasticitetsmodul, ingår redan bestämning av virkets volymvikt /7/. Här genomförd undersökning kan

då bilda underlag för en bedömning av om det är ekonomiskt motiverat att volymviktsgruppera virke till exempelvis takstolar. så att en högre hållfasthet kan utnyttjas för förbanden vid tungt virke.

En annan väsentlig avsikt är att klarlägga hur man vid typprovning av spikplåtar skall gå till väga för att omräkna hållfastheten till en representativ tryckhållfasthet för virket. De av NKB angivna metoderna bygger på erfarenheter från spikförband, varför en omprovning är motiverad.

Spikarna i en spikplåt skall pressas in så långt i virket att kontakt erhålles mellan plåt och trä. Skillnader i tjocklek mellan i förbandet ingående virkesdelar, snedställning av spikarna etc. kan tyvärr ibland medföra att ipressningen av spikarna blir ofullständig och ett mellanrum uppstår mellan plåt och trä. För såväl tillverkare som kontrollanter på byggnadsplatser etc är det av stor vikt att veta hur stort spelet mellan plåt och trä får vara innan förbandet måste dömas ut. Här kan nämnas att förstärkning av ett spikplåtsförband på byggnadsplatsen normalt innebär att man måste dimensionera förstärkningen för hela kraften i förbandet. Lastförskjutningskurvorna för de vanligen använda förbandstyperna vid förstärkning, spik- resp. bultförband, är nämligen så pass skilda från motsvarande kurva för spikplåtsförband att en samverkan ej alltid kan påräknas.

I tidigare undersökningar har man provat hur spikplåtsförband uppför sig under inverkan av moment/8/. Förbanden har därvid medvetet varit utformade med ett glapp mellan virkesdelarna. Orsaken härtill är att man ej ansett att industrin kan tillverka förband med sådan precision att

glapp kan uteslutas. I de teorier som uppställts förutsätts att vridningscentrum sammanfaller med fogareans tyngdpunkt. Detta antagande är riktigt endast om de i förbandet ingående virkesdelarna kan vrida sig fritt i förhållande till varandra. I ett förband med anliggning mellan virkesdelarna sammanfaller vid vridning rotationscentrum inte med fogarnas tyngdpunkt utan med neutrallagret för hela förbandet. Hävarmen från en enskild spik till rotationscentrum ökas därvid och förbandet förmår uppta ett större moment. Redan idag har industrin tekniska resurser att med tillfredsställande noggrannhet tillverka vissa förbandstyper med god anliggning mellan virkesdelarna. Hit hör exempelvis längdskarvning av bjälkar med spikplåtsförband. För detta krävs endast en rätkapning av virket och dessutom att, med enkla åtgärder, ett sammanhållande tryck anbringas i bjälkens längdled vid plåtarnas ipressning. Skarvning i virkets fiberriktning ger även den fördelen att risken för spel mellan virkesdelarna på grund av fuktrörelser blir liten då träets krympning och svällning är liten i fiberriktningen.

Orienterande prov har visat, att 2 à 3 ggr så stort moment bör kunna tillåtas för förband utförda med anliggning jämfört med förband utan anliggning utan att deformationerna förstoras. En närmare utredning av hur med spikplåtar längdskarvat virke uppträder under inverkan av moment är därför ekonomiskt motiverad.

3. MATERIAL

3.1 Virke

Samtliga förband i undersökningen är tillverkade av svenskt furuvirke. Virket har genomgående varit hyvlat. Dimensioner i enskilda försöksserier

framgår under rubriken "Provningens uppläggning och omfattning" för varje huvudavsnitt. Orsaken till att endast furu har ingått vid försöken är att på så sätt elimineras den variation och därmed osäkerhet i resultaten som en blandning av furu och gran kan ge. Från tidigare försök med både spikförband och spikplåtsförband framgår att gran normalt ger något högre förankringshållfasthet än furu under förutsättning att fuktkvot och volymvikt är desamma. Erhållna resultat kan därför utan olägenhet tillämpas för gran.

Vid försöken har virket varit indelat i fuktkvots- och volymviktsgrupper. Inom varje grupp har avvikelser i fuktkvot ej varit större än $\pm 1\%$ och i volymvikt ej större än $\pm 0,02 \text{ g/cm}^3$.

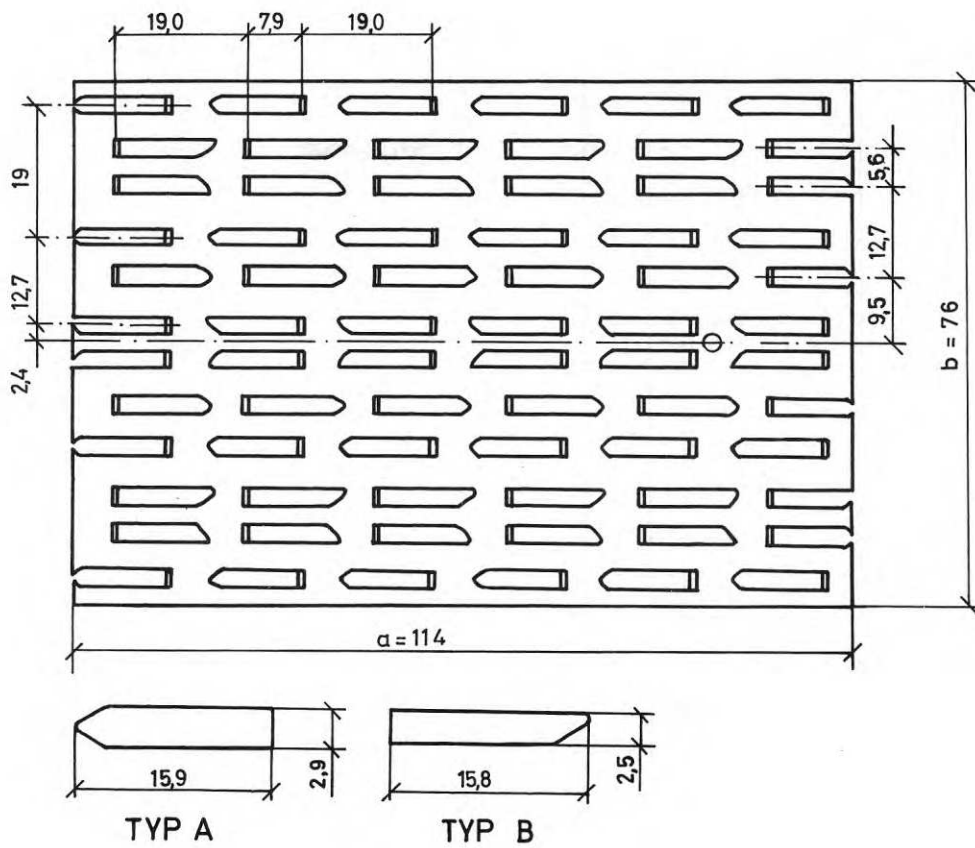
3.2 Spikplåtar

För närvarande är fem typer av spikplåtar godkända på den svenska marknaden, nämligen i bokstavsordning: Gang-Nail, Hydro-Nail, Spikplåt typ T, Struct-O-Nail och Truss Canada. De fyra förstnämnda har mycket snarlika spikmönster och tillåtna påkänningar ligger på ungefär samma nivå. Hydro-Nails marknadsandel är ungefär 50 %. I undersökningen har genomgående använts spikplåtar av märket Hydro-Nail, dels på grund av att den är störst på marknaden, dels på grund av att den ingår i den av Aune /8/ utförda undersökningen av spikplåtar. Det sistnämnda innebär att resultaten direkt kan jämföras med Aunes värden. Plåttyperna är vidare så inbördes lika att resultaten relativt enkelt kan utvidgas att gälla för samtliga plåttyper utom Truss Canada. Här kan en särbehandling erfordras då även separata spikar anbringas i denna plåt.

För närvarande är samtliga mått för spikplåtarna uttryckta i tum. Det har dock ansetts lämpligt att här presentera måtten i mm. Vissa avrundningar har då blivit nödvändiga i den beskrivning av plåten som följer. Hydro-Nail spikplåtar tillverkas i typer betecknade E och S. S-typen är på utgående, varför endast E-plåten omfattas av provningarna. Spikplåten tillverkas av 1,3 mm tjock galvaniserad plåt i bredder från 25 mm (1") till 152 mm (6") och längder från 75 mm (3") till 382 mm (15"). Bredden ökas i jämna steg om 25 mm (1") och längden i steg om 38 mm (1,5"). Det stål som används i plåtarna är betecknat CR 4/GP enligt British Standard (BS) 1449 del 1B. Materialet har en brotttdraghållfasthet av i medeltal 3500 kp/cm². Plåtarna är varmgalvaniserade enligt BS 2989 klass 2A.

Två olika typer av spikar stansas ut ur plåten i ett regelbundet mönster enligt figur 3.1. I figuren är de två spiktyperna betecknade A och B. Typ A har en längd av 15,9 mm (0,625") och typ B har en längd av 15,8 mm (0,622"), plåtens tjocklek inberäknad. Bredden för typ A är 2,9 mm och för typ B 2,5 mm. Som framgår av figur 3.1 är spetsarna olika utformade för typ A och B. Enligt uppgift är spetsen på typ B osymmetrisk för att spiken skall tränga in något snett i virket. Avsikten är att plåtens utdragskraft härigenom skall öka, vilket minskar risken för skador vid hanteringen av färdiga konstruktioner.

Vid bedömningen av resultaten har ingen skillnad gjorts mellan spiktyperna annat än i redovisningen av brottyper.



Figur 3.1 Spikmönstrets utseende för Hydro-Nail E. Observera att två olika spiktyper ingår.

4. INVERKAN AV VIRKETS FUKTKVOT OCH VOLYMVIKT PÅ HÅLLFASTHET OCH DEFORMATIONER I SPIKPLÅTSFÖRBAND

4.1 Provningens uppläggning och omfattning

I NKB:s regler för provning av spikplåtsförband /1/ anges fyra principiellt olika förbandstyper för bestämning av spikplåtarnas förankringshållfasthet. Varje huvudtyp är i sin tur uppdelad på en eller flera undertyper. Att inom ramen för här genomförda försök gå igenom NKB:s hela provningsprogram har ej varit ekonomiskt möjligt. I stället utvaldes två förbandstyper som bedömdes representativa för en spikplåtsprovning, nämligen:

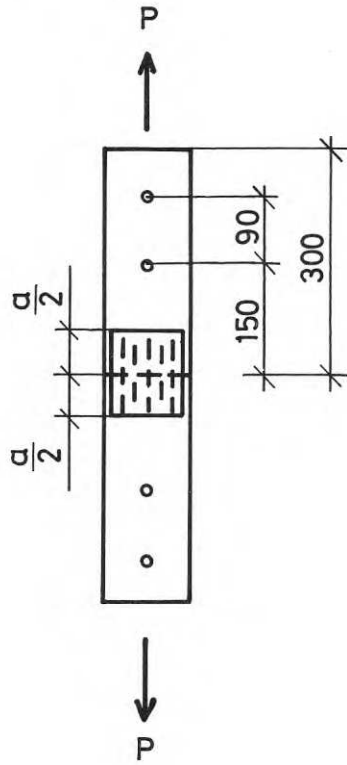
- a) Den förbandstyp som används för att bestämma grundvärdet för förankringshållfastheten som är det värde som erhålls då kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning sammanfaller.
- b) Den förbandstyp som används för att bestämma förankringshållfastheten när fiberriktningen är vinkelrät med kraftriktningen och plåtens huvudriktning.

I NKB:s regler är förbandstyp a) betecknad Ia och förbandstyp b) IIa. Figur 4.1 visar hur förbanden är utformade.

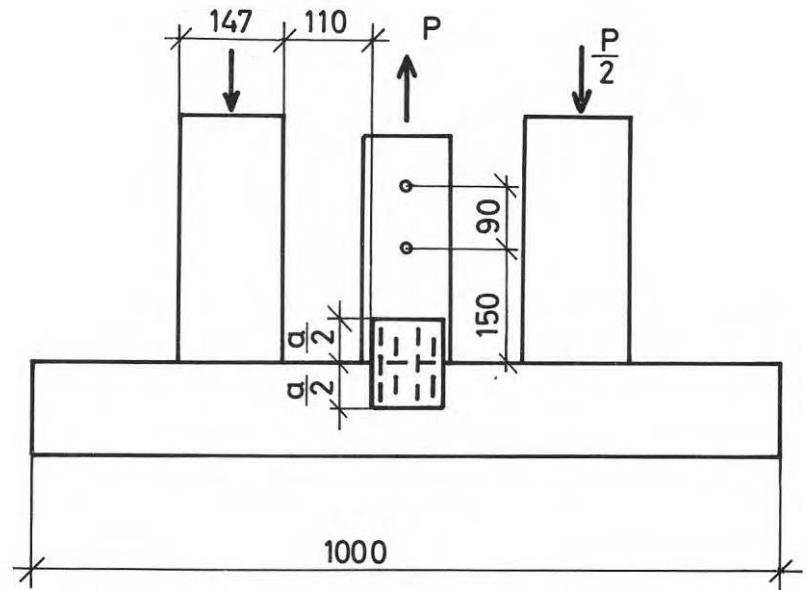
Virket i undersökningen var genomgående av dimensionen 45 x 120 mm. Det grupperades i fem olika volymviktsgrupper och den mellersta volymviktsgruppen konditionerades i sin tur till tre olika fuktkvoter, se tabell 4.1 och 4.2

Spikplåtarnas storlek valdes så att förankringsbrott skulle inträffa. Brott i plåten är nämligen oftast ointressant vid bedömning av hur virkets

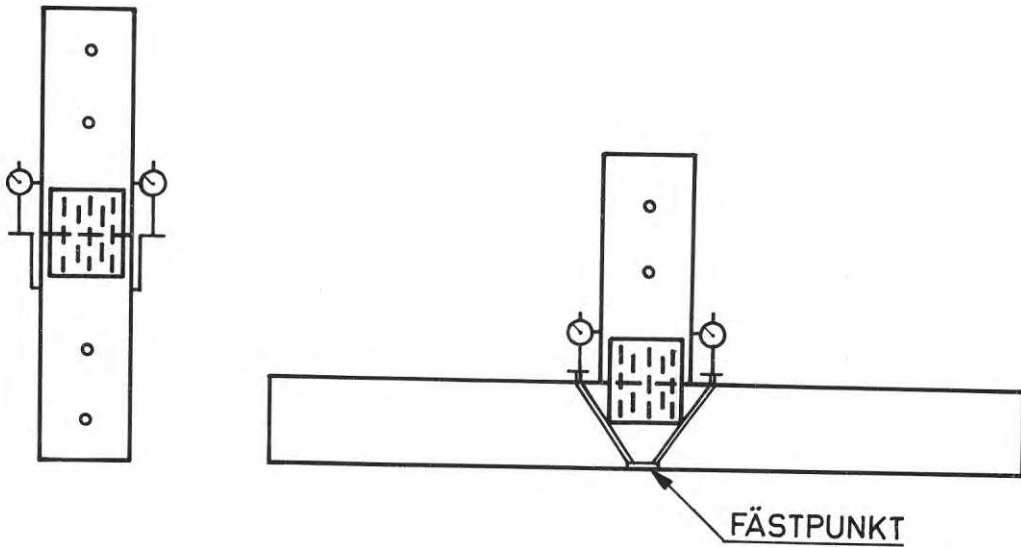
Ia)



II a)



Figur 4.1 Provade förbandstyper.



Figur 4.2 Mätklockornas placering för förbandstyp Ia och IIa.

fuktkvot och volymvikt inverkar på hållfastheten. Endast en storlek testades, nämligen 102 x 114 mm (4" x 4 1/2"). Detta är naturligtvis en stark begränsning i resultatens allmängiltighet speciellt när det gäller de senare redovisade förskjutningsegenskaperna. Dessa är med all säkerhet beroende av plåtens storlek. Som framgått av avsnitt 2 är emellertid denna del av undersökningen av orienterande karaktär och syftet är att man skall få underlag för att bedöma om det är möjligt att skapa noggranna beräkningsmodeller för konstruktioner med spikplåtar utan att i dessa ta hänsyn till variationer i fuktkvot och volymvikt.

Antal prov och fördelning på olika serier framgår av tabell 4.1 och 4.2. Totalt provades 70 st förband.

Tabell 4:1. Antal prov med förbandstyp Ia

Virkets fuktkvot, %	15					12	18
Virkets volymvikt, g/cm ³	0,30	0,35	0,45	0,55	0,60	0,45	0,45
Antal prov	5	5	5	5	5	5	5

Tabell 4:2. Antal prov med förbandstyp IIa

Virkets fuktkvot, %	15					12	18
Virkets volymvikt, g/cm ³	0,30	0,35	0,45	0,55	0,60	0,45	0,45
Antal prov	5	5	5	5	5	5	5

Varje förband drogs till brott. Sambandet mellan last och förskjutning registrerades för varje prov. Fuktkvot och volymvikt för virket bestämdes i omedelbar närhet av förbandet.

Ur det provade virket uttogs också prismor om 45x45x90 mm. Prismorna användes för att bestämma virkets tryckhållfasthet. Därigenom erhålls en möjlighet att studera relationen mellan virkets tryckhållfasthet och dess fuktkvot och volymvikt. Prismorna uttogs jämnt fördelade över volymviktsgrupperna. Antal prismaprov och fördelning på olika fuktkvoter framgår av tabell 4.3.

Tabell 4.3. Antal provade träprismor

Virkets fuktkvot, %	12	15	18
Antal prov	50	80	50

4.2 Metod för deformationsmätning

Sättet att registrera förskjutningarna i förbanden har en icke oväsentlig inverkan på resultatet. Ett särskilt avsnitt har därför ägnats åt att beskriva och diskutera mätmetoden.

För själva mätningen användes mätur s k indikatorklockor med en graderingsnoggrannhet av 0,01 mm. Klockornas placering framgår av figur 4.2. Belastningshastigheten valdes till 2 mm/min. Avläsning av klockorna gjordes för varje lastökning om 400 kp.

Den totala förskjutningen i förbandet omfattar:

- a) Förskjutningar mellan spikar och virke
- b) Virkets töjning
- c) Plåtens töjning

För att närmare studera förhållandet mellan respektive förskjutningar gjordes en separat förundersökning. Figur 4.3 visar töjningen i plåten jämfört med förbandets totala förskjutning. Töjningen i plåten är som synes så liten att dess andel i den totala förskjutningen kan försummas.

Försöken att renodla rörelsen mellan spik och trä misslyckades beroende på att plåten böjs utåt vid belastning mot brott, varvid mätpunkterna i plåten förskjuts på ett icke representativt sätt. En ungefärlig uppfattning om rörelsen i virket kan erhållas ur uttrycket

$$\delta = \frac{Pl}{EA} \quad (4:1)$$

δ = töjningen i virket

P = påförd last

l = avståndet mellan mätpunkterna

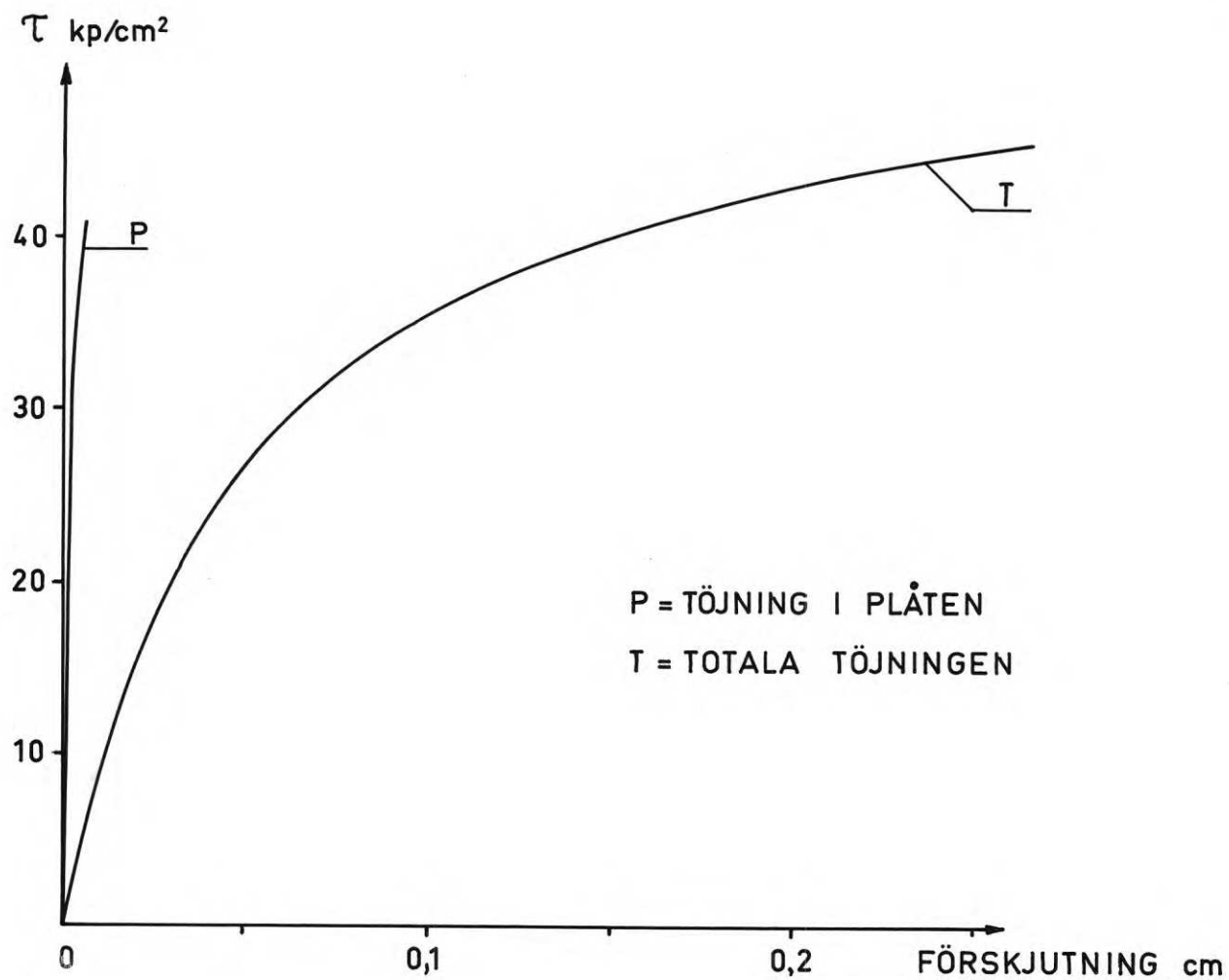
E = virkets elasticitetsmodul (korttids)

A = virkets tvärsnittsarea

Uttrycket ger för höga värden på töjningen då de delar av virket som ligger närmast fogen utsätts för en kraft som är mindre än P. Här har valts att inte införa någon korrektion för virkets töjning utan fortsättningsvis avses med förbandets deformation den totala töjningen mellan mätpunkterna.

Två mätklockor per prov har använts för att eliminera inverkan av eventuella initialkrokigheter i förbandet. Fel beroende på krökning i den vekare riktningen eliminerades genom att klockorna placerades mitt på virkets kantsidor.

Vid belastning av typförband IIa sker även en viss krökning av den horisontella delen. För att undvika inverkan av detta placerades mätpunkten i den horisontella delen mitt under förlängningen av tyngdpunktslinjen för den vertikala delen.



Figur 4.3 Totala töjningen i förbandet jämfört med töjningen i plåten.

Registrerade förskjutningar för typförband IIa ger den totala rörelsen av dels förskjutningen för den del av plåten där huvudriktningen sammanfaller med fiberriktningen, dels förskjutningen för den del av plåten då huvudriktningen är vinkelrät mot fiberriktningen. I avsnitt 4.5.3 visas hur förskjutningarna för respektive del av förbandet kan bestämmas.

4.3 Provning av förbandstyp Ia och IIa

Virket till förbanden hade dimensionen 45x120 mm och utvaldes så att det var fritt från kvistar, snedfibrighet och andra defekter som kan inverka vid plåtarnas ipressning och vid senare provning. Detta hänsynstagande överensstämmer med anvisningarna från NKB för förbandens tillverkning.

Varje förband utfördes med två stycken spikplåtar som placerades symmetriskt över fogen, en från vardera sidan av virket. Plåtarnas storlek var genomgående 102x114 mm (4"x4 1/2").

Spikplåtarna pressades in i virket med hjälp av en hydraulisk press. Pressen arbetar med lägre hastighet än de pressar som används ute i industrin. Jämförande provningar har emellertid visat att det inte är någon skillnad i hållfasthet mellan av oss tillverkade förband och industriellt tillverkade förband.

Proven belastades till brott i en hydraulisk provningsmaskin av märket Amsler. Belastningsskalan var 10000 kp. Beträffande utförandet av deformationsmätningen se avsnitt 4.2. Omedelbart efter brott uttogs fuktkvotsprov.

Ur det provade materialet utsågades slutligen prismor med måtten 45x45x90 mm för bestämning av virkets tryckhållfasthet. I avvaktan på provning förvarades prismorna i konditionerade utrymmen så inställda att avsedd jämviktsfuktkvot bibehölls. Själva tryckprovningen utfördes sedan med en belastningshastighet av 0,2 mm/min. Fuktkvot och volymvikt bestämdes för varje prisma direkt efter provningen.

4.4 Resultat och kommentarer till provning av förbandstyp I a och IIa

4.4.1 Samband mellan virkets tryckhållfasthet och dess fuktkvot och volymvikt

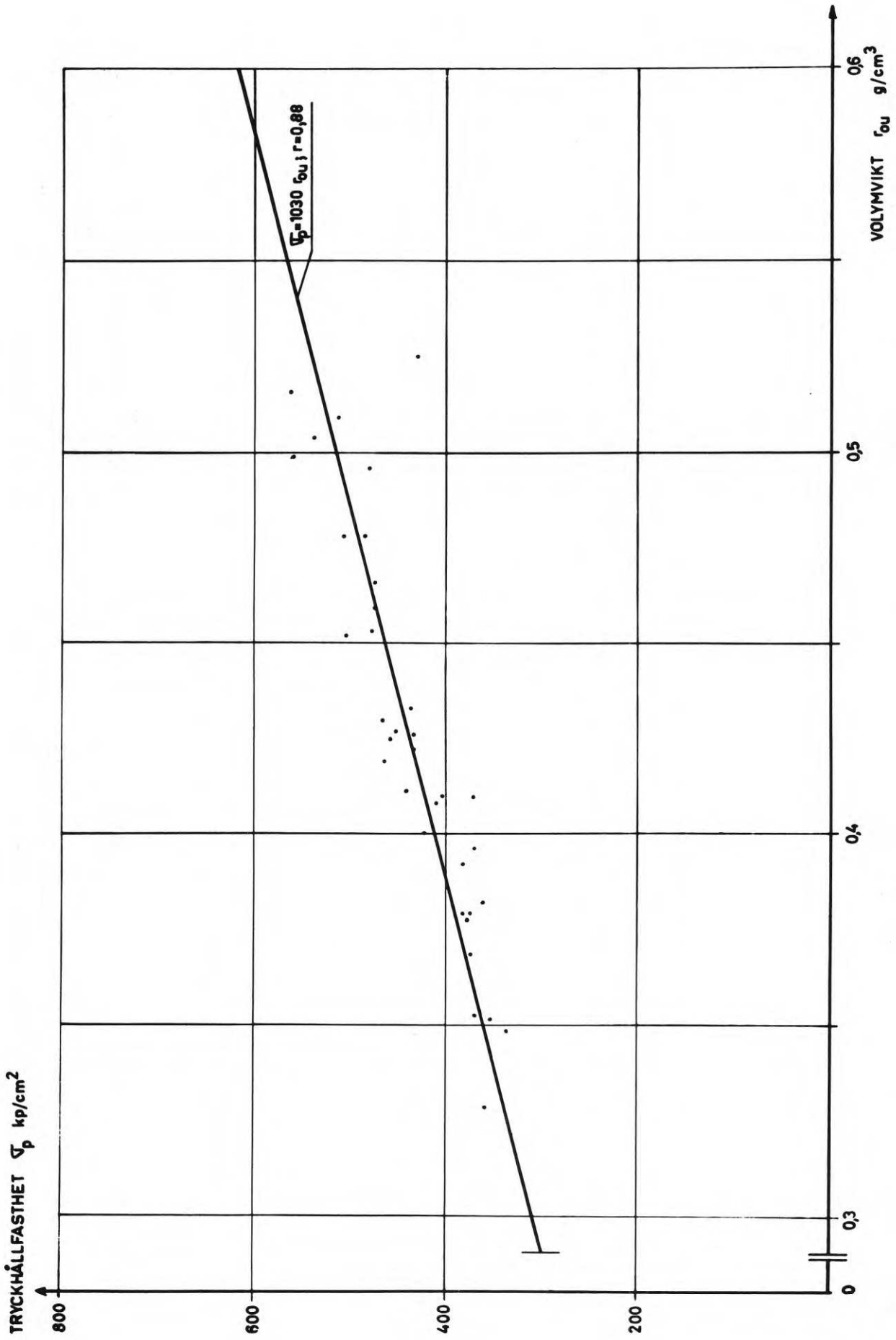
Virkets tryckhållfasthet vid olika fuktkvoter och volymvikter framgår av figurerna 4.4, 4.5 och 4.6. Figur 4.4 visar tryckhållfastheten som funktion av volymvikten då fuktkvoten är 12,4 %. I figur 4.5 och 4.6 visas motsvarande samband då fuktkvoten är 13,3 % respektive 18 %.

Den heldragna linjen i varje figur representerar den regressionslinje som anpassats till resultaten med hjälp av minsta kvadratmetoden.

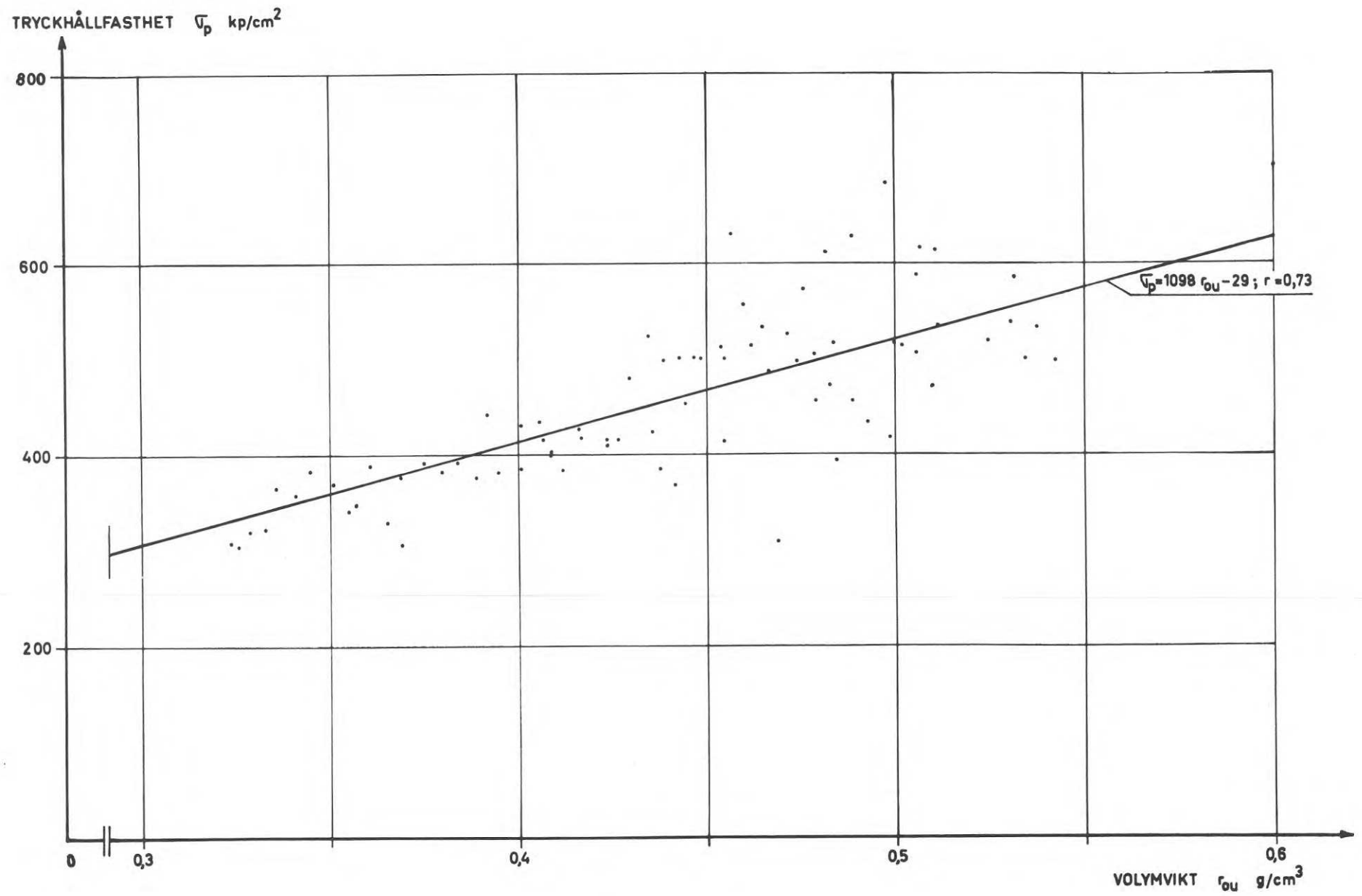
Regressionslinjens ekvation och korrelationskoefficienten för varje fall framgår av respektive figur. Det erhållna sambandet är linjärt och korrelationskoefficienten uppgår till i medeltal 0,79.

Det sistnämnda visar att det är ett tydligt samband mellan virkets tryckhållfasthet och dess volymvikt vid en given fuktkvot.

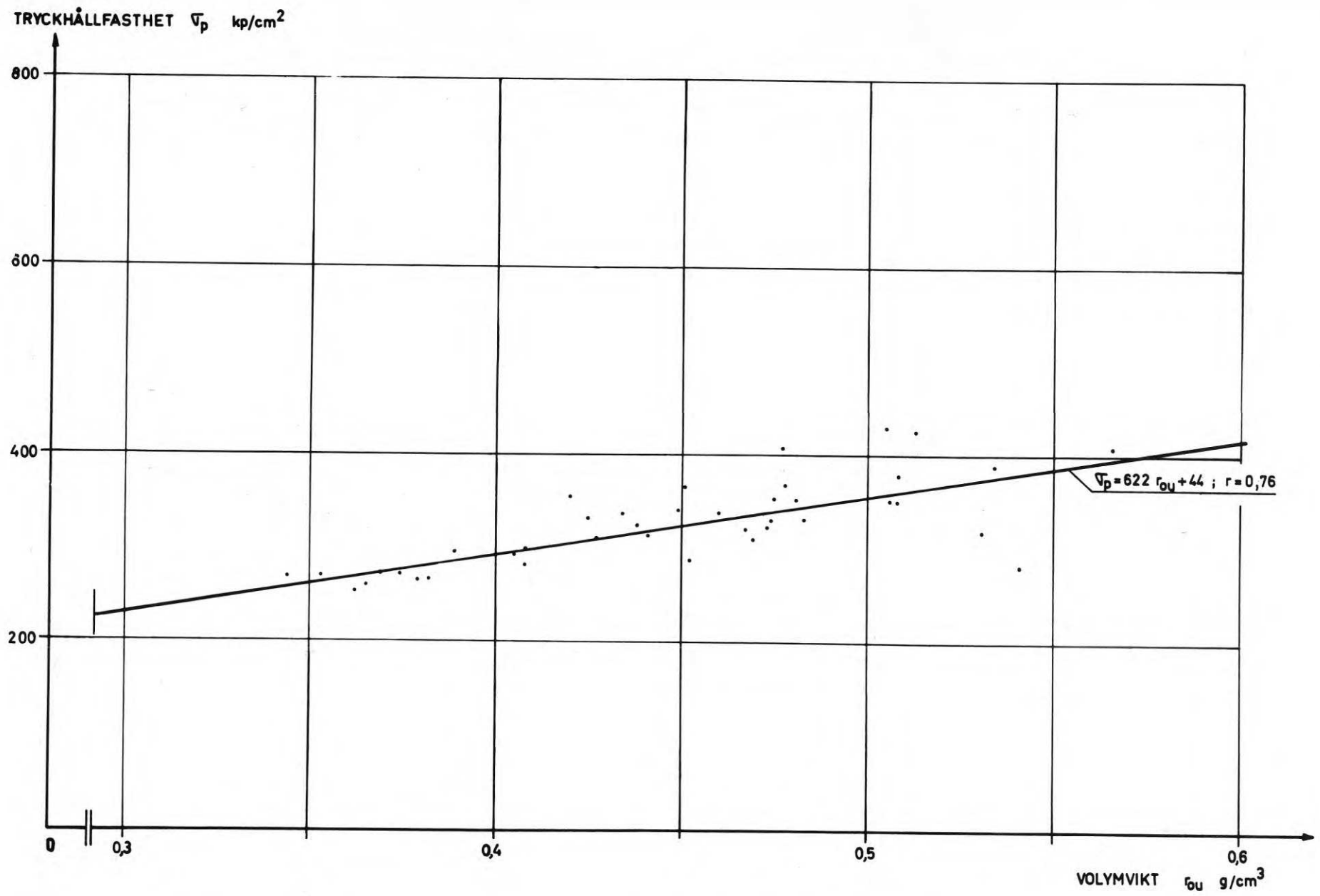
Vad som återstår är att anpassa ett enhetligt samband mellan tryckhållfasthet och volymvikt och att utvidga de erhållna sambanden så att även fuktkvotens variationer kan beaktas, ty det framgår tydligt av resultaten att tryckhållfastheten stiger med avtagande fuktkvot. Här kan det vara av intresse att visa vilka samband andra forskare har erhållit. De resultat som åberopas har hämtats från arbeten av Thunell /9/ och NKB /10/. I figur 4.7 görs en jämförelse mellan deras resultat och här erhållna samband. Av figuren framgår att NKB:s anvisningar ger det högsta värdet på virkets tryckhållfasthet vid fuktkvoter under 15 %. Vid höga värden på fuktkvoten ger däremot sambanden enligt /9/ högre värden. Försöksresultaten ligger genomgående lägre.



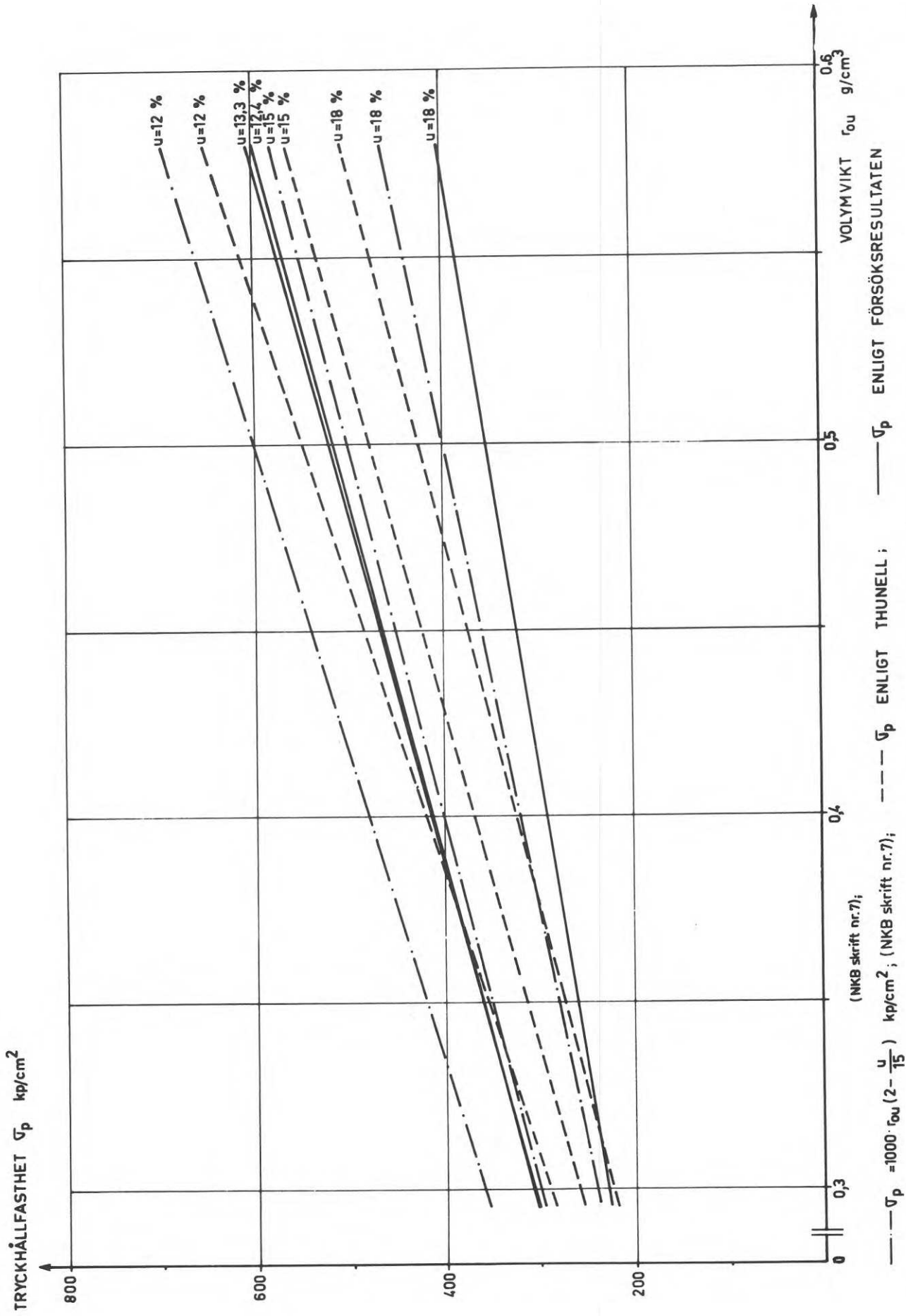
Figur 4.4 Virkets tryckhållfasthet som funktion av volymvikten då fuktkvoten är 12,4 %.



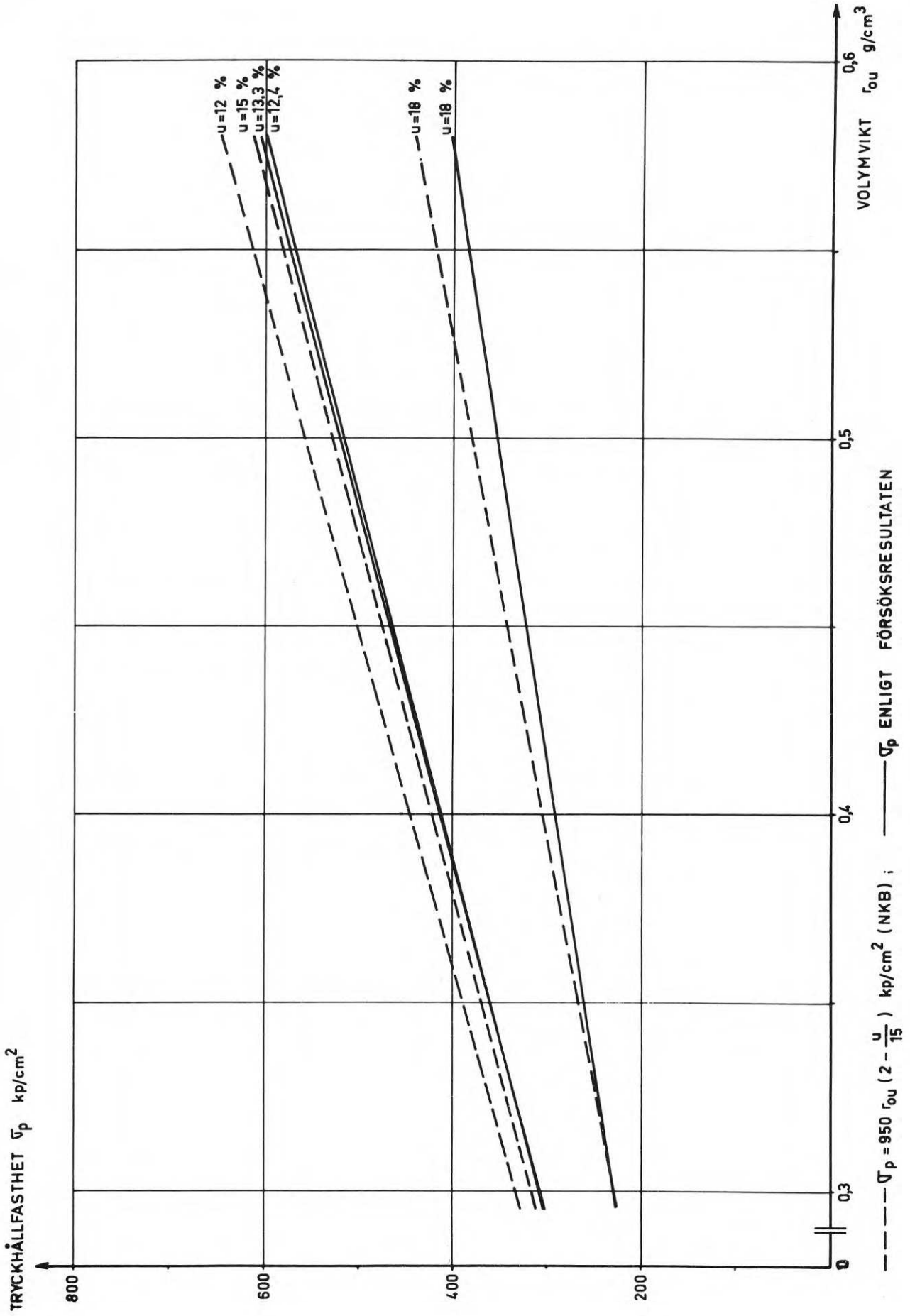
Figur 4.5 Virkets tryckhållfasthet som funktion av volymvikten då fuktkvoten är 13,3 %.



Figur 4.6 Virkets tryckhållfasthet som funktion av volymsvikten då fuktkvoten är 18 %.



Figur 4.7 Jämförelse mellan erhållna försöksresultat och andra forskares resultat m.a.p. sambandet mellan virkets tryckhållfasthet och dess fuktkvot och volymvikt.



Figur 4.8 Jämförelse mellan det av NKB rekommenderade sambandet mellan virkets tryckhållfasthet och dess fuktkvot och volymvikt /1/ och erhållna försöksresultat.

Med stöd av här visade resultat togs frågan om sambandets utformning upp till förnyad provning inom NKB:s träkonstruktionsutskott i samband med att riktlinjerna för provning av spikplåtsförband utarbetades /1/. Utskottet enades då om att rekommendera att följande uttryck används för att bestämma virkets tryckhållfasthet med ledning av dess fuktkvot och volymvikt

$$\sigma_p = 950 r_{ou} \left(2 - \frac{u}{15}\right) \quad (4:2)$$

σ_p = virkets tryckhållfasthet

r_{ou} = virkets volymvikt

u = fuktkvot

Sambandet gäller för $12 \leq u \leq 18$ %

I figur 4.8 visas hur det av NKB rekommenderade sambandet förhåller sig till försöksresultaten. Fortfarande erhålls något högre värden på tryckhållfastheten än vad erhållna regressionslinjer visar. Detta är dock motiverat med hänsyn till att en underskattning av virkets tryckhållfasthet leder till en överskattning av förbandets bärförmåga enligt de utvärderingsmetoder som angivits av NKB, se vidare under 4.4.2.

4.4.2 Förbandens hållfasthet

Här har valts att redovisa brottlasterna i kp per cm^2 effektiv fogarea. Det är nämligen den sort som används för att i normerna ange tillåtna påkänningar. Med effektiv fogarea för Hydro-Nail E avses den totala träarean som täcks av plåten minskad med de delar av denna area som ligger närmare foglinjen än 10 mm mätt i kraftens riktning och närmare virkets kantsidor än 5 mm mätt vinkelrätt kraftens riktning. Begreppet effektiv area har införts för att tillåten last per cm^2 fogarea skall kunna ges ett konstant värde som är oberoende av plåtens storlek.

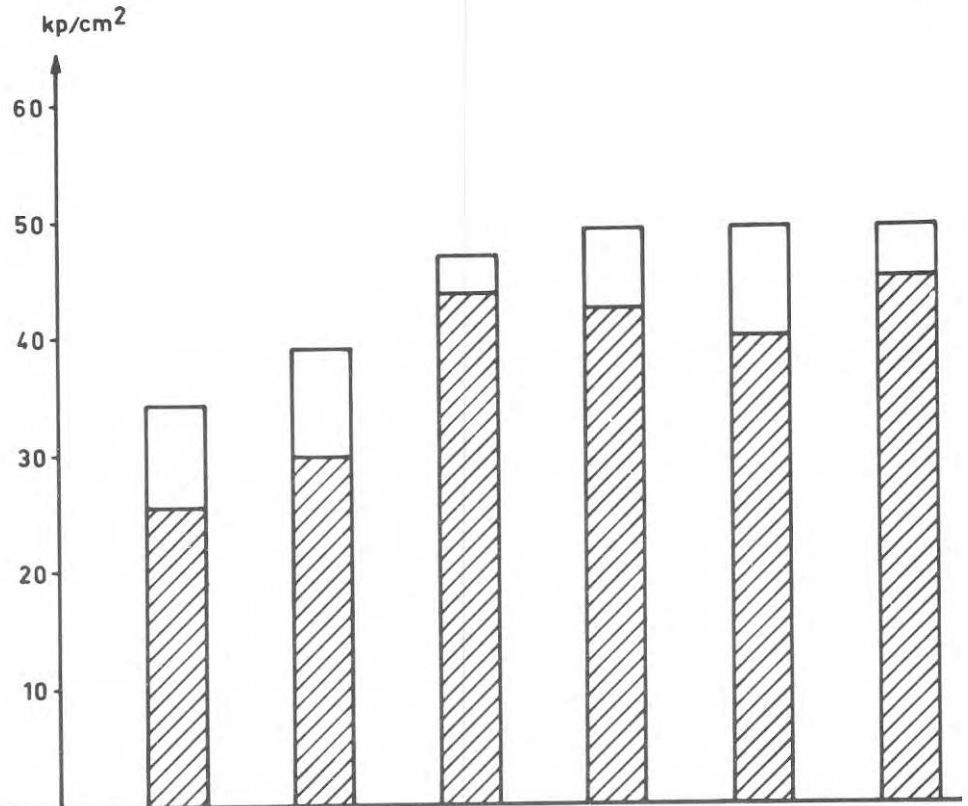
Spikarna närmast virkets kanter kan nämligen inte uppta full last på grund av att de är ofullständigt inbäddade i virket. Genom de införda reduktionerna bortser man helt från kantspikarnas inverkan vid dimensioneringen av ett förband.

Provningsresultaten för förbandstyp Ia framgår av diagram 4.1 och 4.2. Diagram 4.1 visar resultaten för serier med konstant fuktkvot och varierande volymvikt och diagram 4.2 resultaten för serier med varierande fuktkvot och konstant volymvikt. För att bättre åskådliggöra resultaten har stapeldiagram använts. Hela stapeln anger medelbrotthållfastheten och den snedstreckade delen anger karakteristisk hållfasthet vid 95 % signifikansnivå. I en tabell under varje diagram anges antal prov per serie, medelfuktkvot, medelvolymvikt, medelbrotthållfasthet, spridning i hållfasthet, karakteristisk hållfasthet samt högsta och lägsta observerade värde.

Provningsresultaten för förbandstyp IIa redovisas på motsvarande sätt i diagram 4.3 och 4.4.

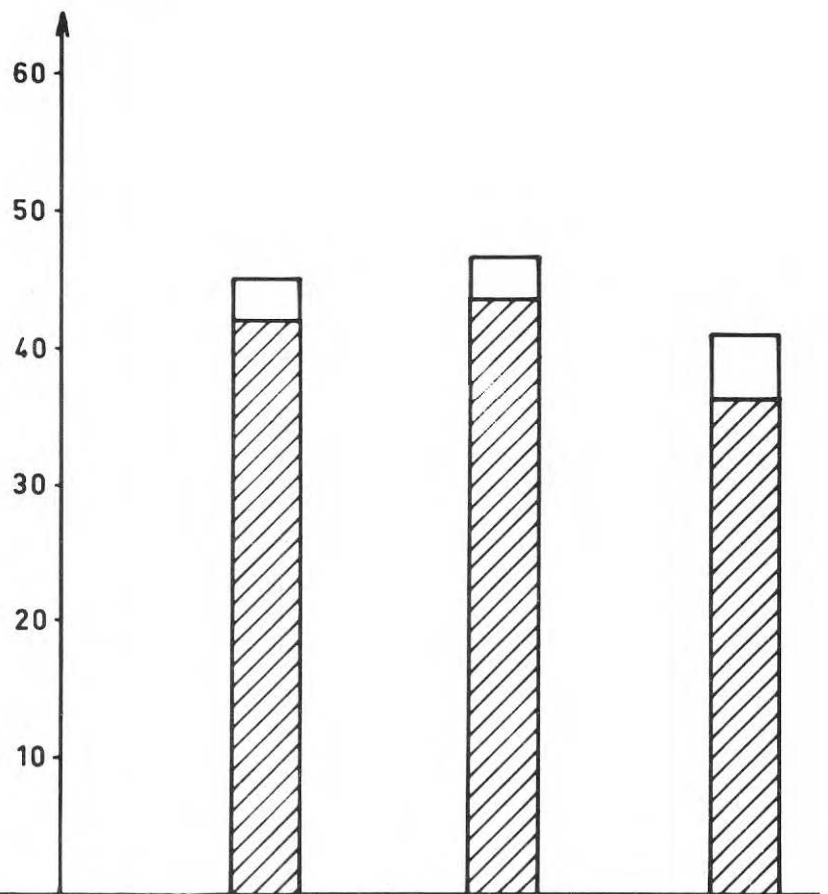
Vid provning av förbandstyp Ia uppträdde tre olika brottyper. Vilken brotttyp som erhöles visade sig bero på virkets tryckhållfasthet. Gränsen mellan när de olika brottyperna uppträdde var inte skarp men som en ungefärlig indelning kan anges:

- a) när tryckhållfastheten understeg 350 kp/cm^2 uppträdde oftast skjuvbrott i virket i ett plan omedelbart under spikspetsarna
- b) vid tryckhållfastheter mellan 350 och 450 kp per cm^2 uppstod brott genom att spikarna kröktes och drogs ut ur virket
- c) när tryckhållfastheten slutligen översteg 450 kp per cm^2 inleddes brottet med att några av de smalare spikarna (spiktyp B i figur 3.1) skjuvades av varefter de övriga spikarna kröktes



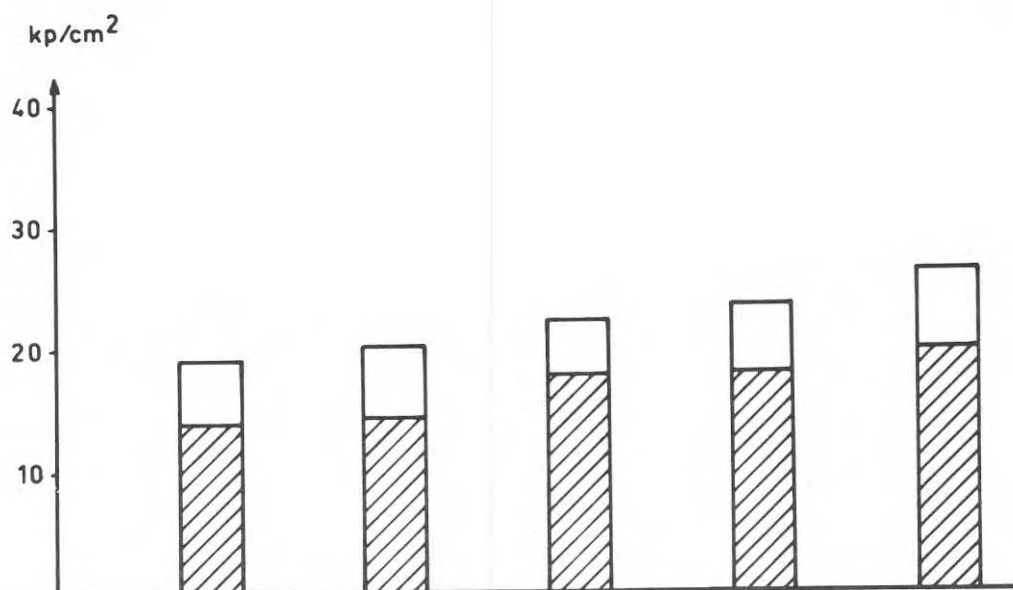
Antal prov	5	5	5	10	4	6
Fuktkvot \bar{u} , %	17,2	16,4	15,8	16,1	16,4	16,8
Volymvikt $\bar{\rho}_{ou}$, g/cm ³	0,31	0,38	0,44	0,51	0,54	0,62
Medelbrotthållfasthet, $\bar{\tau}$, kp/cm ²	34,3	38,9	46,7	49,0	49,1	49,0
Standardavvikelse s_{τ} , kp/cm ²	3,49	3,61	1,28	3,0	3,69	1,76
Variationskoefficient, %	10,2	9,3	2,7	6,1	7,5	3,6
k spridningsfaktor	2,5	2,5	2,5	2,25	2,55	2,45
$\tau_{kar} = \bar{\tau} - k \cdot s_{\tau}$ kp/cm ²	25,6	29,9	43,5	42,2	39,7	44,7
Lägsta observerade värde kp/cm ²	30,3	33,2	44,6	48,7	45,4	45,3
Högsta observerade värde kp/cm ²	38,1	42,6	47,9	51,8	53,3	50,2

Diagram 4.1 Medelbrotthållfasthet för förbandstyp Ia när virkets fuktkvot är konstant och volymvikten varierar.

kp/cm²

Antal prov	5	5	5
Fuktkvot, \bar{u} %	12,3	15,8	17,2
Volymvikt \bar{r}_{ou} , g/cm ³	0,45	0,44	0,45
Medelbrotthållfasthet $\bar{\tau}$, kp/cm ²	44,9	46,7	41,0
Standardavvikelse s_{τ} , kp/cm ²	1,14	1,28	1,97
Variationskoefficient, %	2,5	2,7	4,8
k spridningsfaktor	2,5	2,5	2,5
$\tau_{kar} = \bar{\tau} - k \cdot s_{\tau}$ kp/cm ²	42,1	43,5	36,1
Lägsta observerade värde kp/cm ²	43,6	44,6	38,0
Högsta observerade värde kp/cm ²	46,6	47,9	43,0

Diagram 4.2 Medelbrotthållfasthet för förbandstyp Ia när virkets fuktkvot varierar och volymvikten är konstant.



Antal prov	12	8	5	5	5
Fuktkvot \bar{u} , %	14,7	14,7	14,5	15,2	16,0
Volymvikt \bar{r}_{ou} , g/cm ³	0,36	0,41	0,45	0,56	0,64
Medelbrotthållfasthet $\bar{\tau}$, kp/cm ²	19,1	20,2	22,2	23,5	26,2
Standardavvikelse s_{τ} , kp/cm ²	2,49	2,53	1,80	2,30	2,60
Variationskoefficient, %	13,0	12,5	8,1	9,8	9,9
k spridningsfaktor	2,15	2,35	2,5	2,5	2,5
$\tau_{kar} = \bar{\tau} - k \cdot s_{\tau}$ kp/cm ²	13,8	14,3	17,7	17,8	19,7
Lägsta observerade värde kp/cm ²	15,8	15,2	20,2	20,0	22,3
Högsta observerade värde kp/cm ²	23,8	22,8	24,4	25,5	29,1

Diagram 4.3 Medelbrotthållfasthet för förbandstyp Ila när virkets fuktkvot är konstant och volymvikten varierar.

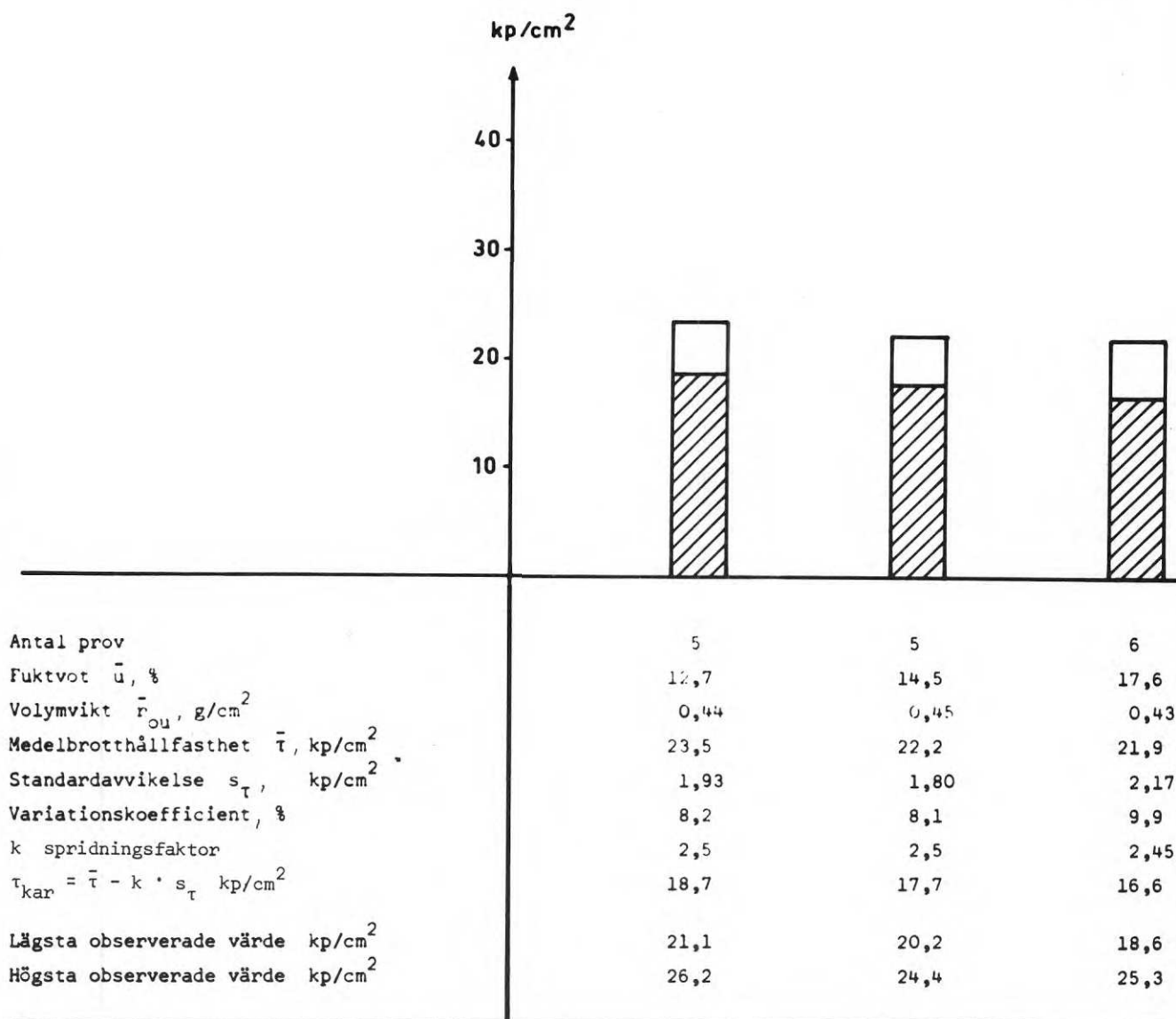


Diagram 4.4 Medelbrotthållfastheten för förbandstyp IIa när virkets fuktkvot varierar och volymvikten är konstant.

och drogs ut. Antalet losskjuvade spikar ökade med virkets tryckhållfasthet.

Vid provning av förbandstyp IIa erhöles genomgående sprickbrott i virket i nivå med den understa spikraden.

Av resultaten framgår att förbandets hållfasthet stiger med virkets tryckhållfasthet. Enligt NKB:s anvisningar /1/ skall förbandens brottlast omräknas att gälla vid en enhetlig virkeshållfasthet som bedöms karakterisera virket i den typ av konstruktioner för vilka förbanden är avsedda. NKB:s anvisningar för denna omräkning kan sammanfattas som följer:

$$\tau_r = \tau_{br} \left(\frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \right)^c \quad (4:3)$$

τ_r = det till enhetlig virkeshållfasthet omräknade värdet på skjuvpåkänningen mellan plåt och trä.

τ_{br} = skjuvpåkänningen mellan plåt och trä vid brott.

σ_p = träets tryckhållfasthet i fiberriktningen bestämd ur uttrycket

$$\sigma_p = 950 \left(2 - \frac{u}{15} \right)$$

σ_{pr} = det värde som bedöms karakterisera den förväntade tryckhållfastheten hos virket i den typ av konstruktioner för vilka förbanden är avsedda. För förband i konstruktionsvirke av furu eller gran insättes som regel $\sigma_{pr} = 350 \text{ kp/cm}^2$.

c = en koefficient som representerar förhållandet mellan träets tryckhållfasthet och förbandets hållfasthet. Koefficienten räknas ha värdet $c = 0$ när $\sigma_p < \sigma_{pr}$. Om $\sigma_p > \sigma_{pr}$ antas $c = 0,5$ när spikarna böjs vid brott och $c = 1$ om spikarna inte kröks vid brott. Andra värden får användas om de visas vara mera representiva.

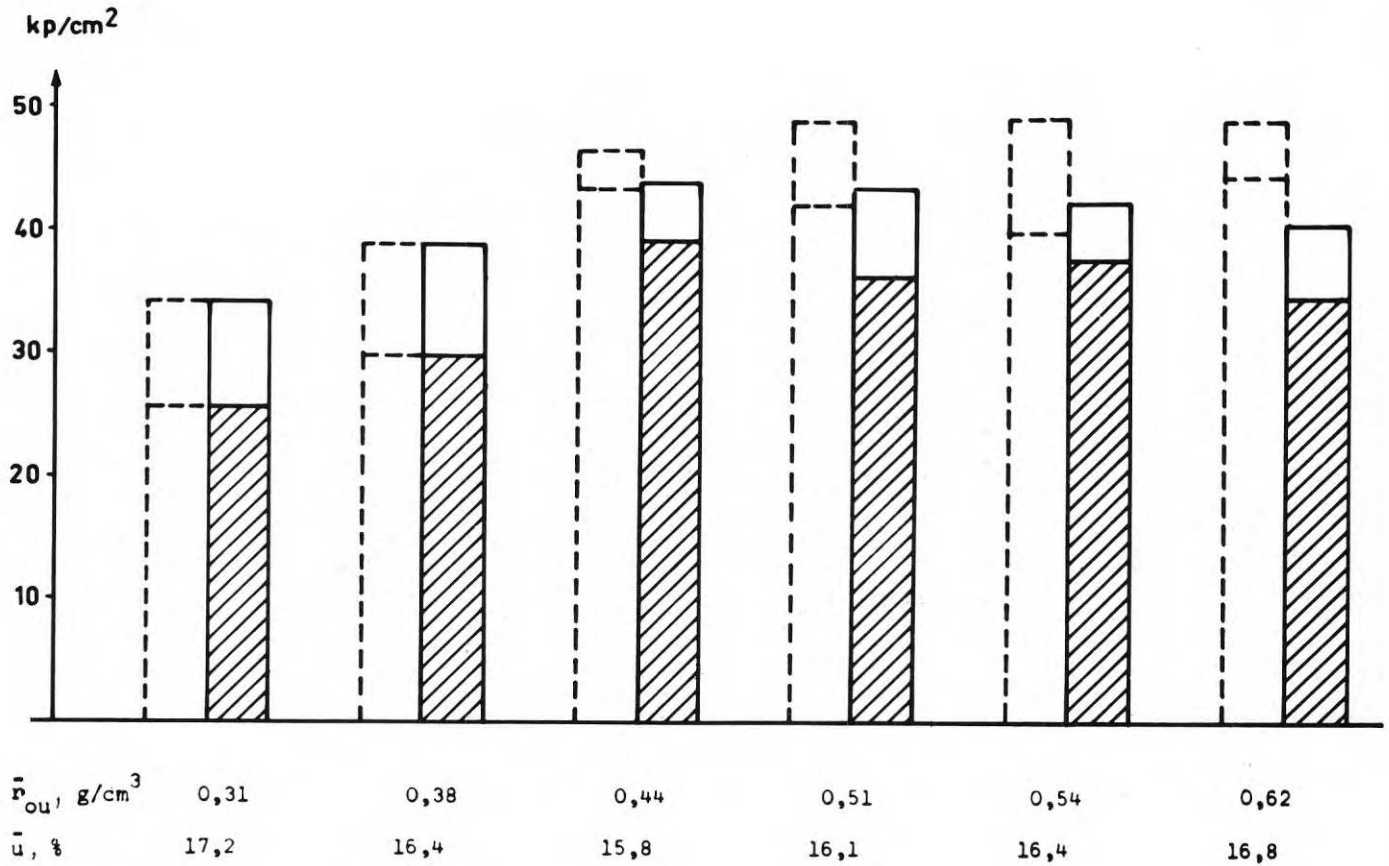


Diagram 4.5 Jämförelse mellan erhållna brotthållfastheter och enligt NKB:s anvisningar omräknade brottvärden för förbandstyp Ia vid konstant fuktkvot. Streckad linje markerar provningsresultaten.

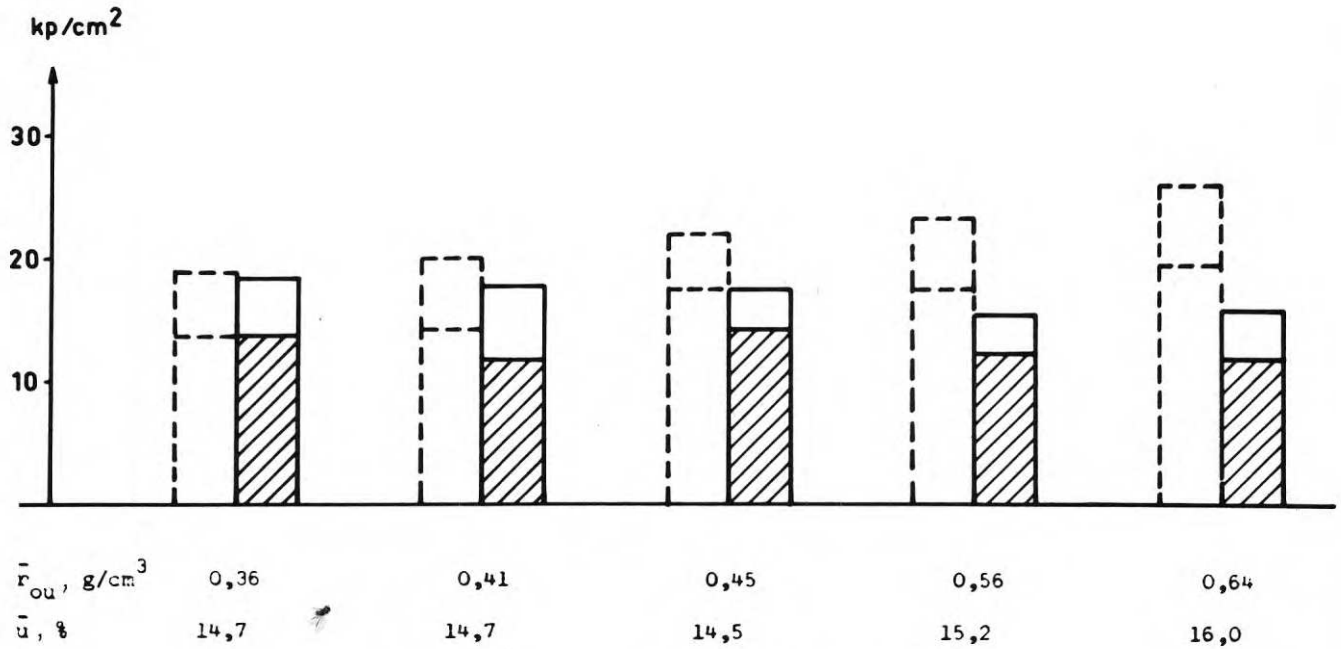


Diagram 4.6 Jämförelse mellan erhållna brotthållfastheter och enligt NKB:s anvisningar omräknade brottvärden för förbandstyp IIa vid konstant fuktkvot. Streckad linje markerar provningsresultaten.

I diagram 4.5 och 4.6 jämförs erhållna brotthållfastheter med de enligt NKB:s anvisningar omräknade brottvärdena för förbandstyp Ia respektive IIa. Av diagrammen framgår att NKB:s regler inte ger samma brottvärden vid omräkning till enhetlig tryckhållfasthet hos virke med hög tryckhållfasthet. Samma sak uppträder också om tryckhållfastheten understiger det karakteristiska värdet 350 kp/cm^2 .

Det sistnämnda beror på att man från NKB:s sida ej velat höja brottlasterna för förband där virkets tryckhållfasthet understiger den som karakteristisk angivna. Detta är motiverat endast om virket uttagits ur den population som förväntas karakterisera virket i den fortsatta tillverkningen av förbanden.

Den av NKB rekommenderade formeln för omräkning av brottlasten till att gälla för virke med en enhetlig hållfasthet ger alltså inte avsedd utjämning för den provade spikplåten.

Det är därför av intresse att närmare studera de teorier som den bygger på för att se om de behöver kompletteras. Vid bedömning av spikplåtsförband har man i stort sett byggt på erfarenheter från spikade förband. År 1951 presenterade Möller en ny metod för beräkning av spikförband /6/. Här skall inledningsvis erinras om de grundläggande deformationsbilder som antas uppträda i ett spikförband enligt Möller. Möllers teori utgör i princip en utvidgning av K W Johansens studier av bultförband. De grundfall som uppträder vid spikförband är:

a) Spiken är överstark i förhållande till träet och deformeras ej.

Med hänsyn till de relativt stora deformationer som råder i brottstadiet befinner sig träet längs hela spiken (möjligen med undantag för ett mycket litet område kring vridningspunkten) inom det plastiska området d v s spänningen i träet (=trycket mot spiken) är konstant utefter spikens längd. Ur jämviktsvillkoren erhålls det kända uttrycket

$$P = (\sqrt{2} - 1)ql \quad (4:4)$$

P = last per spik

q = trycket mellan spik och trä (hålkanttrycket)

l = spikens längd

Lasten per spik är alltså i detta fall direkt proportionell mot hålkanttrycket mellan spik och trä.

- b) Spiken har en i förhållande till sin längd så ringa styvhet att dess böjhållfasthet överskrides och spiken krökes. Ur jämviktsvillkoren erhålls i detta fall

$$P = \sqrt{2qM_s} \quad (4:5)$$

M_s = spikens plasticeringsmoment

Här är alltså lasten per spik proportionell mot kvadratroten ur hålkanttrycket q . Vidare kan observeras att en ytterligare ökning av spikens längd när krökning erhållits ej inverkar på brottlasten.

Ekvationerna (4:4) och (4:5) visar alltså att det är ett samband mellan hålkanttrycket och spikens brottlast. Hålkanttrycket är i sin tur proportionellt mot spikens diameter och virkets tryckhållfasthet, se t ex /6/ och /11/. Vid konstant spikdiameter blir således virkets tryckhållfasthet avgörande för förbandets brottlast. Problemet är att finna ett lämpligt uttryck för att räkna om erhållna brottlast till en enhetlig virkeshållfasthet. Vid provning av en spikplåtstyp är spikarnas diameter konstant, varför man kan inrikta sig på tryckhållfasthetens inverkan. De i ekvationerna (4:4) och (4:5) angivna villkoren kan dock inte läggas till grund för en bedömning av ett spikplåtsförbands egenskaper. Vid spikplåtar tillkommer nämligen att spikarna är inspända i plåten och det inverkar på kraftupptagningen.

I figur 4.9 visas hur krafterna verkar på en spik i ett spikplåtsförband i brottstadiet om det antages att spiken inte böjer sig annat än i infästningen i plåten. Ur jämviktsvillkoren erhålls

$$P = 2qx - ql \quad (4:6)$$

$$Px - nM_s = \frac{qx^2}{2} + \frac{q(l-x)^2}{2} \quad (4:7)$$

(4:6) och (4:7) ger

$$P = \sqrt{2q^2 l^2 + 4qnM_s} - ql \quad (4:8)$$

Samma beteckningar som tidigare, men med tillägget att n anger förhållandet mellan spikens inspänningsmoment i plåten och spikens plasticeringsmoment. Jämförelse mellan ekvationerna (4:4) och (4:8) visar att när ett inspänningsmoment tillkommer är lasten inte längre direkt proportionell mot virkets tryckhållfasthet.

Figur 4.10 visar hur krafterna verkar på en spik i ett spikplåtsförband i brottstadiet om det antages att spiken är så slank i förhållande till sin längd att den böjs. Ur jämviktsvillkoren erhålls

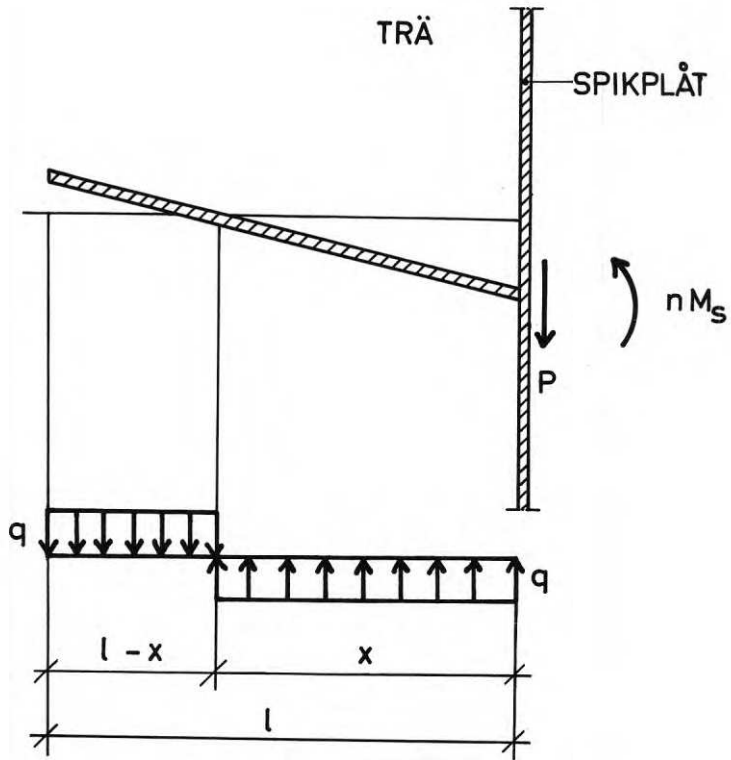
$$P = qx \quad (4:9)$$

$$Px = M_s(n+1) + \frac{qx^2}{2} \quad (4:10)$$

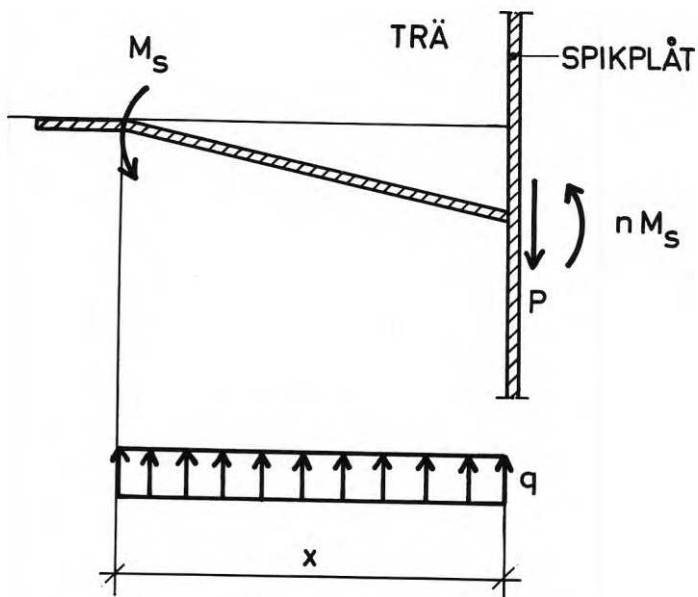
Elimineras x erhålls

$$P = \sqrt{2qM_s(1+n)} \quad (4:11)$$

Jämföres ekvationerna (4:5) och (4:11) inses att brottlasten i båda fallen är proportionell mot kvadratroten ur virkets tryckhållfasthet.



Figur 4.9 Spänningsfördelningen på en enskild spik i en spikplåt vid full plasticering om spiken inte böjer sig.



Figur 4.10 Spänningsfördelningen på en enskild spik i en spikplåt vid full plasticering om spiken böjer sig.

Vid de utförda provningarna av förbandstyp Ia har iakttagits att spikarna kröks i de fall de dras ut ur virket. Det kan vara intressant att se om gjorda iakttagelser bekräftas i teorin. Om man sätter ekvation (4:8) lika med ekvation (4:11), erhålls ett uttryck på den minsta spiklängd som erfordras för att spiken skall kröka sig. Efter förenklingar erhålls:

$$l = \sqrt{\frac{2M_s}{q} (3+n+ \sqrt{8(n+1)})} \quad (4:12)$$

Här räcker det att studera ytterlighetsfallen $n = 0$ och $n = 1$. Värdet $n = 0$ representerar vanliga spikförband och ger följande uttryck för spiklängden

$$l_{n=0} = \sqrt{2(3+ \sqrt{8})} \sqrt{\frac{M_s}{q}} \quad (4:13)$$

Värdet $n = 1$ representerar fallet att plasticering inträder såväl vid spikens infästning i plåten som i den punkt där spiken kröks. Härvid erhålls det största värdet på l som

$$l_{n=1} = 4 \sqrt{\frac{M_s}{q}} \quad (4:14)$$

För spikade förband med $n = 0$ brukar spikarnas längd uppgå till 7 à 8 d, där d är spikens diameter. Om man bortser från att kvoten $\frac{M_s}{q}$ kan ha ett annat värde för spikplåtsförband än för spikförband, skulle alltså spikarna i en spikplåt krökas vid brott om spikarnas längd är större än $4l_{n=0} / \sqrt{2(3+ \sqrt{8})}$ dvs spikarnas längd bör vara större än 9 d.

Vid provning av förbandstyp Ia är d = plåtens tjocklek som är 1,3 mm.

Spiklängden skall alltså överstiga $9 \cdot 1,3 = 11,7$ mm för att krökning skall uppträda. Av 3.1 framgår att spiklängden är 14,5 mm och iakttagelsen att spikarna kröker sig bekräftas således även teoretiskt.

Den utvidgning som gjorts av teorin för enskäriga spikförband visar alltså att i de fall spiken kröker sig är förbandets hållfasthet proportionell mot kvadratroten ur virkets tryckhållfasthet, vilket motsvarar $c = 0,5$ i ekvation (4:3). Om spiken däremot inte kröks erhålls ett värde på c mellan 0,5 och 1.

Att teorin ej stämmer för förbandstyp IIa beror som tidigare nämnts på att erhållet brottvärde ej är ett mått på plåtens förankringshållfasthet utan på virkets hållfasthet.

Orsaken till den dåliga överensstämmelsen mellan provningsresultaten och NKB:s anvisningar är att brottyper uppträder som normalt ej återfinns vid provning av spikförband. Vid skjuvbrott som uppträder vid låg tryckhållfasthet har krökning av spikarna ej hunnit utbildas och i virke med hög tryckhållfasthet skjuvas spikarna av. För förbandstyp IIa uppträder sprickbrott i virket och där är spikens hållkraft i princip ej avgörande. Anvisningarna för omräkning till enhetlig virkeshållfasthet bör alltså revideras.

Ekvation (4:3) kan skrivas som

$$\tau_r = \tau_{br} \cdot f(\sigma_p) \quad (4:15)$$

$f(\sigma_p)$ tecknas:

$$f(\sigma_p) = \left(\frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \right)^c \quad (4:16)$$

I figur 4.11 visar $f(\sigma_p)$ grafiskt (streckad linje) då $\sigma_{pr} = 350 \text{ kp/cm}^2$ och $c = 0,5$. Av figuren framgår att $f(\sigma_p)$ avtager vid ökande σ_p . Jämförelse med diagram 4.1 visar att $f(\sigma_p)$ avtager mer än vad brotthållfastheten ökat vid stigande tryckhållfasthet. För att erhålla bättre anpassning till förresultaten måste alltså värdet på c varieras med virkets tryckhållfasthet.

Här har valts att testa det empiriska sambandet

$$f(\sigma_p) = \left(\frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \quad (4:17)$$

Sambandet är för $\sigma_{pr} = 350 \text{ kp/cm}^2$ inlagt med heldragen linje i figur

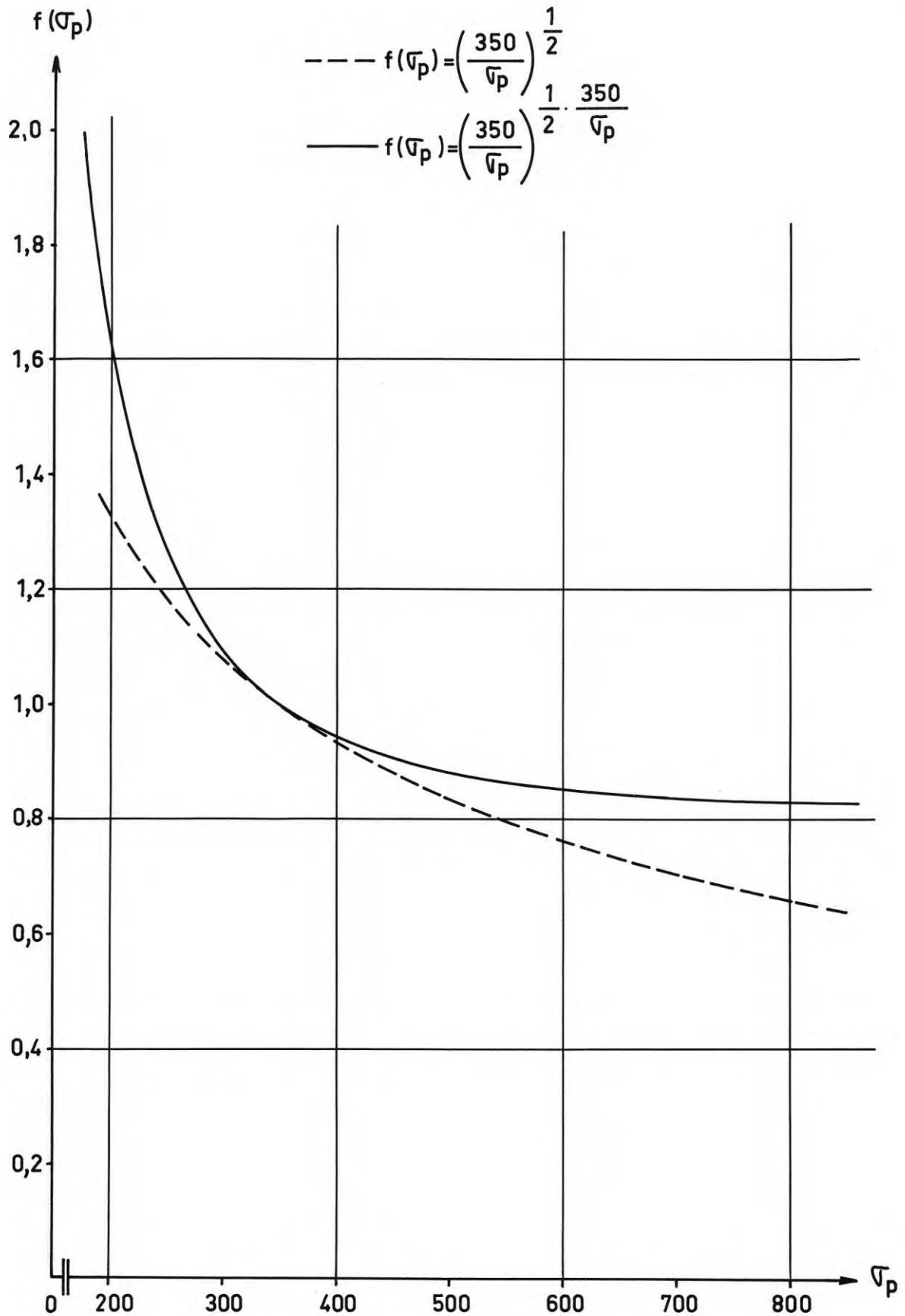
4.11. Av figuren framgår att $f(\sigma_p)$ enligt (4:17) avtager mindre än $f(\sigma_p)$ enligt (4:16). Det nya sambandet bör alltså ge en bättre omräkning av försöksresultaten än NKB:s uttryck.

I diagram 4.7 och 4.8 jämförs brottvärdena med till enhetlig virkeshållfasthet omräknade brottlaster enligt uttrycket

$$\tau_r = \tau_{br} \left(\frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \quad (4:18)$$

Som framgår av diagrammen erhålls nu i stort sett samma värde på τ_r oavsett virkets tryckhållfasthet vid provningen. En viss differens kan iakttagas i de fall där virkets fuktkvot varierats. Det beror i första hand på att uttrycket $\sigma_p = 950 r_{ou} (2 - \frac{u}{15})$ ej återger det rätta förhållandet mellan virkets tryckhållfasthet och dess fuktkvot. I NKB:s anvisningar rekommenderas att provningen utförs vid 15 % fuktkvot. Provning vid andra fuktkvoter ger vid omräkning av resultaten enligt (4:18) i vart fall inte högre värden på tillåtna påkänningar.

Att den i ekvation (4:18) föreslagna omräkningen stämmer så bra även för förbandstyp IIa (diagram 4:8) är mera en tillfällighet. Vid denna förbandstyp inträffar sprickbrott och det är virkets skjuvhållfasthet och draghållfasthet vinkelrätt fibrerna som blir avgörande för förbandens hållfasthet. Av exempelvis /9/ framgår att virkets fuktkvot och volymvikt



Figur 4.11 Omräkningsfaktorns storlek vid olika värden på virkets tryckhållfasthet (σ_p) vid omräkning av brottlasten för spikplåtsförband till en enhetlig tryckhållfasthet $\sigma_{pr} = 350 \text{ kp/cm}^2$. Streckad kurva anger faktorns storlek enligt nuvarande anvisningar /1/ och heldragen kurva representerar här rekommenderat uttryck.

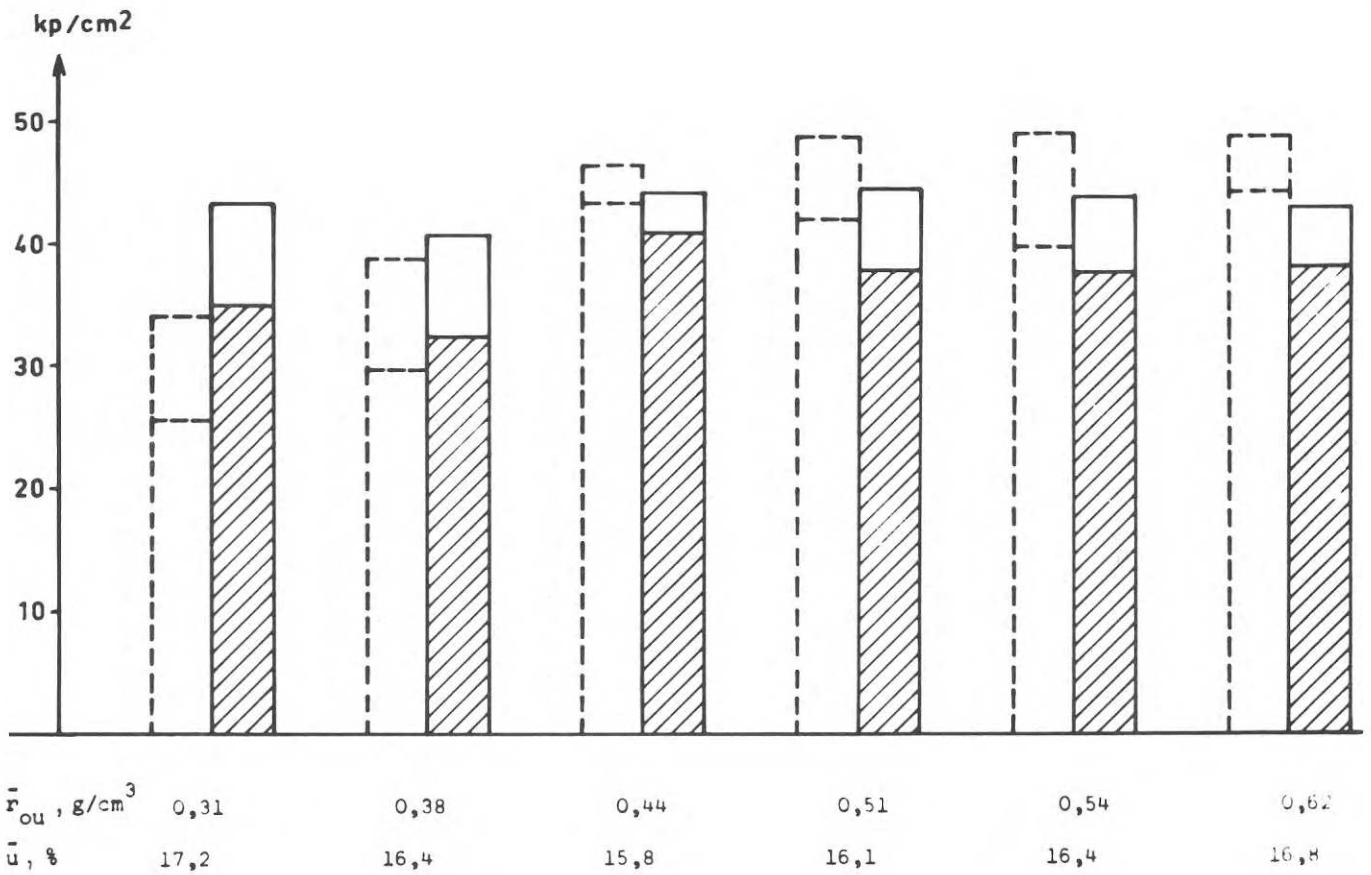


Diagram 4.7 Jämförelse mellan erhållna brotthållfastheter och enligt ekvation (4:18) omräknade brottvärden för förbandstyp Ia vid konstant fuktkvot. Streckad linje markerar provningsresultaten.

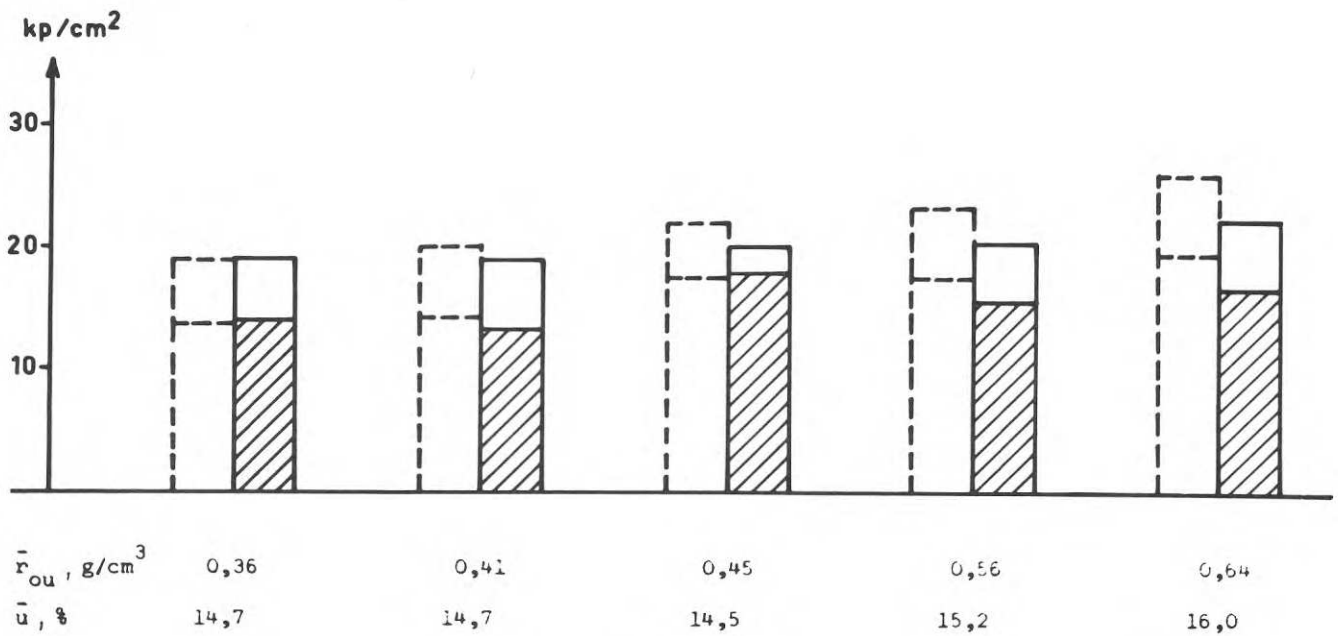


Diagram 4.8 Jämförelse mellan erhållna brotthållfastheter och enligt ekvation (4:18) omräknade brottvärden för förbandstyp IIa vid konstant fuktkvot. Streckad linje markerar provningsresultaten.

ej inverkar så markant på sistnämnda egenskaper som på virkets tryckhållfasthet. Den i ekvation (4:17) angivna funktionen speglar detta samband relativt väl vid högre volymvikter och därför råkar omräkningen stämma trots att den sker efter i princip felaktiga premisser. Ur praktisk synpunkt är det emellertid en fördel att kunna använda samma uttryck oavsett brottyper.

Vid fuktkvoter mellan 12 och 18 % och volymvikter mellan 0,35 och 0,60 g/cm³ ger alltså uttrycket

$$\tau_r = \tau_{br} \left(\frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{\sigma_{pr}}{\sigma_p} \quad (4:18)$$

ett tillfredsställande värde på förbandens omräknade brotthållfasthet i virke med en karakteristisk hållfasthet av $\sigma_{pr} = 350 \text{ kp/cm}^2$. Sambandet gäller endast för Hydro-Nail E. Innan det kan tillämpas för andra plåttyper måste man studera vilka brottyper som uppträder. Om spikarna inte skjuvas av ger NKB:s uttryck troligen bättre överensstämmelse, sätt dock $c=0,5$ även om $\sigma_p < \sigma_{pr}$.

Här kan det vara av intresse att studera vilka tillåtna påkänningar som erhålls vid omräkning enligt (4:18). NKB anger τ_{till} som

$$\tau_{till} = 0,4 \bar{\tau}_r (1 - k s_{\tau_r}) \quad (4:19)$$

$\bar{\tau}_r$ och s_{τ_r} anger medelvärde respektive standardavvikelse för det till enhetlig virkeshållfasthet omräknade värdet på förbandets brottlast. k är en faktor vars värde beror av antalet provade förband. Under förutsättning av att minst 15 förband provats räknas med $k = 2$. Vid fem förband räknas med $k = 2,5$. Däremellan interpolieras rätlinjigt.

I medeltal för samtliga provserier erhålls en tillåten last för förbandstyp Ia om 14,7 kp/cm² och för förbandstyp IIa om 6,4 kp/cm². Dessa värden kan inte direkt jämföras mot nu tillåtna värden som är 13 resp 5,2 kp/cm². De är nämligen grundade på anvisningar från NKB enligt /11/ där $\sigma_{pr} = 300 \text{ kp/cm}^2$ och $\sigma_p = 1000 r_{ou} (2 - \frac{u}{15})$. Anvisningarna enligt /1/ ger alltså ett högre värde på tryckhållfastheten och de nu tillåtna värdena skall därför multipliceras med

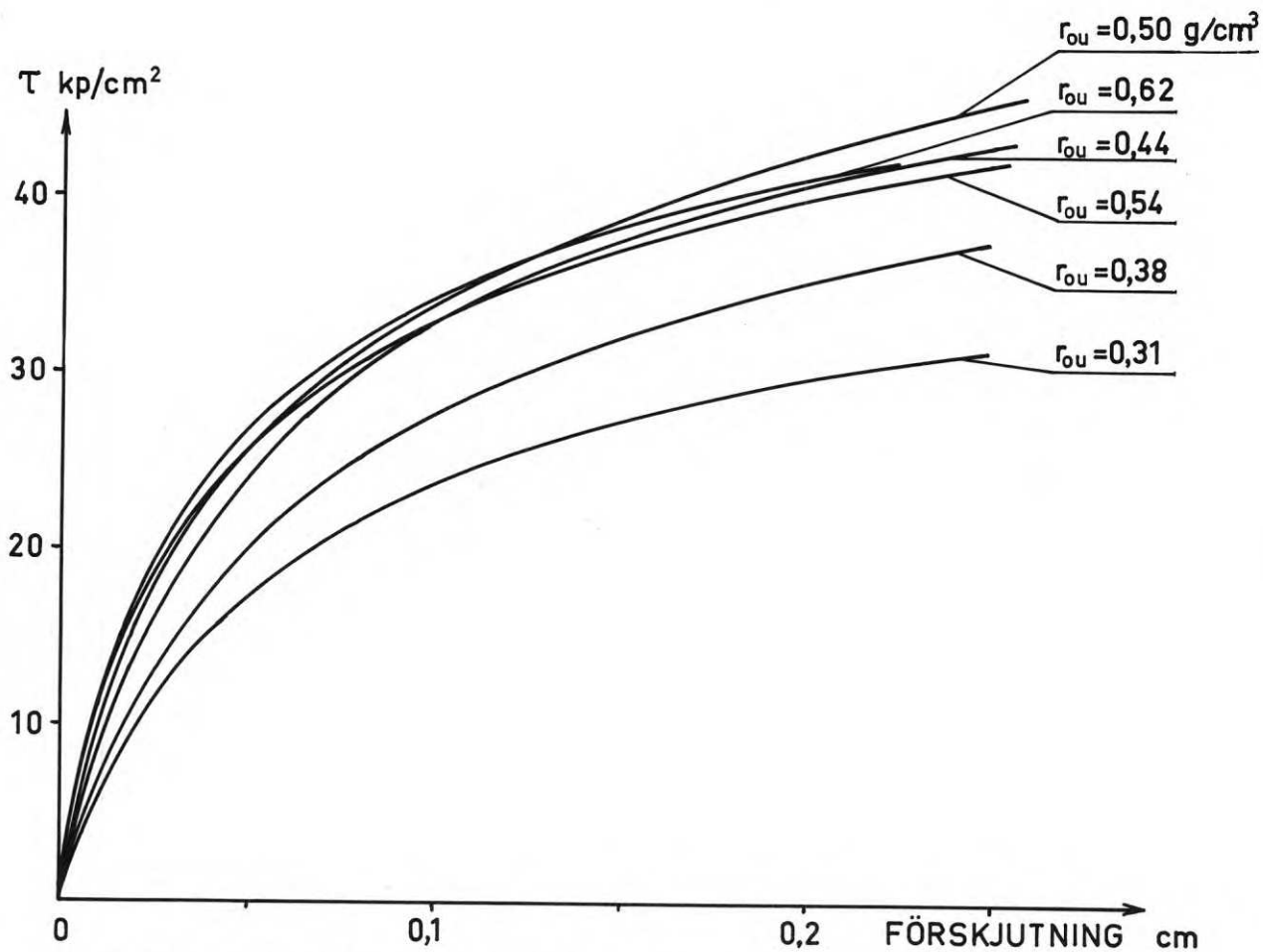
$$\frac{\sqrt{350} \cdot \sqrt{1000 r_{ou} (2 - \frac{u}{15})}}{\sqrt{950 r_{ou} (2 - \frac{u}{15})} \cdot \sqrt{300}} = 1,11$$

varvid jämförelsevärdena blir 14,4 resp 5,8 kp/cm². De nya NKB-värdena stämmer således bra överens för förbandstyp Ia medan hållfastheten vinkelrätt fiberriktningen underskattas. Det beror på att förbandstyp IIa normalt inte är utslagsgivande för lägsta tillåtet värde vinkelrätt fibrerna utan det är förbandstyp IIb enligt NKB /1/. Vid förbandstyp IIb är såväl fiberriktningen som plåtens huvudriktning vinkelrät mot kraftriktningen. Enligt ovan bör alltså nu tillåtna påkänningar för spikplåtar kunna ökas med 10 %.

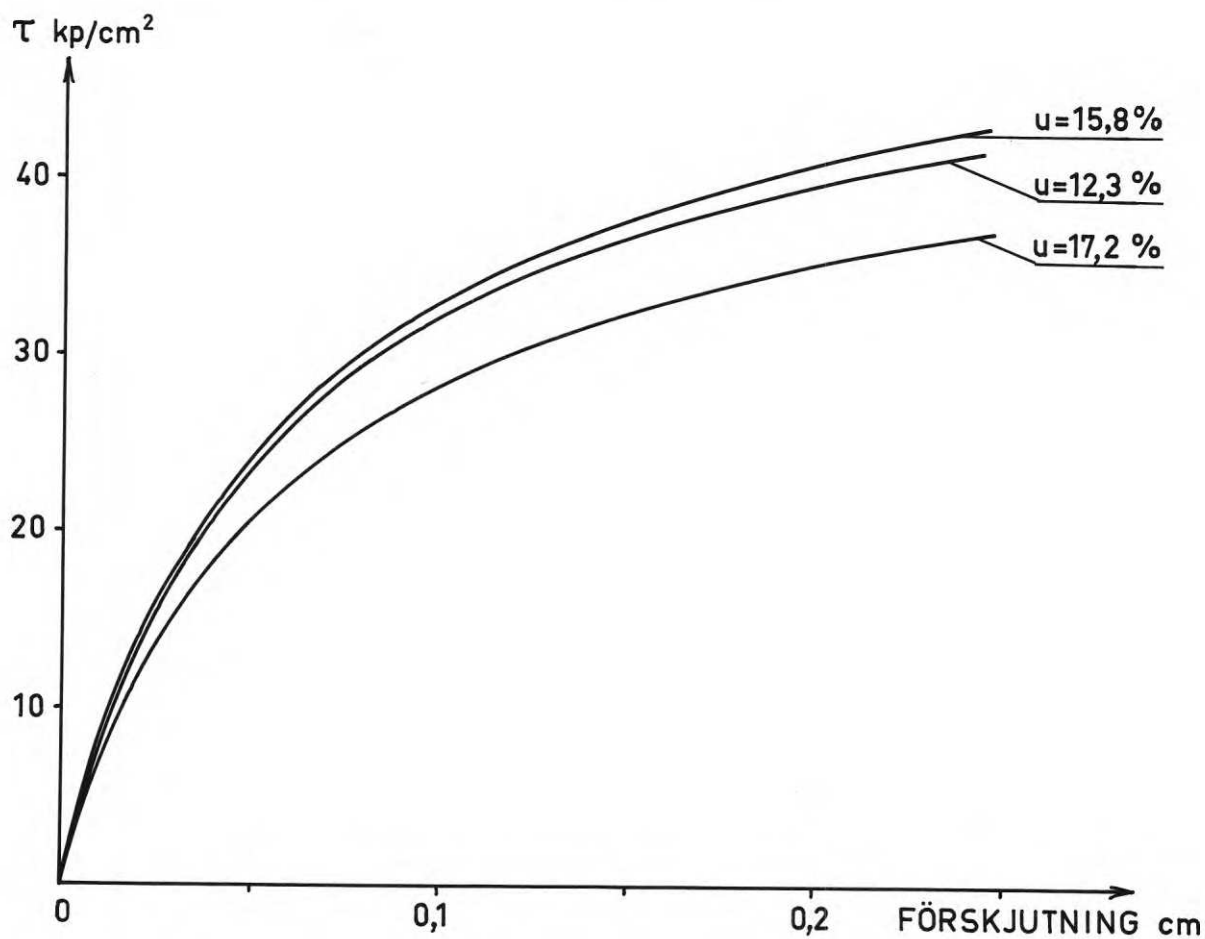
bandet framgår för förbandstyp Ia av figur 4.12 och 4.13. Figur 4.12 visar

4.4.3 Förskjutningar i förbanden

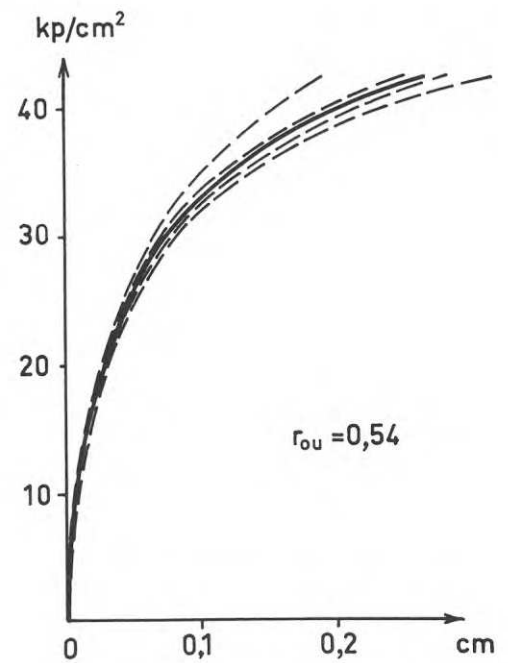
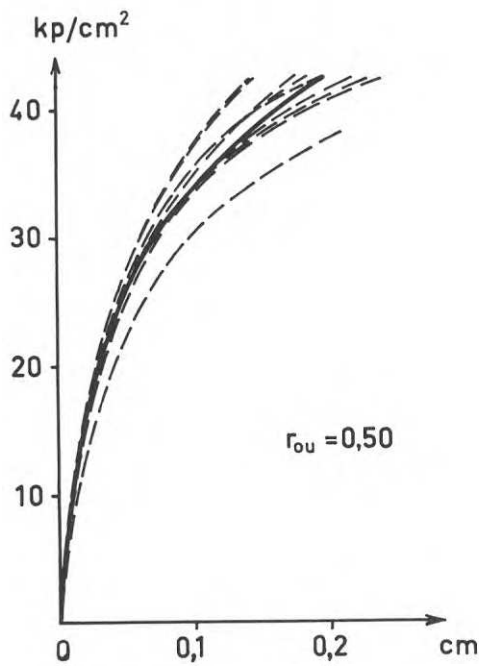
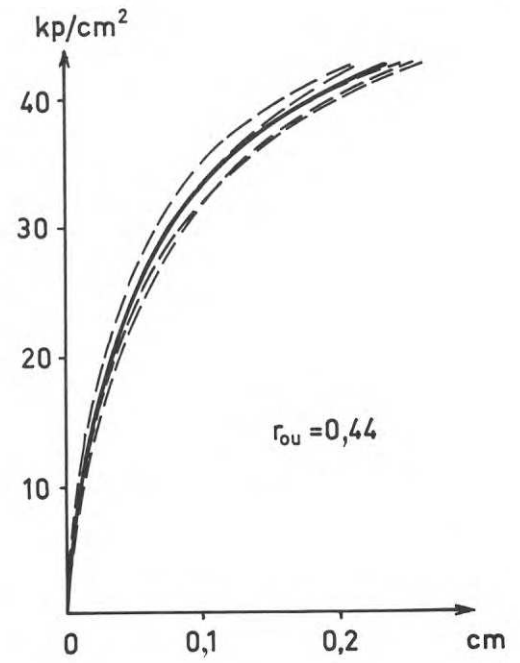
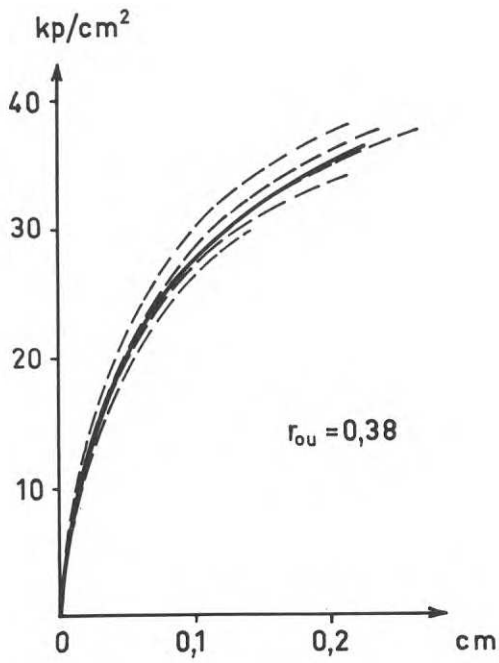
Sambandet mellan skjuvpåkänningen mellan plåt och trä och rörelsen i förbandet framgår för förbandstyp Ia av figur 4.12 och 4.13. Figur 4.12 visar förskjutningarna i förbanden vid konstant fuktkvot och varierande volymvikt och figur 4.13 visar motsvarande då fuktkvoten varierar och volymvikten är konstant. Observera att angivna rörelser gäller den totala förskjutningen i förbanden. Lastförskjutningskurvorna är baserade på medelförskjutningen för samtliga förband inom en provserie. Då endast fem prov ingår per serie blir en bestämning av konfidensintervallet för förskjutningskurvorna så osäker att den har utelämnats. Som exempel på de variationer i förskjutningarna inom en provserie som förekommit visas i figur 4.14 lastförskjutningskurvor för samtliga prov inom fyra olika provserier. Spridningen är liten vid låga laster.



Figur 4.12 Förskjutningar i förbandstyp Ia vid konstant fuktkvot (15 %) och varierande volymvikt.



Figur 4.13 Förskjutningar i förbandstyp Ia vid varierande fuktkvot, u och konstant volymvikt ($0,45 \text{ g/cm}^3$).



Figur 4.14 Exempel på spridning i förskjutningarna för fyra provserier med förbandstyp Ia. Helledragen linje anger medelkurvan. r_{ou} = volymvikt i g/cm^3 .

Motsvarande lastförskjutningskurvor för förbandstyp IIa som för förbandstyp Ia framgår av figur 4.15 och 4.16. Figur 4.17 visar variationen i uppmätta förskjutningar inom fyra olika provserier. Spridningen är större för förbandstyp IIa än för förbandstyp Ia.

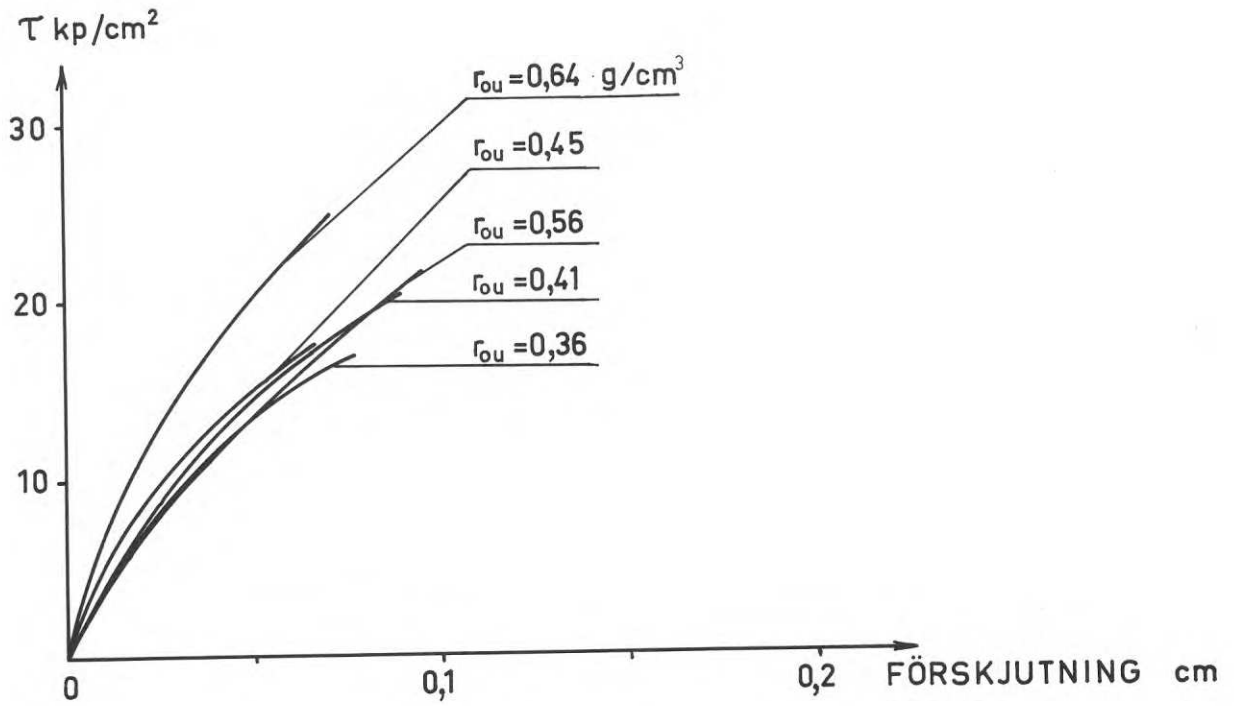
Av figur 4.12 och 4.15 framgår att förbandens styvhet ökar med virkets tryckhållfasthet. Vid provning av tungt virke för förbandstyp Ia kan man dock notera att i brottstadiet är förskjutningarna större om virkets tryckhållfasthet överstiger 450 kp/cm^2 . Det stämmer bra med den tidigare påpekade iakttagelsen att spikar typ B skjuvas av i virke med hög tryckhållfasthet. Därvid erhåller kvarvarande spikar en högre last än vad som redovisas i figurerna. I figur 4.18 visas en förstoring över lastförskjutningskurvan för förbandstyp Ia inom det område där förskjutningen är mindre än 1,0 mm vid $u = 15 \%$. Figur 4.19 visar motsvarande förstoring för förbandstyp IIa. Jämföres figur 4.18 och 4.19 inses att förskjutningarna för förbandstyp Ia är mera beroende av virkets tryckhållfasthet än förskjutningarna för förbandstyp IIa. Skillnaden i förskjutningar mellan olika provserier är så stor att det är svårt att ange en generell förskjutningskurva utan att relatera den till virkets tryckhållfasthet. Om man däremot önskar veta största förväntade förskjutning i ett förband kan man utgå från resultaten för någon av serierna med den lägsta volymvikten.

För att ange en karakteristisk förskjutningskurva kan det vara lämpligt att först undersöka om kurvorna kan räknas om så att de gäller för virke med enhetlig tryckhållfasthet. Omräkning av förskjutningarna enligt följande empiriska uttryck gav resultat enligt figur 4.20

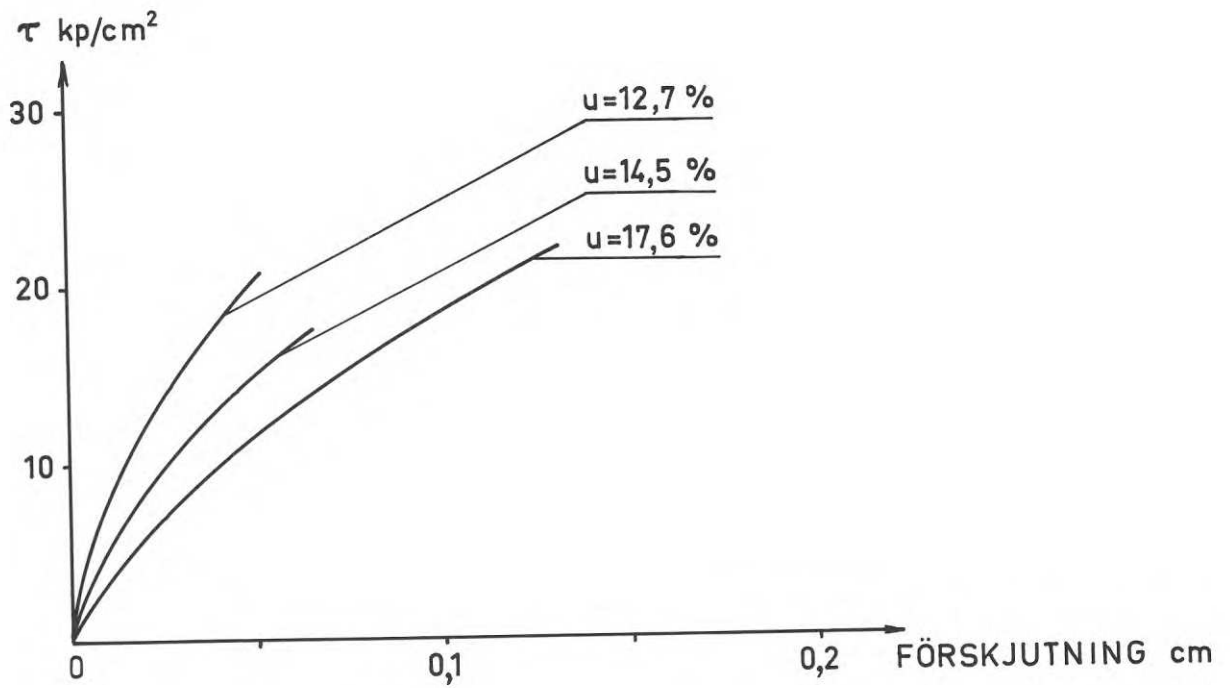
$$\delta_r = \frac{\delta_u [2 - f(\sigma_p)]}{f(\sigma_p)} \quad (4:20)$$

δ_r = omräknad förskjutning

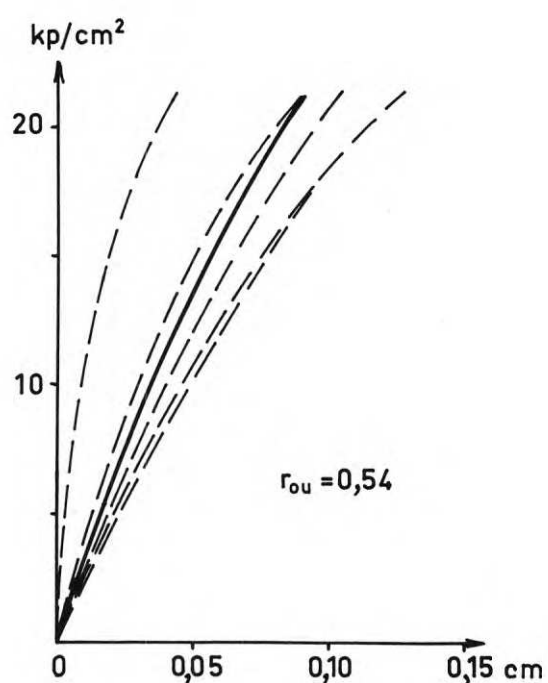
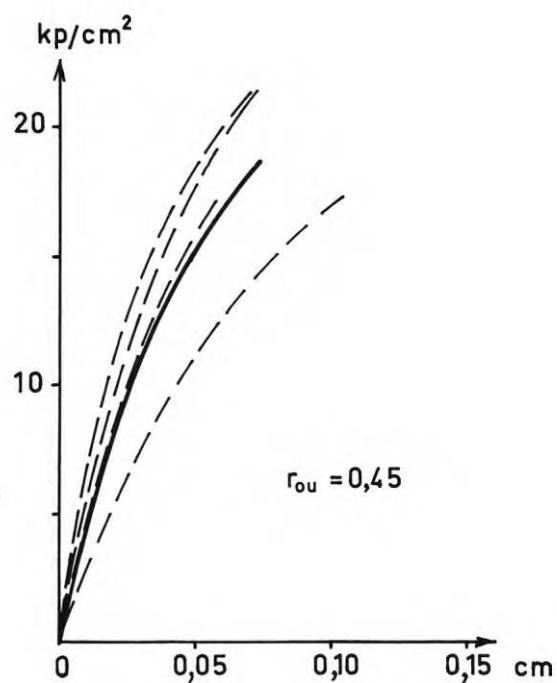
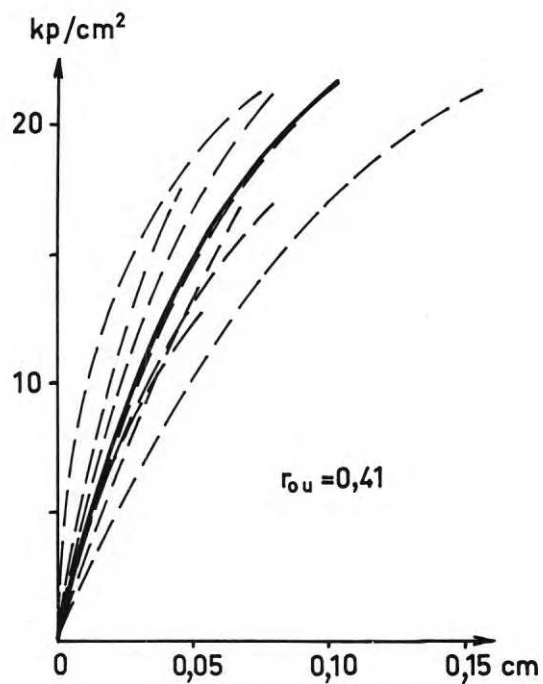
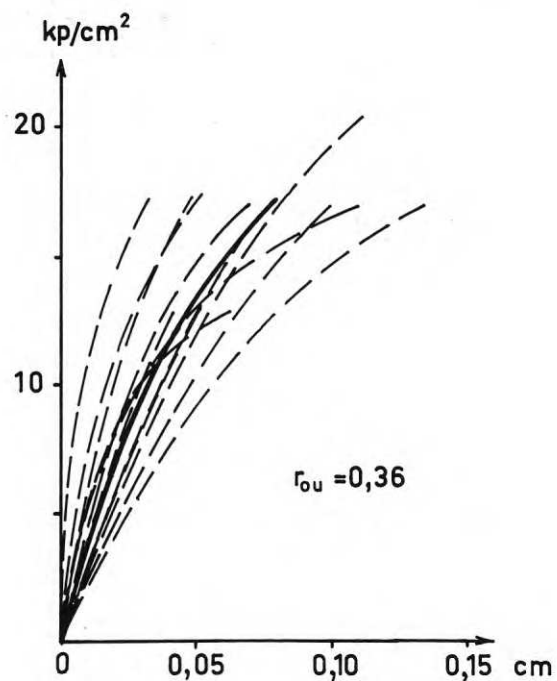
δ_u = uppmätt förskjutning



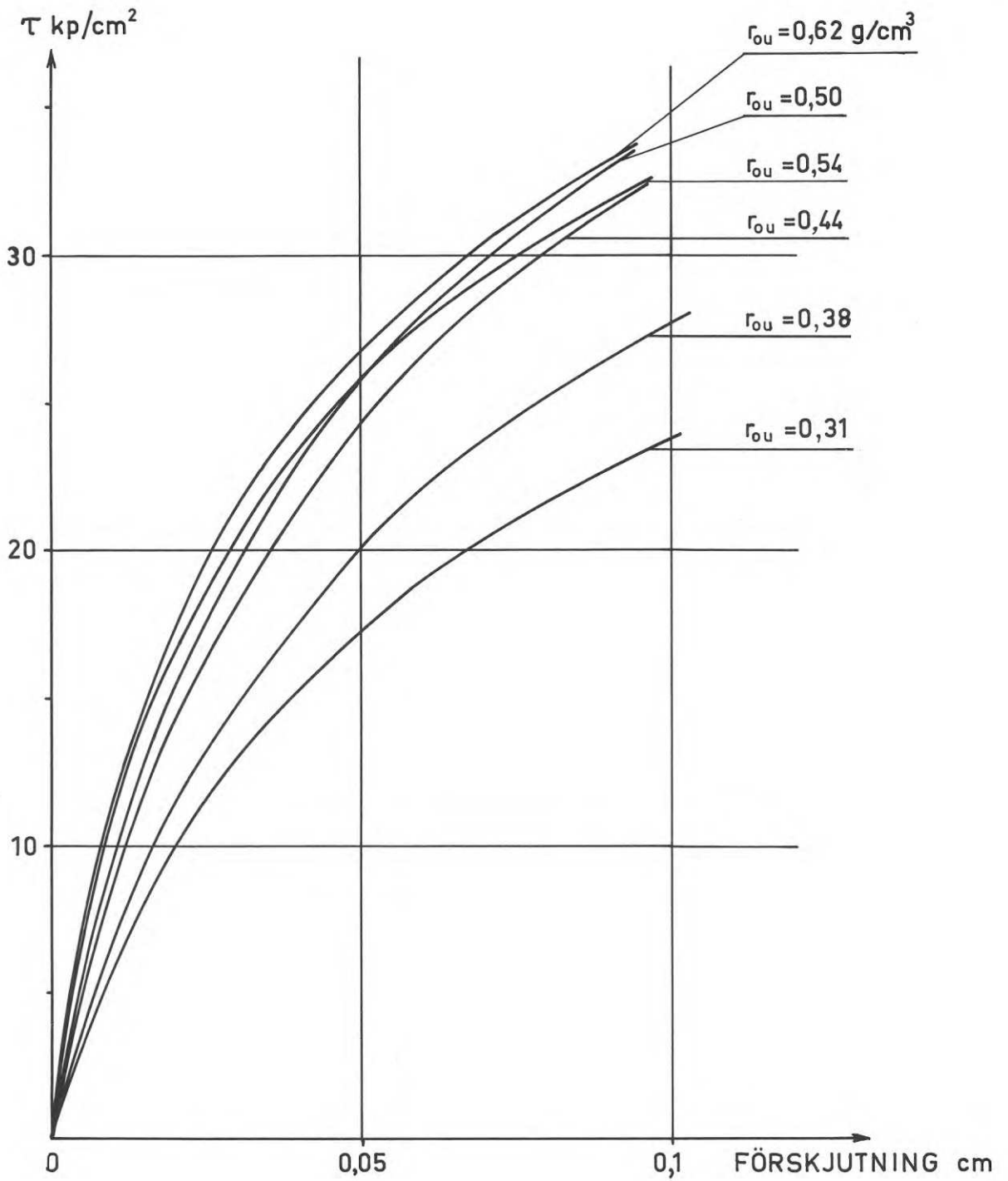
Figur 4.15 Förskjutningar i förbandstyp IIa vid konstant fuktkvot (15 %) och varierande volymvikt, γ_{ou} .



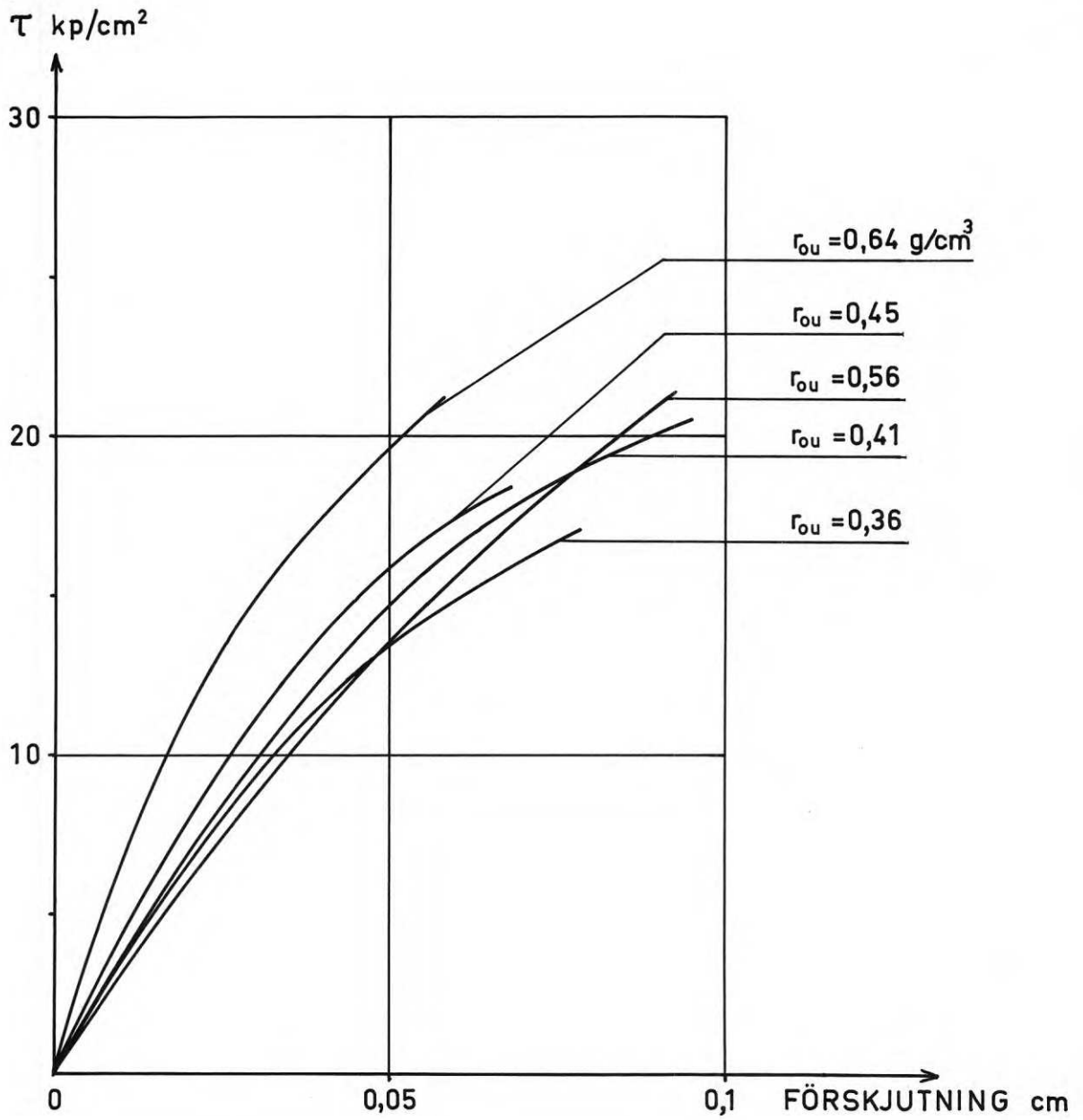
Figur 4.16 Förskjutningar i förbandstyp IIa vid varierande fuktkvot, u och konstant volymvikt ($0,45 \text{ g/cm}^3$).



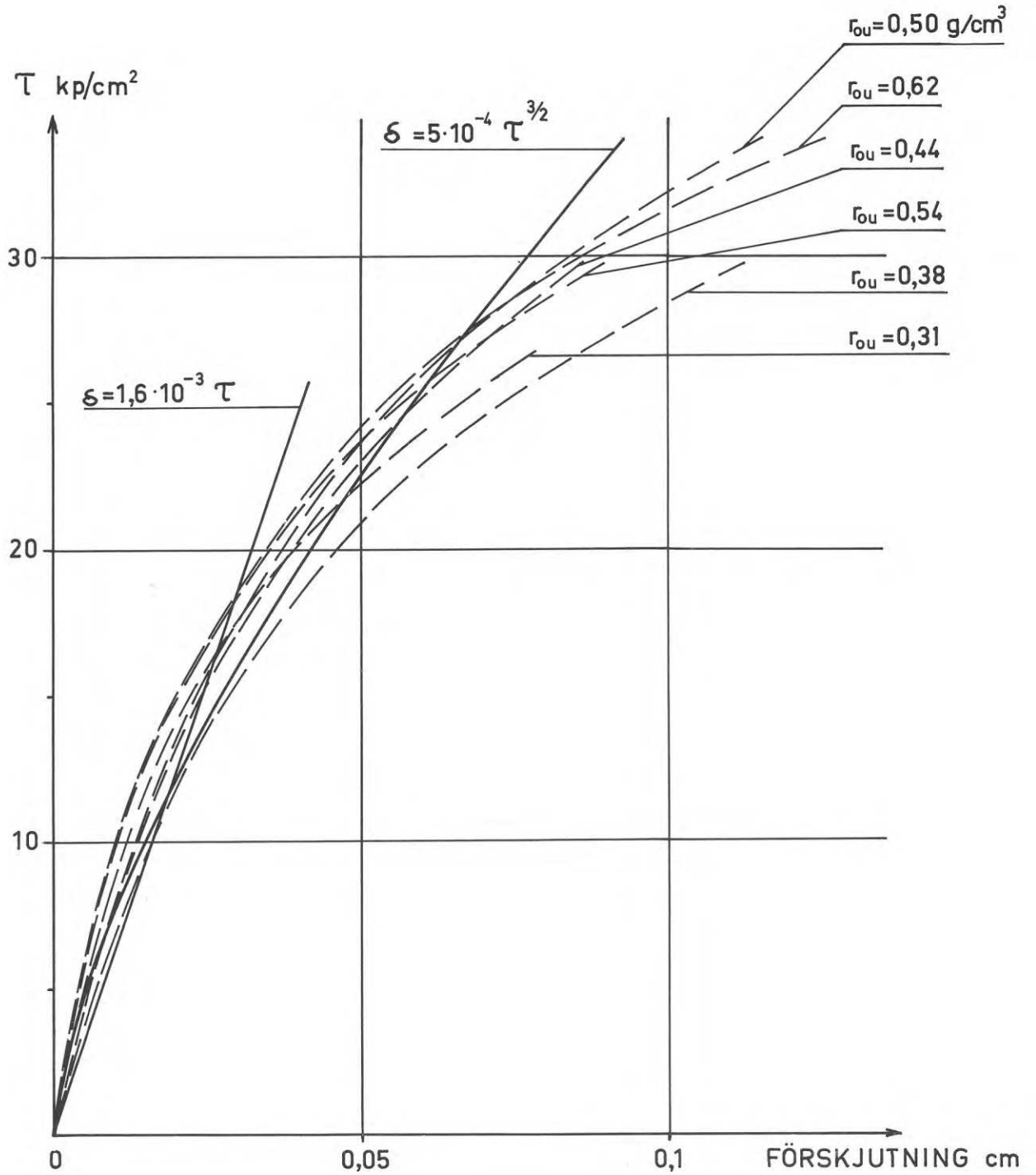
Figur 4.17 Exempel på spridning i förskjutningarna för fyra provserier med förbandstyp IIa. Heldragen linje anger medelkurvan. r_{ou} = volymvikt i g/cm^3 .



Figur 4.18 Sammanställning av förskjutningar mindre än 1 mm för förbandstyp Ia vid konstant fuktkvot (15 %) och varierande volymvikt, r_{ou} .



Figur 4.19 Sammanställning av förskjutningar mindre än 1 mm för förbandstyp IIa vid konstant fuktkvot (15 %) och varierande volymvikt, r_{ou} .



Figur 4.20 Förskjutningar för förbandstyp Ia omräknade enligt ekvation 4:20. Heldragna linjer anger matematiska uttryck för förskjutningarna enligt ekvationerna (4:22) och (4:23).

där:

$$f(\sigma_p) = \left(\frac{350}{\sigma_p}\right)^2 \cdot \frac{1}{\sigma_p} \cdot \frac{350}{\sigma_p} \quad \text{ur (4:18)}$$

Omräkningen har utförts för förbandstyp Ia. Av figur.4.20 framgår att spridningen i förskjutningarna har reducerats väsentligt, jfr figur 4.18.

Till de omräknade resultaten kan anpassas en kurva av typen

$$\delta = a\tau^b \quad (4:21)$$

δ = förskjutningen i förbanden, cm

τ = skjuvpåkänningen mellan plåt och trä, kp/cm²

a och b är konstanter.

Om a ges värdet $5 \cdot 10^{-4}$ och b värdet $3/2$ erhålls följande uttryck på förskjutningen för förbandstyp Ia där δ är uttryckt i cm.

$$\delta_{\alpha=0} = 5 \cdot 10^{-4} \tau^{3/2} \quad (\delta \text{ i cm}) \quad (4:22)$$

Funktionen markeras av den längre av de två heldragna linjerna i figur 4.20. Vid laster över $2\tau_{till}$ överskattar ekvation (4:22) som synes rörelsen i förbandet. Här kan nämnas att förskjutningskurvor för spikade förband i litteraturen ofta ses återgivna som sammansatta av två funktioner. I här angivet fall skulle exempelvis ekvation (4:22) kunna begränsas att gälla upp till ett visst värde på τ . Ovanför det värdet kan ett linjärt uttryck anpassas till resultaten.

Om $\tau < \tau_{till}$, kan ekvation (4:22) med tillfredsställande noggrannhet ersättas med en rät linje uttryckt som

$$\delta_{\alpha=0} = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot \tau \quad (\delta \text{ i cm}) \quad (4:23)$$

I figur 4.20 markeras ekvation (4:23) med en heldragen linje.

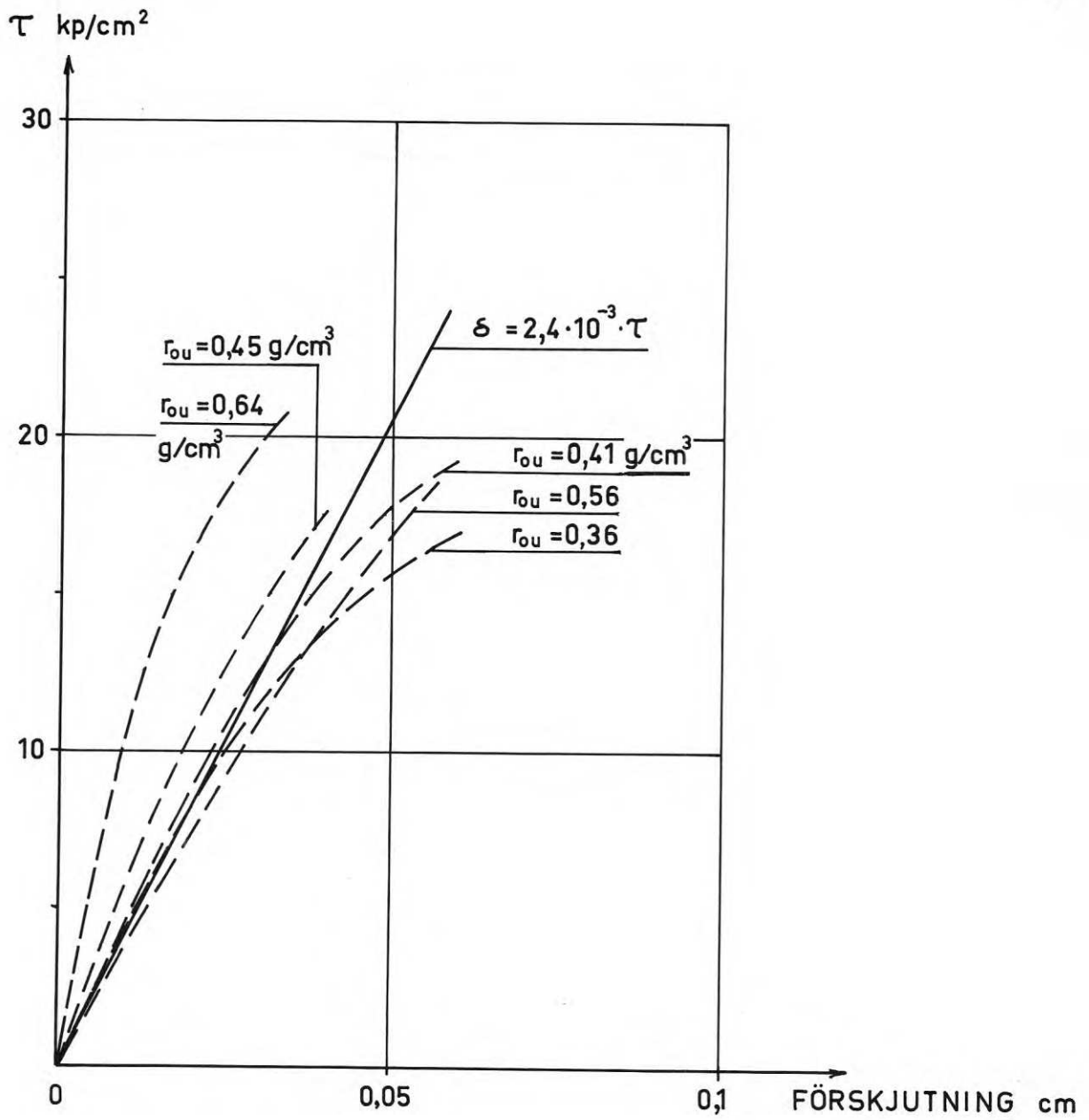
Som tidigare framhållits anger ekvationerna (4:22) och (4:23) den totala rörelsen i förbandet. Rörelsen per infästning uppgår endast till hälften. Vidare har endast en plåtstorlek testats och det är troligt att rörelsen per ytenhet plåt är beroende av plåtens storlek.

Önskar man härleda ett uttryck på förskjutning $\delta_{\alpha=90^\circ}$ för förbandstyp IIa motsvarande erhållna uttryck för förbandstyp Ia är det lämpligt att betrakta rörelsen endast för den del av fogen där fiberriktningen varit vinkelrät mot kraftriktningen.

Figur 4.19 ger den totala förskjutningen för förbandstyp IIa. Från den totala förskjutningen skall alltså dras förskjutningen i den vertikala delen för att rörelsen i den horisontella delen med fiberriktning vinkelrätt mot kraftriktningen skall erhållas. Tyvärr gjordes ingen bestämning av fuktkvot och volymvikt för den vertikala virkesdelen i varje prov. En uppskattning av förskjutningen kommer därför att innehålla vissa osäkerheter. Här har valts att från den uppmätta bruttorörelsen subtrahera rörelsen i den vertikala förbandsdelen uttryckt som

$$\delta_{\alpha=0} = 0,5 \cdot 5 \cdot 10^{-4} \tau^{\frac{3}{2}} \quad (4:24)$$

Den på så sätt erhållna förskjutningen mellan plåt och trä i den horisontella delen av förbandet som funktion av påkänningen framgår av figur 4.21. Här kan som nämnts inte samma markanta samband mellan virkets fuktkvot och volymvikt och förskjutningen i förbandet iakttas. Det beror på att för förbandstyp IIa är det virkets förmåga att uppta tvärdragkrafter och skjuvning som avgör förbandets hållfasthet. Här är det därför inte meningsfullt att försöka räkna om förskjutningarna enligt ekvation (4:20). Utom vid mycket höga volymvikter ligger kurvorna väl samlade i figur 4.21.



Figur 4.21 Vertikal förskjutning i den horisontella delen av förbandstyp IIa. Heldragen kurva anger det matematiska uttryck enligt ekvation (4:25) som anpassats till resultaten.

Här föreslås att kurvorna approximeras till räta linjer för $\tau < 2\tau_{till}$ ($\tau_{till} = 5,2 \text{ kp/cm}^2$). Linjens ekvation kan uttryckas som

$$\delta_{\alpha=90^\circ} = 2,4 \cdot 10^{-3} \cdot \tau \quad (\delta \text{ i cm}) \quad (4:25)$$

Ekvation är inlagd med grov heldragen linje i figur 4.21.

I ekvation (4:25) är rörelsen uttryckt för den del av förbandet där fiberriktningen är vinkelrät mot kraftriktningen. Rörelsen per infästning då kraft - fiber - och plåtens huvudriktning är parallella erhålls enligt ekvation (4:23) som

$$\delta_{\alpha=0} = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot \tau \quad (4:26)$$

$$\tau < \tau_{\alpha \text{ till}}$$

Jämförelse mellan de två senast uppställda ekvationerna visar att rörelsen i förbandet blir tre gånger större om fiberriktningen är vinkelrät mot kraftriktningen än om den är parallell med den. Vid försöken har huvudriktningen för plåten hela tiden sammanfallit med kraftriktningen.

Omfattningen av här utförda försök är för begränsad för att ett generellt uttryck skall kunna anges för förskjutningen mellan plåt och trä oberoende av vinklarna mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning. Försöken har dock visat att det bör finnas möjligheter att ange maximivärden på korttidsförskjutningarna för spikplåtsförband. Däremot kräver noggrannare uttryck för förskjutningarna kännedom om verkets volymvikt och fuktkvot. Beträffande belastningstidens inverkan på förskjutningarna hänvisas till avsnitt 9. Till sist skall något nämnas om storleken av förskjutningsmodulerna. För att karakterisera förskjutningarna i mekaniska förband brukar ofta införas begreppet förskjutningsmodul k_f definierad som

$$k_f = \frac{P}{\delta} \quad (4:27)$$

k_f är förbandets förskjutningsmodul

P är den totala lasten på förbandet

δ är förskjutningen i förbandet

För spikplåtsförband är det emellertid lämpligare att definiera en förskjutningsmodul k per cm^2 effektiv area. Man erhåller då

$$k = \frac{2P}{\delta A} \quad (4:28)$$

Införes uttrycket på δ enligt ekvation (4:22) och beaktas att $\frac{P}{A} = \tau$ erhålls för förbandstyp I a

$$k_{\alpha = 0} = 4 \cdot 10^3 \tau^{-1/2} \text{ kp/cm och cm}^2 \text{ effektiv area (4:29)}$$

Motsvarande uttryck då fiberriktningen är vinkelrät mot kraft- och plåtens huvudriktning erhålls då $\tau < \tau_{\alpha = 90^\circ}^{\text{till}}$ som

$$k_{\alpha = 90^\circ} = \frac{\tau}{2,4 \cdot 10^{-3}} = 420 \text{ kp/cm och cm}^2 \text{ effektiv area.}$$

För förbandstyp Ia erhålls på motsvarande sätt $k = 1260 \text{ kp/cm och cm}^2$ effektiv area då $\tau < \tau_{\alpha = 0}^{\text{till}}$ om ekvation (4:23) utnyttjas.

5. HÅLLFASTHET OCH STYVHET HOS SPIKPLÅTSFÖRBAND MED OFULLSTÄNDIGT INPRESSADE SPIKAR

5.1 Bakgrund

Som anförts under punkt 2 tillverkas konstruktioner med spikplåtsförband uteslutande vid fabrik. Tillverkningen följer anvisningar enligt /2/. Kompletteringar och förstärkningar på byggnadsplatsen av fabrikstillverkade element är ofta dyrbart. För tillverkarna är det därför av stor vikt att klara regler skapas för eventuell kassering av feltillverkade förband. Ett fel som förekommer är att spikarna ej blivit fullständigt ipressade. Utöver avvikelser i tjocklek mellan i förbandet ingående virkesdelar kan orsaken till detta vara att endera virke med hög volymvikt ingår eller att spikarna inte sitter i rätt vinkel ut från plåten. Om virket har hög volymvikt och stora plåtar skall pressas i orkar vissa pressar ej utveckla det tryck som erfordras. Är spikarna å andra sidan snedställda sker en kompression av träet under och mellan spikarna som sedan när trycket släpper kan ge en återfjädring med spel mellan plåt och trä som följd. Avsikten med här utförd provning är att erhålla en uppfattning om hur ofullständig ipressning av spikarna inverkar på förbandens hållfasthet.

5.2 Provningens uppläggning och omfattning

Den vanligaste orsaken till ofullständig ipressning är som nämnts tjockleksvariationer mellan sammanfogade virkesdelar. De flesta pressar medger dock en viss snedställning av pressplattorna, varför icke helt ipressade spikar endast uppträder närmast fogen mellan virkesdelarna. För att undersöka inverkan av dessa tjockleksvariationer har valts att testa förbandstyp Ia med en skillnad av 0, 1, 2 resp. 3 mm i tjocklek mellan ingående virkesdelar.

För att efterlikna de spel som kan uppstå vid virke med hög volymvikt eller vid snedställda spikar testades förband där det var ett glapp om 2 mm mellan plåt och trä över halva infästningsarean för ett förband.

Samtliga prov utfördes i virke med enhetlig fuktkvot och volymvikt. För varje testfall utfördes fem stycken identiska prov, d v s totalt 25 prov. Endast prov med typ Ia utfördes och plåtstorleken uppgick för samtliga prov till 102 x 114 mm (4" x 4 1/2").

5.3 Provningens utförande

Virke i dimensionen 45 x 120 mm med en volymvikt av 0,40 å 0,45 g/cm² utvaldes och konditionerades till 15 % fuktkvot. Proverna tillverkades och provades på sätt som angivits under punkt 4.3. Avsedda spel hölls med en noggrannhet av $\pm 0,1$ mm.

5.4 Resultat och kommentarer

Erhållna brotthållfastheter omräknades till enhetlig virkeshållfasthet enligt ekvation (4:18). I diagram 5.1 återges en sammanställning av de omräknade brotthållfastheterna. Av diagrammet framgår att måttavvikelser mellan de sammanfogade virkesdelarna på upp till 3 mm har liten inverkan på hållfastheten om pressplattorna kan snedställas något vid ipressningen. Om man däremot erhåller ett spel av 2 mm över hela ena infästningen kan en mindre nedgång i hållfasthet iakttas.

Uppmätta förskjutningar i förbanden framgår av figur 5.1. Här kan samma sak iakttas som för hållfastheten nämligen att ett spel mellan virkesdelarna får liten inverkan om plåten kan snedställas något. Blir däremot till följd av spelet inpressningen ofullständig över en större del av plåten ger det upphov till ökade deformationer.

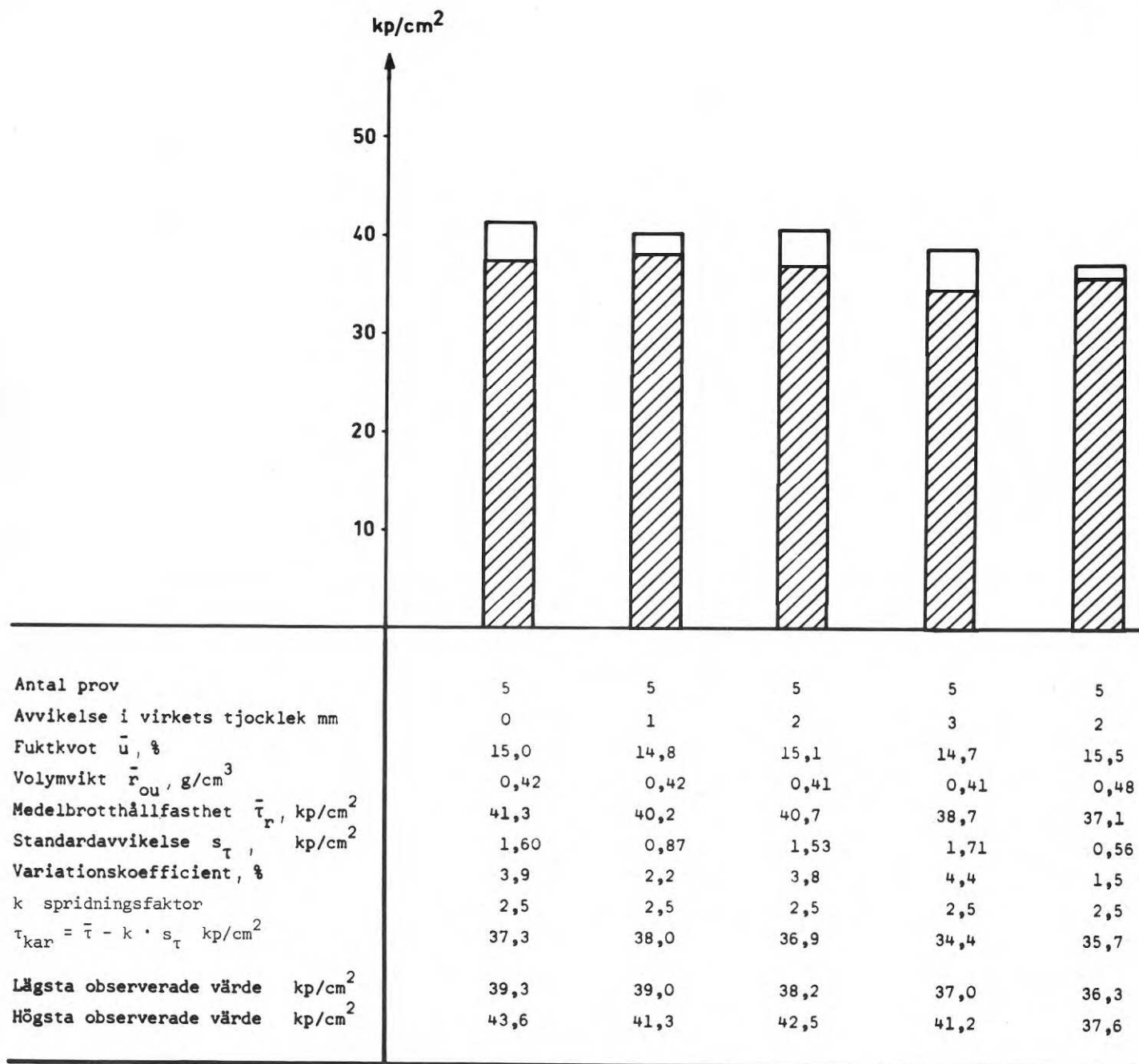
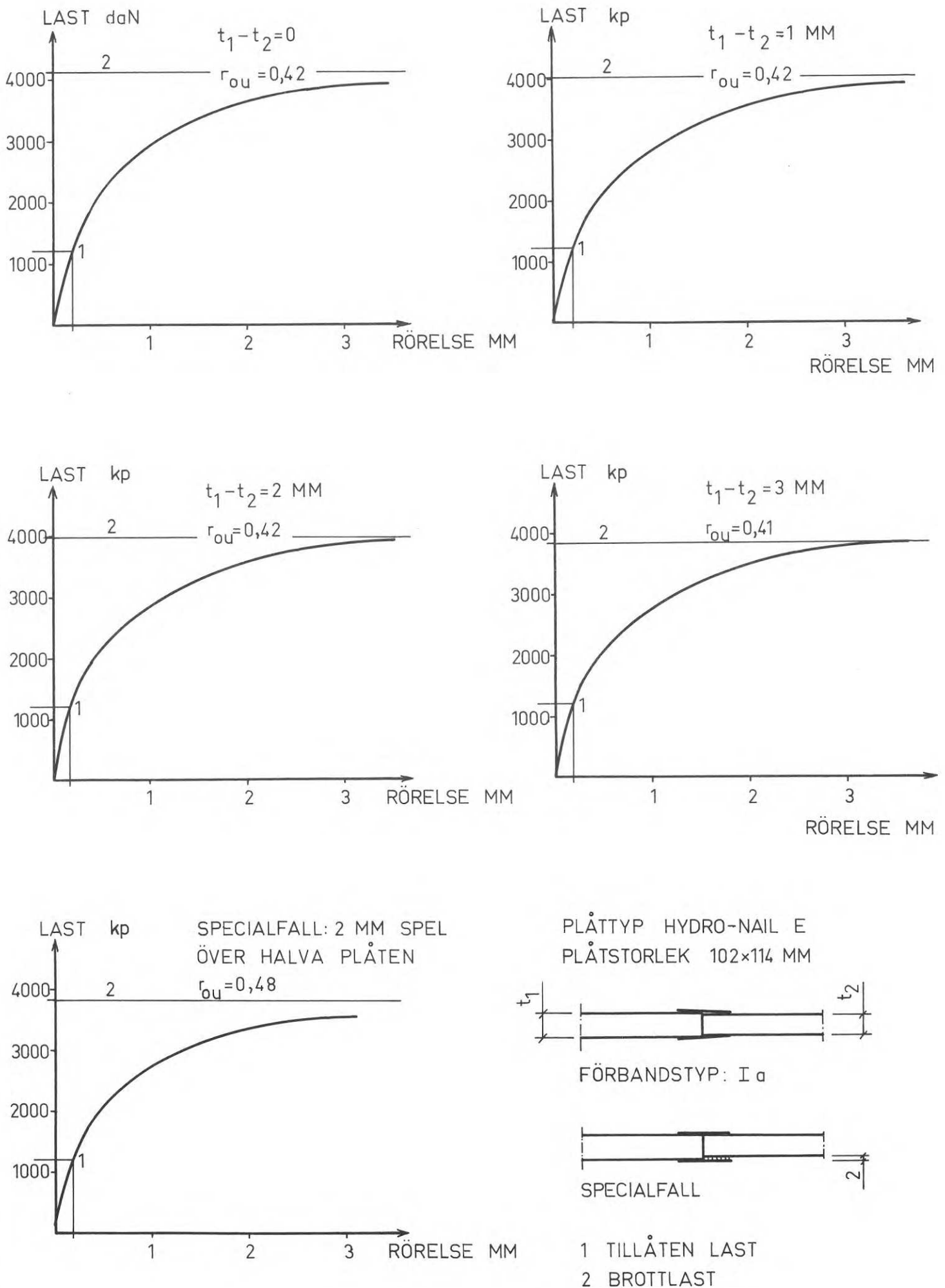


Diagram 5.1 Inverkan av skillnader i tjocklek mellan i förbandet ingående virkesdelar på förbandets hållfasthet. De fyra första staplarna avser förband där plåten kan snedställas under inpressningen. Den högra stapeln anger hållfastheten för förband där avvikelsen i tjocklek varit konstant över hela ena infästningen. Provningsresultaten är omräknade till enhetlig virkeshållfasthet enligt ekvation (4:18). Resultaten avser förbandstyp Ia.



Figur 5.1 Lastförskjutningskurvor för förband där virkesdelarna har olika tjocklek

Här redovisade resultat presenterades för NKB:s träkonstruktionsutskott i samband med NKB:s behandling av riktlinjer för spikplåtsförband. Med stöd av resultaten införde NKB bestämmelsen att skillnaden i tjocklek hos virkesdelar inom förbandet får vara högst 2 mm. Vidare skall spikarna pressas in i virket så långt att, bortsett från lokala områden, god kontakt åstadkommes mellan plåt och trä.

6. SPIKPLÅTSFÖRBAND ÅVERKADE AV BÖJANDE MOMENT

6.1 Tidigare undersökningar och teorier

Vanliga spikade förband åverkade av böjande moment har behandlats av flera forskare. Här kan bland andra nämnas Norén /12/, Cederwall /13/, Perkins et alia /14/ samt Kent och Teter /15/. Huvudprinciperna i några av dessa arbeten skall i korthet beröras, men först redogörs för NKB:s anvisningar om hur hänsyn skall tas till moment. Enligt den klassiska teorin för nit- och spikgrupper kan vid elastiska förhållanden lasten på en enskild spik i ett förband åverkat av moment tecknas som

$$P_i = \frac{Mr_i}{\sum r_i^2} \quad (6:1)$$

P_i = last på en enskild spik

M = ansatt moment

r_i = avstånd från vridningscentrum för spikgruppen till den aktuella spiken (i)

$\sum r_i^2$ = summan av kvadraterna på avstånden mellan vridningscentrum och varje i spikgruppen ingående spik

I en spikplåt sitter spikarna mycket tätt, 0,60 à 0,85 spik per cm² plåt, och det är opraktiskt för konstruktören att räkna med enskilda spikar. När man därför inom NKB:s träkonstruktionsutskott diskuterade hur man skulle ange reglerna för dimensionering av spikplåtsförband, åverkade av moment, beslöt man att räkna med kraft per ytenhet i stället för med kraft per spik. Uttrycket $\sum r_i^2$ i ekvation (6:1) övergår då i polära tröghetsmomentet I_p för fogarean. Radien r_i har satts lika med största avståndet från fogareans tyngdpunkt till en punkt på fogareans periferi, r_{max} .

Ekvation (6:1) erhåller då följande utseende

$$\tau_M = \frac{M}{I_p} \cdot r_{max} \quad (6:2)$$

τ_M är skjuvpåkänningen mellan plåt och trä på grund av moment.

Det erhållna värdet på τ_M anger den maximala skjuvpåkänningen på grund av moment. NKB:s formel är grovt schematisk, men i avvaktan på resultat från ytterligare forskning har den ansetts lämplig att använda, då den ger resultat på säkra sidan utan att tidigare erhållna plåtstorlekar ökas nämnvärt. I princip är det missvisande att överhuvudtaget använda ekvation (6:1) vid träförband, då man vid härledningen av denna ekvation förutsatt ett homogent, elastiskt material. Som visats i avsnitt 4 varierar förskjutningen mellan spik och trä, beroende på vinklarna mellan kraft, fiber och plåtens huvudriktning, varför man ej heller kan utgå från ett rätlinjigt samband mellan last och deformation utan att beakta anisotropin. Normalt avviker dessutom arbetskurvan för hållkantrycket så kraftigt från en rät linje, att det blir missvisande att utgå från Hooke's lag.

Perkins et alia har i /14/ utvecklat en metod för beräkning av spikgrupper, åverkade av moment, där de utgått från att lastförskjutningskurvan för en spik kan uttryckas som

$$P = c \delta^a \quad (6:3)$$

P är spikens last

δ är rörelsen

c och a är konstanter

De har med andra ord sökt ta hänsyn till lastförskjutningskurvans krökning.

Med utgångspunkt från ekvation (6:3) kan momentet för en spikgrupp uttryckas som

$$\begin{aligned} \delta_i &= \theta \cdot r_i \\ P_i &= c \cdot \delta_i^a \\ m_i &= P_i \cdot r_i = c \delta_i^a \cdot r_i = c \cdot \theta^a \cdot r_i^{a+1} \\ M &= \Sigma m_i = c \cdot \theta^a \cdot \Sigma r_i^{a+1} \end{aligned} \quad (6:4)$$

m_i är delmomentet som en spik upptar

θ är vinkeländringen

Aune har försökt omforma ekvation (6:3) så att den passar för spikplåtsförband /8/. Perkins et alia tar nämligen ingen hänsyn till anisotropin inom förbandet. Aune uttrycker lasten per spik P_i som

$$P_i = f_i \cdot c \cdot \delta^a \quad (6:5)$$

f_i är en individuell omräkningsfaktor för varje spik som beror av anisotropivinklarna

$c \cdot \delta^a$ är lastförskjutningskurvan då anisotropivinklarna är noll.

Aune kan då uttrycka momentet som

$$M = c \theta^a \sum f_i \cdot r_i^{(1+a)} \quad (6:6)$$

Hittills förda resonemang bygger på en generaliserad elasticitetsteori. Många forskare hävdar att elasticitetsteori ger dålig överensstämmelse med ett spikförbands verkliga uppträdande under last. De hävdar att man i stället skall skapa en beräkningsmodell med utgångspunkt från brottstadiet, dvs tillämpa plasticitetsteori.

För spikade förband har inverkan av moment behandlats såväl ur elasticitetsteoretisk som plasticitetsteoretisk synpunkt av Kent och Teter /15/. Aune har bearbetat den plasticitetsteori som presenteras där så att den bättre passar in på spikplåtsförband. Enligt plasticitetsteorin tecknas momentet på en spikgrupp som

$$M = P_i \sum r_i \quad (6:7)$$

Aune anger lasten P_i på en enskild spik som

$$P_i = P_T + (P_L - P_T) \left(1 - \frac{\alpha_1}{90}\right) \left(1 - \frac{\alpha_2}{90}\right) \quad (6:8)$$

α_1, α_2 är vinklar som anger anisotropiförhållanden

$P_L =$ tillåten last då $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$

$P_T =$ tillåten last då $\alpha_1 = \alpha_2 = 90^\circ$

Momentet kan då uttryckas som

$$M = P_T \sum r_i + (P_L - P_T) \sum \left(1 - \frac{\alpha_1}{90}\right) \left(1 - \frac{\alpha_2}{90}\right) \cdot r_i \quad (6:9)$$

I såväl ekvation (6:6) som ekvation (6:9) tar Aune hänsyn till orienteringen mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning. Aune har också testat teoriernas giltighet genom att utföra direkta försök. Samtliga förband var tillverkade med spel mellan virkesdelarna. Resultaten visar att ekvation (6:6) underskattar förbandens bärförmåga med i medeltal 25% medan ekvation (6:9) underskattar den med ungefär 20%. Av en tillfällighet ger ekvation (6:4) bästa överensstämmelsen med försöksresultaten enligt Aune.

Aunes ekvationer bygger på de enskilda spikarna i en spikplåt. Om P_i bytes mot $\tau_\alpha = \tau_0 (1 - c \sin \alpha)$ kan överensstämmelse med NKB:s uttryckssätt erhållas /2/. Samtidigt måste gränserna vid summeringen ändras så att de omfattar den effektiva arean. De hittills visade beräkningsalternativen är dock relativt arbetskrävande.

6.2 Motiv för ytterligare undersökningar av spikplåtsförband åverkade av moment

Hittills presenterade teorier förutsätter att vridningscentrum sammanfaller med fogareans tyngdpunkt. Orienterande försök har visat att nuvarande anvisningar för beräkning av tillåtet moment för spikplåtsförband kraftigt underskattar förbandens bärförmåga i de fall kontakt kan påräknas mellan virkesdelarna. Det beror på att när ett spikplåtsförband utfört med god anliggnings mellan virkesdelarna, utsätts för moment är förbandet förhindrat att vrida sig kring fogareornas tyngdpunkter. Vridningscentrum sammanfaller i stället med neutrallagret vid böjning för

kontaktytan mellan virkesdelarna.

I momentteorierna för spikförband är det befogat att man ej tar hänsyn till anläggningen då förbanden kan tillverkas under starkt varierande betingelser. Speciellt för plasttillverkade förband kan det vara svårt att undvika spel mellan virkesdelarna. Spikplåtsförband däremot tillverkas genomgående vid fabrik och kraven på passning är redan högt uppdrivna. Här kan naturligtvis fuktrörelser under en konstruktions brukstid inverka och spoliera passningen i ett ursprungligen väl utfört förband. Vissa förband bör dock kunna utföras med mycket hög precision. Hit hör längdskarvning av stänger och bjälkar. Fuktrörelser har normalt liten inverkan vid längdskarvade förband. Behov av högre tillåtna moment på längdskarvade spikplåtsförband har bl a uppstått i och med att SBN 67 började tillämpas. Planverket kräver nämligen i SBN 67 att vindsutrymmen med större fri höjd än 0,6 m skall, om lagring kan väntas förekomma i utrymmet, dimensioneras för 50 kp/m^2 rörlig last och 50 kp/m^2 vilande last. Det har väsentligt ökat momentet på underramsstängen för flertalet småhustakstolar. Ur produktionssynpunkt är det att föredra att skarven placeras i underramens mitt. Det är inte alltid möjligt om nuvarande anvisningar för momentet skall beaktas. Samtidigt har från flera husfabriker väckts önskemålet att även bjälklagen om möjligt skall få skarvas med spikplåtar då det ger monterings tekniska fördelar.

I fortsättningen av denna rapport diskuteras längdskarvning av virke med spikplåtar och de påkänningar som därvid måste beaktas.

6.3 Undersökningens omfattning och uppläggning

Syftet med här redovisade försök är att erhålla underlag för en beräkningsmodell för spikplåtsförband, åverkade av moment som återger förbandets uppträdande vid kontakt mellan virkesdelarna.

Då undersökningen endast omfattar spikplåtsförband för längdskarvning, har plåtens huvudriktning genomgående orienterats parallellt med fiberriktningen, vilket ger bästa hållfastheten. Vid försöken har genomgående använts spikplåtar av märket Hydro-Nail E, se punkt 3.2. Vid förbandsprovingar önskar man få upplysningar om förbandets hållfasthet och styvhet. Hållfastheten kan i allmänhet bestämmas på ett entydigt sätt medan styvheten kan mätas på flera sätt. Endera kan man t ex mäta nedböjningen p g a moment eller också registrera vinkeländringen över skarven. Det sistnämnda är att föredra då man därvid lättare kan eliminera inverkan av variationer i styvhet hos virket. Nedböjningsmätningen påverkas nämligen av förekomst av kvistar och dylikt hos virket, vilket ej ger en rättvisande bild av skarvens inverkan på nedböjningen. I undersökningen har dock båda mätmetoderna använts.

Spikplåtarnas storlek varieras i undersökningen så att resultaten skall ge svar på när förankringsbrott eller plåtbrott inträffar. Här inverkar inte enbart plåtens storlek utan även virkets fuktkvot och volymvikt. En ökning av plåtens storlek utöver det värde som ger plåtbrott ökar ej förbandets hållfasthet, däremot inverkar det på styvheten.

Förbandets förmåga att uppta moment beror också på virkets dimensioner och plåtens placering i höjddled på virkets flatsida, varför dessa faktorer har studerats särskilt.

Slutligen är det av stor betydelse att bestämma hur eventuella spel mellan virkesdelarna inverkar på förbandets hållfasthet och styvhet. I undersökningen skiljs mellan spel orsakade av att en spikrad hamnar i fogen och spel orsakade av dålig passning mellan virkesdelarna.

Följande försöksserier ingick i bestämningen av hur spikplåtsförband åverkade av moment uppträder. Om ej annat sägs, så uppgår virkets fuktkvot till 15% och volymvikten till 0,40 à 0,45 g/cm³

a) Plåtarna symmetriskt placerade över fogen.

Centrumlinjen för plåt och virke sammanfaller. Det tillsågs att god kontakt erhöles mellan virkesdelarna. Antal prov och fördelning på virkesdimensioner och plåtstorlekar framgår av tabell 6.1

Tabell 6.1 Antal prov vid symmetriskt placerade plåtar, där plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller

Plåtstorlek mm	Virkesdimensioner		
	45x120 mm	45 x 170 mm	45 x 220 mm
102x114 (4"x4 1/2")	5	5	-
102x152 (4"x6")	5	5	-
102x190 (4"x7 1/2")	5	5	-
127x114 (5"x4 1/2")	5	5	5
127x152 (5"x6")	5	5	-
127x190 (5"x 7 1/2")	5	5	5
152x152 (6"x6")	-	5	5
152x190 (6"x7 1/2")	-	5	5
		<u>Totalt 90 prov</u>	

b) Inverkan av virkets volymvikt och fuktkvot på förbandets hållfasthet och styvhet. Plåtarna placerades på samma sätt som under a). Antal prov och fördelning på virkesdimensioner och plåtstorlekar framgår av tabell 6.2

Tabell 6.2 Antal prov där virkets fuktkvot u och volymvikt r_{ou} varierats

Plåtstorlek mm	Virkesdimension 45 x 170 mm			
	Fuktkvot $u = 15\%$		Volymvikt $r_{ou} = 0,45 \text{ g/cm}^3$	
	$r_{ou} = 0,35 \text{ g/cm}^3$	$r_{ou} = 0,50 \text{ g/cm}^3$	$u = 12\%$	$u = 18\%$
127x152 (5"x6")	5	5	5	5

- c) Inverkan av variationer i plåtens placering i höjddled på virkets flatsida. Av kostnadsskäl begränsades denna del av undersökningen och gavs en mera orienterande karaktär. Av figur 6.1 framgår vilka placeringar av spikplåtarna som provades. Plåtarnas storlek var genomgående 75x152 mm (3"x6") och virkets dimension var 45x170 mm. För varje placering utfördes fem prov.
- d) Inverkan av spel mellan virkesdelarna på förbandets hållfasthet och styvhet. Här gjordes en uppdelning av spel orsakat av en spikrad i fogen och av spel orsakat av dålig passning mellan virkesdelarna. Antal prov och omfattning framgår av tabell 6.3.

Tabell 6.3 Antal prov med spel mellan virkesdelarna. Plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller

Plåtstorlek mm	Virkesdimension	
	45x120 mm	45x170 mm
102x114 (4"x4 1/2")	5	-
102x152 (4"x6")	5 1)	-
102x190 (4"x7 1/2")	5	-
127x152 (5"x6")	-	5

1) Anger prov med spikrad i fogen

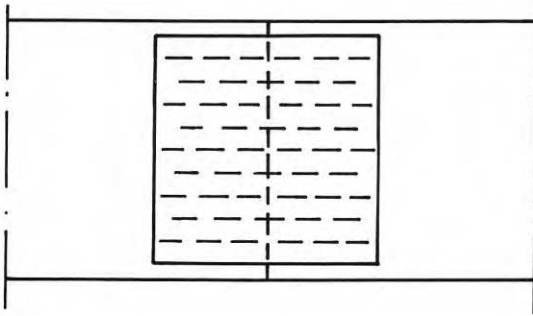
Totalt provades 156 st förband under etapp 6

6.4

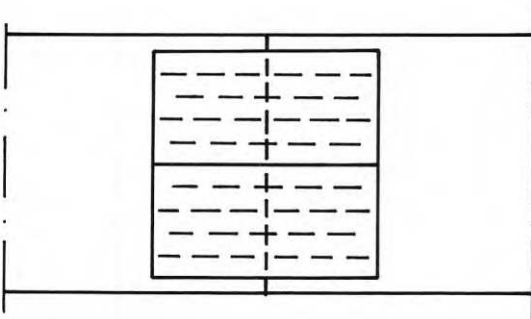
Provningens utförande

Efter volymviktsgruppering och konditionering av virket rättningskapades det i skarvändarna. Vid tillverkning av förbanden placerades virkesändarna dikt mot varandra, dock utan att tryck anbringades i längdled.

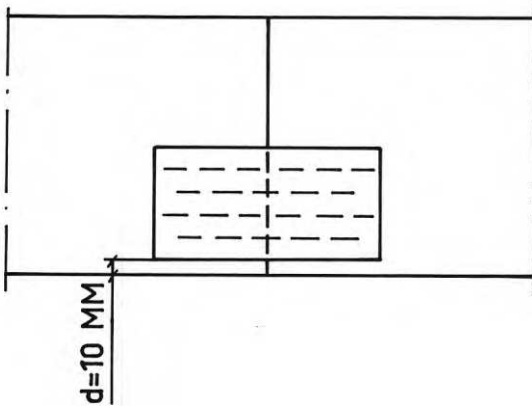
VIRKESDIMENSION 45 x 170 MM



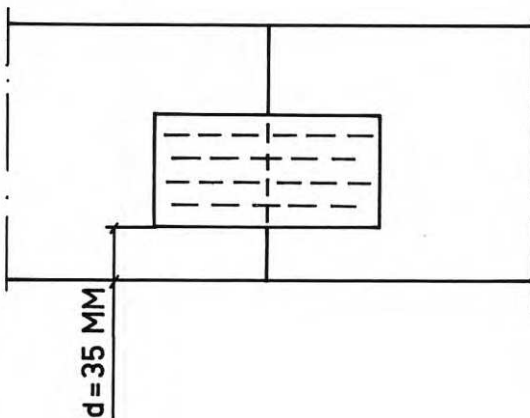
5 PROV MED 2 ST 152 x 152 MM



5 PROV MED 2x2 ST 76 x 152 MM



5 PROV MED 2 ST 76 x 152 MM



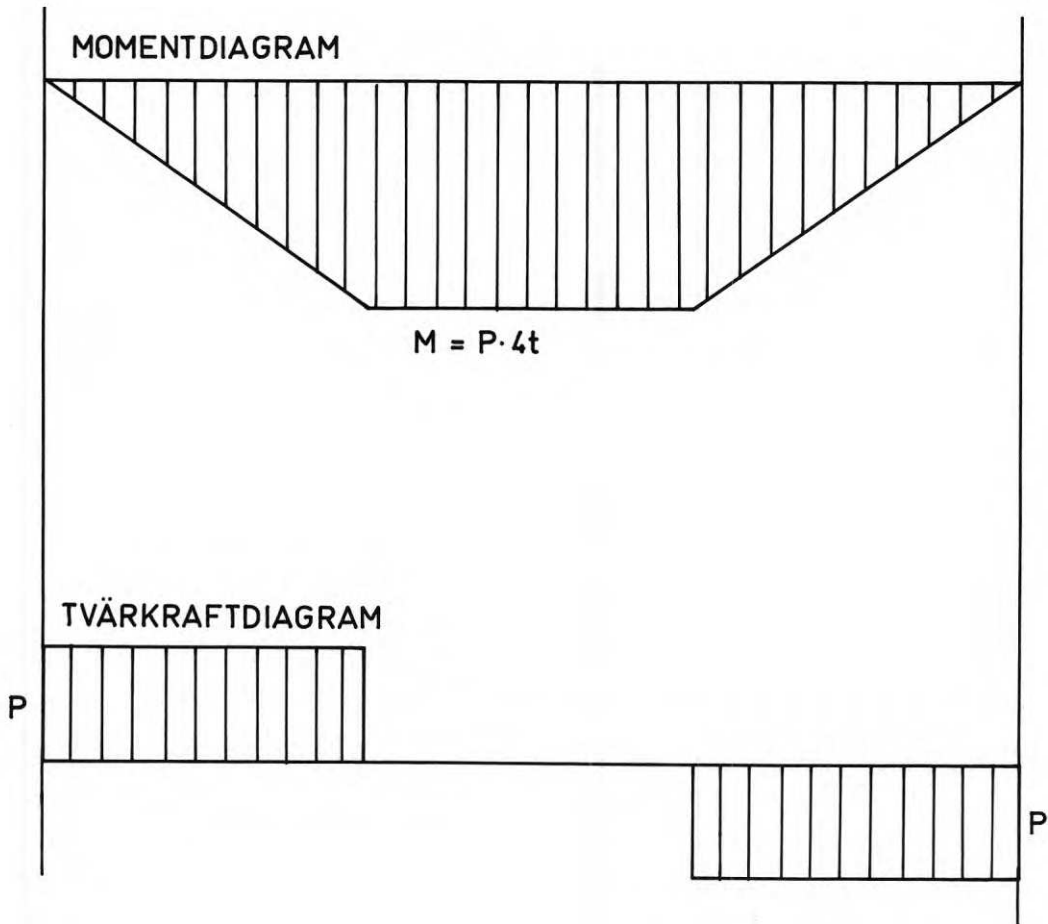
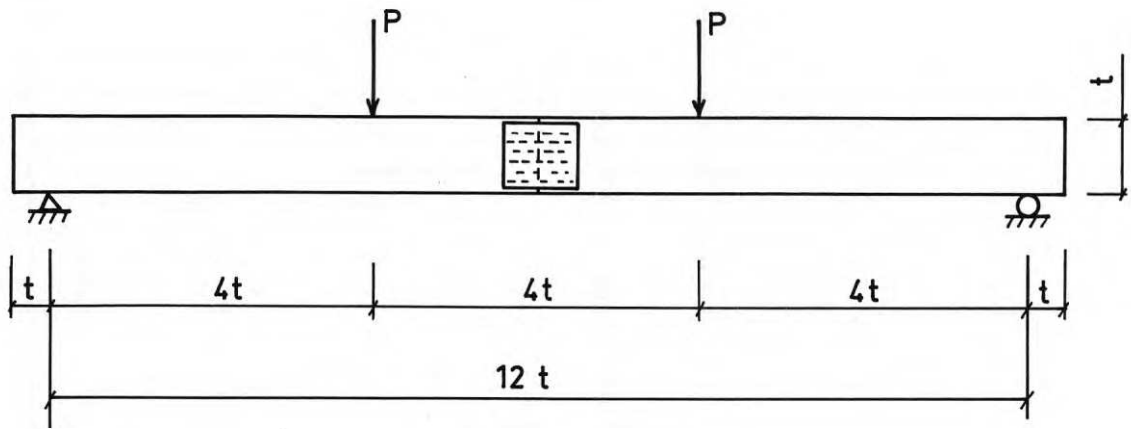
5 PROV MED 2 ST 76 x 152 MM

Figur 6.1 Spikplåtarnas placering vid prov enligt avsnitt 6 c.

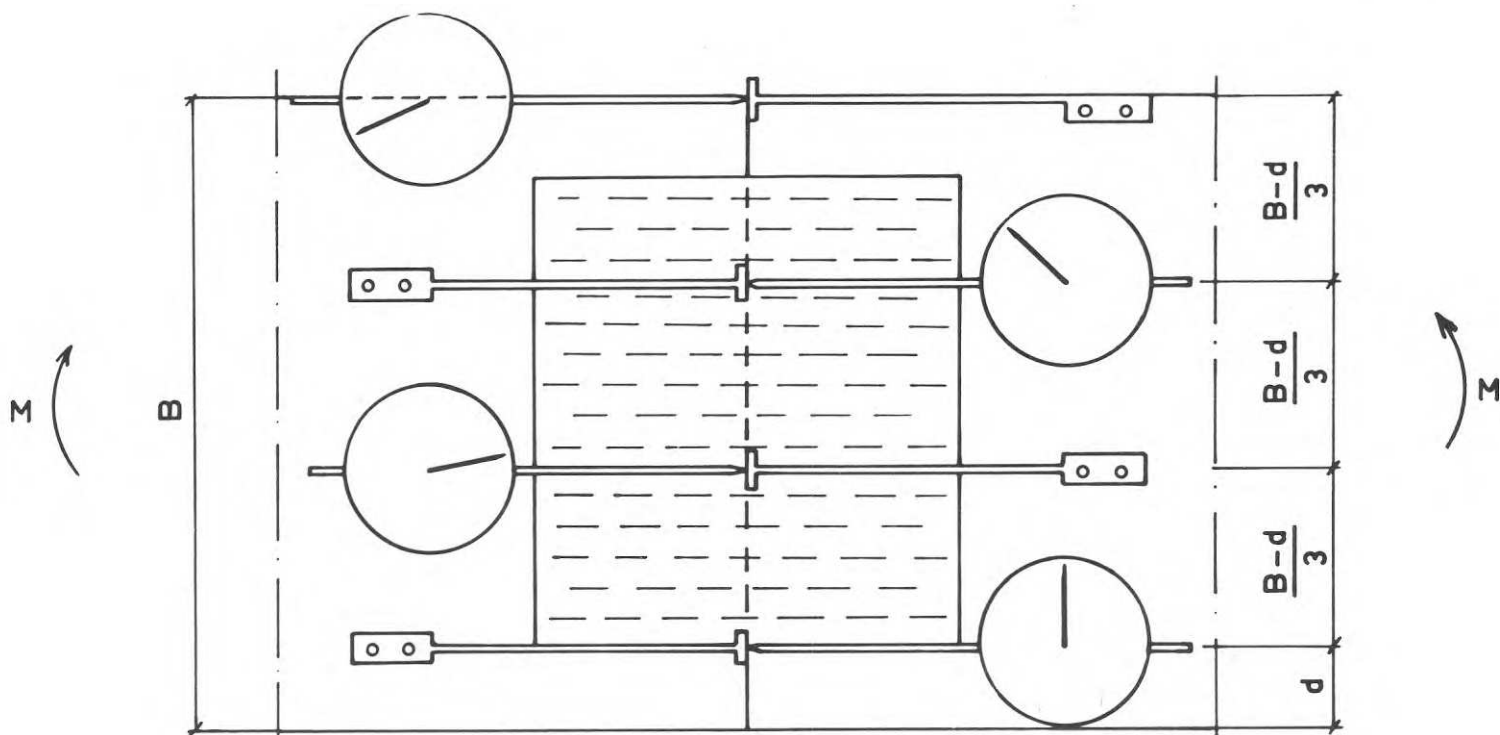
Plåtarna pressades in med hjälp av en hydraulisk spikplåtspress, utlånad av AB Nordisk Kartro.

Proverna belastades till brott i en hydraulisk provningsmaskin av märket Amsler. Lasten påfördes som linjelaster i spannets tredjedelspunkter. Spännvidden valdes genomgående till 12 ggr virkets höjd och belastningshastigheten valdes till 10 mm/min, figur 6.2. Orsaken till att belastningshastigheten ej varierades med virkesdimensionen är att maskinen ej medger steglös variering av hastigheten. Närmast högre hastighet var 20 mm/min, men därvid erhöles så snabb lastökning, att det var svårt att hinna utföra erforderliga avläsningar vid mätning av deformationerna.

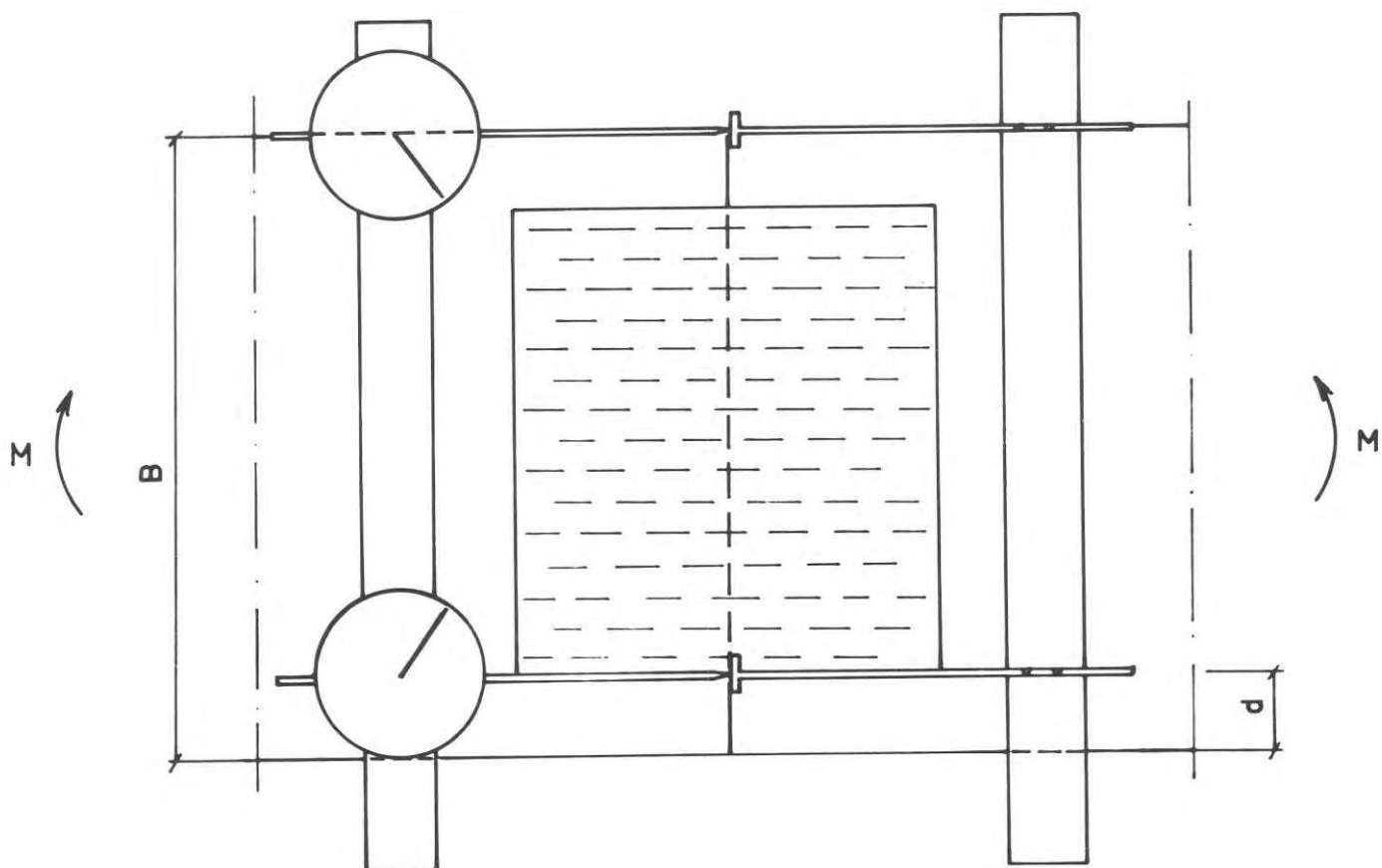
Nedböjning och vinkeländring över skarven mättes med mätur med en skalindelning av 0,01 mm. Nedböjningen registrerades i spännviddens mitt. Korrigering skedde för intryckning vid upplagen. Vinkeländringen över skarven mättes endera med hjälp av fyra klockor, monterade jämnt fördelade över virkets höjd enligt figur 6.3, eller med två klockor, monterade på en ram och med en placering enligt figur 6.4. Mätning med fyra klockor är att föredra under förutsättning att klockorna anbringas direkt mot virket. Det är dock en relativt tidsödande metod att för varje prov skruva fast fyra klockor. Istället har vinkeländringen för flertalet prov bestämts med de två mätklockor som angivits i figur 6.4. För att eliminera virkets vinkeländring över den anförda mätsträckan mättes även vinkeländringen för oskarvat virke.



Figur 6.2 Punktlasternas placering vid momentbelastade prov.



Figur 6.3 Mätklockornas placering vid användning av fyra klockor. B = virkets höjd.



Figur 6.4 Mätklockornas placering vid användning av två klockor. Klockorna är placerade på en ram som i sin tur är fäst i virket.

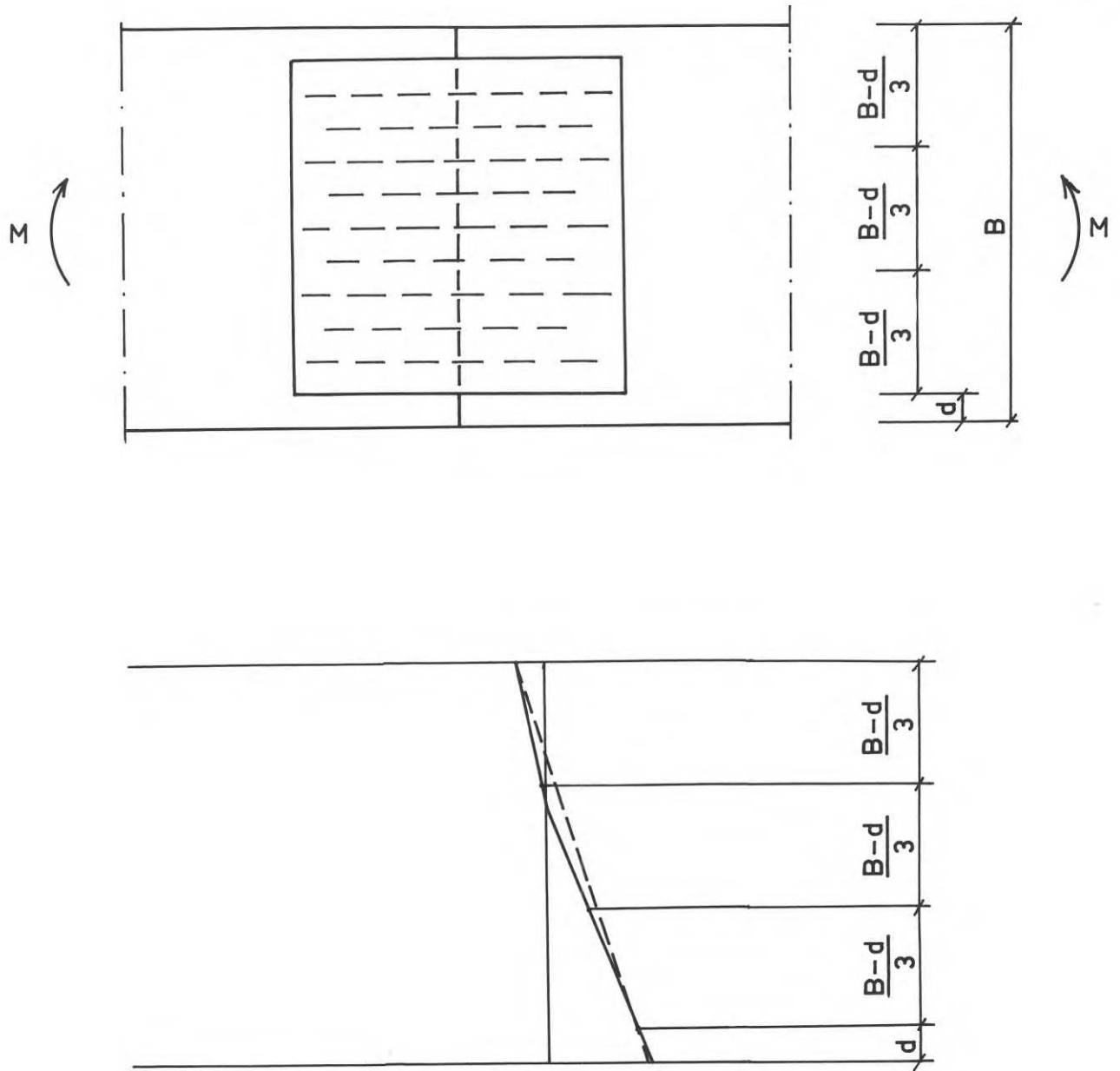
Vid provningen noterades dessutom brottyper och virkets fuktkvot.

Volymvikten bestämdes före provningen.

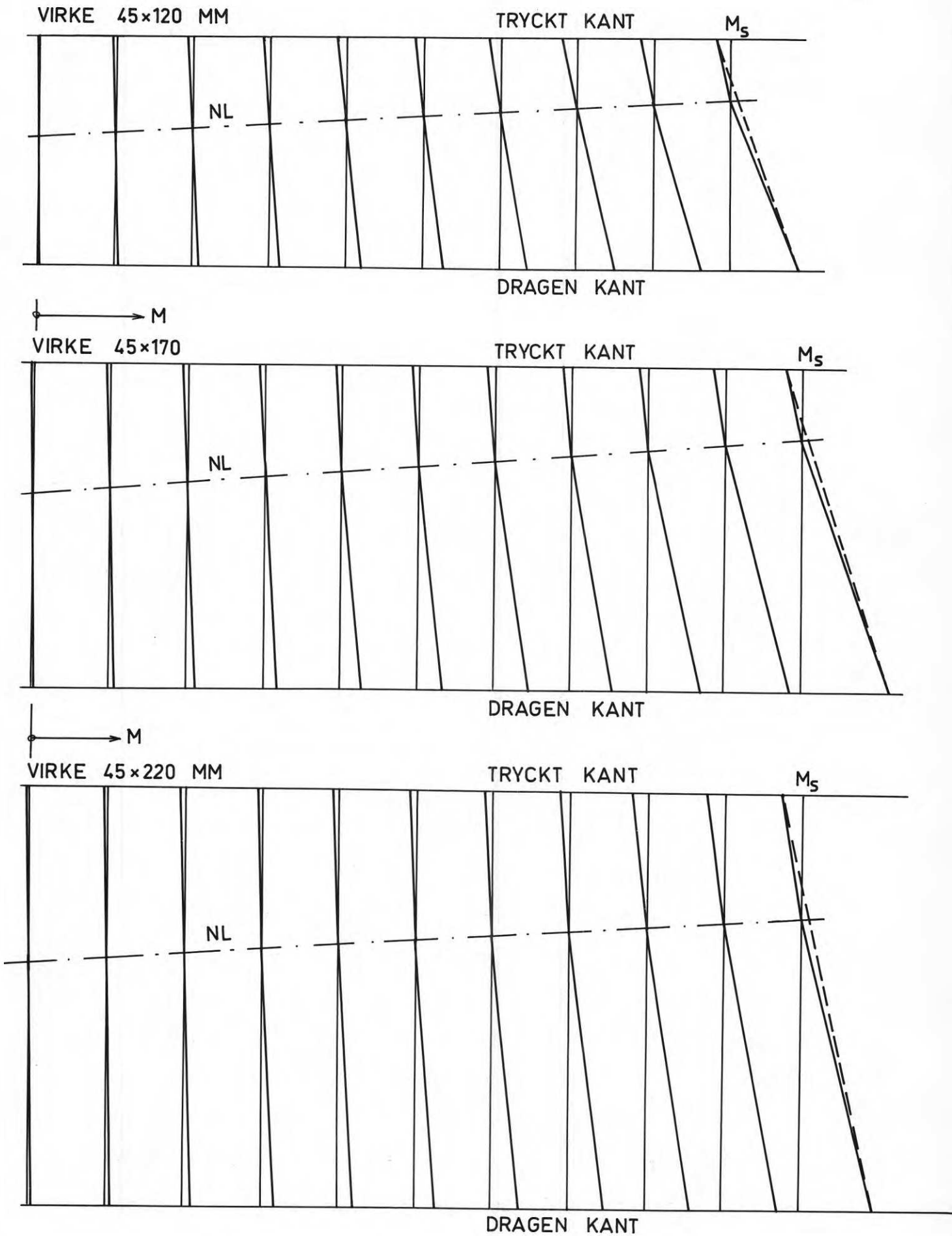
6.5 Provningsresultat

Brotten har utom i ett fåtal fall utlösts i spikplåtsförbandet. Om plåtens längd uppgick till 190 mm, inträffade alltid plåtbrott. Även vid 152 mm längd hos plåten kunde plåtbrott uppträda, om virkets tryckhållfasthet översteg ca 450 kp/cm^2 . Om virkets tryckhållfasthet understeg 350 kp/cm^2 , kunde vid plåtlängder mindre än eller lika med 152 mm skjuvbrott uppträda i virket. I övriga fall erhöles förankringsbrott mellan plåt och trä. I virke med hög tryckhållfasthet kunde liksom vid provning av förbandstyp Ia (pkt 4) iakttas att spikar av typen B (fig 3.1) skjuvades av innan brottet utlöstes.

I figur 6.5 visas den principiella skillnaden mellan mätresultaten vid bestämning av vinkeländringen med fyra respektive två mätklockor. Man ser att mätning med fyra klockor förmodligen ger en mer korrekt bild av vinkeländringen. Mätning med endast två klockor ger ett mått på medelvinkeländringen, men ingen hänsyn tas till sammantryckningen av virket i tryckzonen. Ur praktisk synpunkt är det emellertid enklare att arbeta med medelvinkeländringen, varför endast denna redovisas i fortsättningen. Mätning med fyra klockor ger emellertid en möjlighet att bestämma neutrallagrets och därmed vridningscentrums läge i förbandet under belastningsförsöket. I figur 6.6 visas hur neutrallagret successivt förskjuts mot den tryckta zonen under lastens påförande för att vid brott ligga på ungefär en tredjedel av virkeshöjden räknat från den tryckta kanten. Oavsett virkesdimension och plåtstorlek låg neutrallagret vid brott genomgående ungefär i detta läge. Detta i sin tur antyder att proportionerna mellan den tryckta och dragzonen är ungefär konstanta vid brott. Vid förankringsbrott är plåtens förankringshållfasthet direkt avgörande för förbandets brottmoment. Erhållet brottmoment M kan då omräknas



Figur 6.5 Diagram över den principiella skillnaden i mätresultat vid bestämning av vinkeländringen med 4 resp 2 mätur. Helt dragen linje anger mätning med fyra klockor. Fyra klockor ger möjlighet att bestämma neutrallagrets läge.



Figur 6.6 Neutrallagrets förskjutning mot den tryckta kanten vid belastning till brott.

till ett moment M_r som gäller vid en karakteristisk brotthållfasthet hos virket om 350 kp/cm^2 enligt formeln

$$M_r = M_{br} \left(\frac{350}{\sigma_p} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{350}{\sigma_p} \quad (6:10)$$

σ_p anger virkets tryckhållfasthet, beräknad ur uttrycket

$$\sigma_p = 950r_{ou} \left(2 - \frac{u}{15} \right) \text{ Jfr ekv. 4:18.}$$

Vid plåtbrott har ingen omräkning av brottlasten utförts annat än för serier med blandade brottyper, där det kunde bedömas att förankringsbrott varit nära förestående. Om ingen omräkning utföres i dessa fall, erhålls en icke representativ förstoring av spridningen.

Erhållna resultat på förbandens förmåga att uppta moment är sammanställda i tabellform. I tabell 6.4 visas resultaten för förband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller. Tabell 6.5 visar hur virkets fuktkvot och volymvikt inverkar på brottmomentet. Inverkan av variationer i plåtens placering i höjddled på virkets flatsida framgår av tabell 6.6. I tabell 6.7 slutligen visas hur spel mellan virkesdelarna inverkar på brottmomentet för förbandet. Som jämförelse är inlagt brottmomentet för motsvarande plåtstorlekar när spelet är noll. I tabellerna anges virkets höjd, fuktkvot och volymvikt, plåtens storlek, effektiv area, moment vid brott, omräknat moment, spridning i omräknat moment, karakteristiskt moment, tillåtet moment samt kvoten mellan tillåtet moment och effektiv area respektive plåtbredd. Den effektiva arean har definierats som den totala förbandsarean reducerad med en 1 cm bred remsa på ömse sidor om fogen. Plåtbredder lika med virkesbredden får medräknas. Karakteristiskt moment beräknas som

$$M_c = \bar{M}_r (1 - k \cdot s_{M_r}) \quad (6:11)$$

Tabell 6.4 Böhållfasthet för förband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller

Virkets höjd B cm	Plåtens bredd b cm	Plåtens längd a cm	Effektiv area A cm ²	Fuktkvot u %	Volym- vikt r_{ou}^3 g/cm ³	Brott- typ a)	Brott- moment M_{br} kpcm	Omräknat moment M_r kpcm	Sprid- ning i M_r s_{M_r} kpcm	Karak. moment M_c kpcm	Tillåtet moment M_{till} kpcm	$\frac{M_{till}}{A}$ kpcm/cm ²	$\frac{M_{till}}{b}$ kpcm/cm
12	10,2	11,4	96	15,5	0,40	1	18300	17900	1010	15300	6100	63	590
12	10,2	15,2	135	14,8	0,41	1+3	25200	24000	780	22000	8800	65	863
12	10,2	19,1	174	16,4	0,41	3	26700	26700	760	24800	9900	57	970
12	12,7	11,4	113	14,8	0,42	1	22800	21500	340	20600	8200	73	691
12	12,7	15,2	158	15,2	0,40	1	27700	26800	1150	23800	9500	60	791
12	12,7	19,1	205	15,8	0,40	3	34300	33800	1110	31000	12400	60	1033
17	10,2	11,4	96	14,0	0,45	1	28900	26100	1730	21800	8700	90	853
17	10,2	15,2	135	13,9	0,47	1+3	37500	33400	840	31300	12500	92	1225
17	10,2	19,1	174	15,2	0,42	3	36100	36100	460	34900	13900	80	1362
17	12,7	11,4	119	14,1	0,46	1	38600	34700	1400	31100	12400	104	976
17	12,7	15,2	168	14,4	0,50	1	44100	39200	1740	34800	13900	83	1094
17	12,7	19,1	217	15,1	0,42	3	45700	45700	1560	41800	16700	77	1315
17	15,2	15,2	200	14,1	0,47	1+3	53800	48300	1080	45600	18200	91	1197
17	15,2	19,1	260	15,7	0,42	3	53500	53500	1330	50100	20000	77	1324
22	12,7	11,4	119	14,5	0,42	1	47600	44500	3230	36400	14500	121	1141
22	12,7	19,1	217	15,5	0,43	3	61500	61500	1280	58300	23300	107	1834
22	15,2	15,2	200	14,7	0,41	1+3	69400	65600	1150	62700	25000	125	1651
22	15,2	19,1	260	15,3	0,43	3	71000	71000	1630	66900	26700	102	1756

a) 1 = förankringsbrott (τ_0) 3 = plåtbrott (p_0)

Tabell 6.5 Inverkan av virkets fuktkvot och volymvikt på förbandens böjhallfasthet

Virkets höjd B	Plåtens bredd b	Plåtens längd a	Effektiv area A	Fuktkvot \bar{u}	Volym- vikt r_{ou}	Brott- typ	Brott- moment M_{br}	Omräknat moment M_r	Sprid- ning i M_r	Karak. moment M_c	Tillåtet moment M_{till}	$\frac{M_{till}}{A}$	$\frac{M_{till}}{b}$
cm	cm	cm	cm ²	%	g/cm ³	a)	kpcm	kpcm	S_{M_r} kpcm	kpcm	kpcm	kpcm/cm ²	kpcm/cm
17	12,7	15,2	168	18,3	0,50	3	43800	42700	2740	35700	14200	84	1118
17	12,7	15,2	168	19,3	0,43	3	43600	43600	790	41600	16600	98	1307
17	12,7	15,2	168	14,4	0,50	1	44100	39200	1740	34800	13900	83	1094
17	12,7	15,2	168	13,3	0,42	3	44800	41200	670	39500	15800	102	1354
17	12,7	15,2	168	14,6	0,37	1+3	40100	39500	1513	35700	14200	84	1118

a) 1 = förankringsbrott (τ_o) 3 = plåtbrott (p_o)

Tabell 6.6 Bøjhållfasthet för förband där plåtens centrumlinje ligger närmare den dragna kanten än virkets.

Virkets höjd B cm	Plåtens bredd b cm	Plåtens längd a cm	Plåtens avstånd från dragna kan- ten d cm	Effektiv area A cm ²	Fukt- kvot u %	Volym- vikt ρ_{ou} g/cm ³	Brott- typ 1)	Brott- moment M_{br} kpcm	Omräknat moment M_r kpcm	Sprid- ning i M_r kpcm	Karak. M_c kpcm	Tillåtet moment M_{till} kpcm
17	15,2	15,2	1	200	14,1	0,47	1+3	53800	48300	1080	45600	18200
17	2x7,6	15,2	1	200	16,1	0,43	1+3	46900	45500	1700	41200	16500
17	7,6	15,2	1	100	16,4	0,43	3	42100	42100	1360	38700	15400
17	7,6	15,2	3,5	100	17,4	0,43	1+3	32300	32900	2070	27700	11000

a) 1 = förankringsbrott (τ_o) 3 = plåtbrott (p_o)

Tabell 6.7 Böjhallfasthet för förband med spel mellan virkesdelarna jämfört med böjhallfastheten för förband utan spel. Virkets och plåtens centrumlinjer sammanfaller.

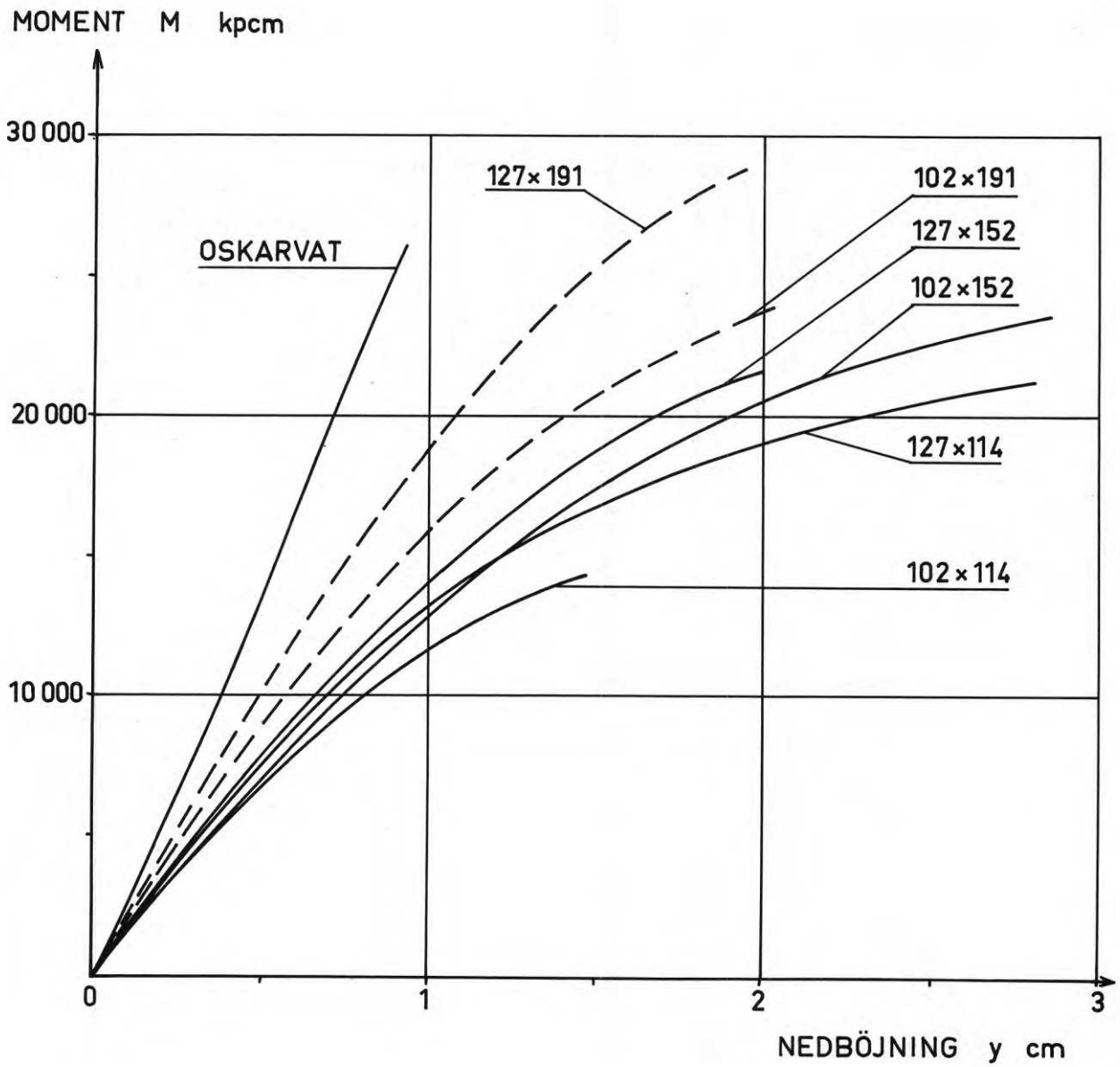
Virkets höjd B cm	Plåtens bredd b cm	Plåtens längd a cm	Effektiv area A cm ²	Spel mm	Fukt- kvot u %	Volym- vikt r_{ou}^3 g/cm ³	Brott- typ a)	Brott- moment M_{br} kpcm	Omräknat moment M_r kpcm	Sprid- ning i M_r kpcm	Karak. moment M_c kpcm	Tillåtet moment M_{till} kpcm
12	10,2	11,4	96	0	15,5	0,40	1	18300	17900	1010	15300	6100
12	10,2	11,4	96	1	14,8	0,41	1	18000	17100	650	15500	6200
12	10,2	15,2	135	0	14,8	0,41	1+3	25200	24000	780	22000	8800
12	10,2	15,2	135	spik i fogen	15,0	0,43	3	23800	23800	940	21300	8500
12	10,2	19,1	174	0	16,4	0,41	3	26700	26700	760	24800	9900
12	10,2	19,1	174	1	16,5	0,41	3	24300	24300	680	22600	9000
17	12,7	15,2	168	0	14,4	0,50	1	44100	39200	1740	34800	13900
17	12,7	15,2	168	1	14,0	0,49	1	41700	36900	1090	34200	13600

a) 1 = förankringsbrott (τ_0) 3 = plåtbrott (p_0)

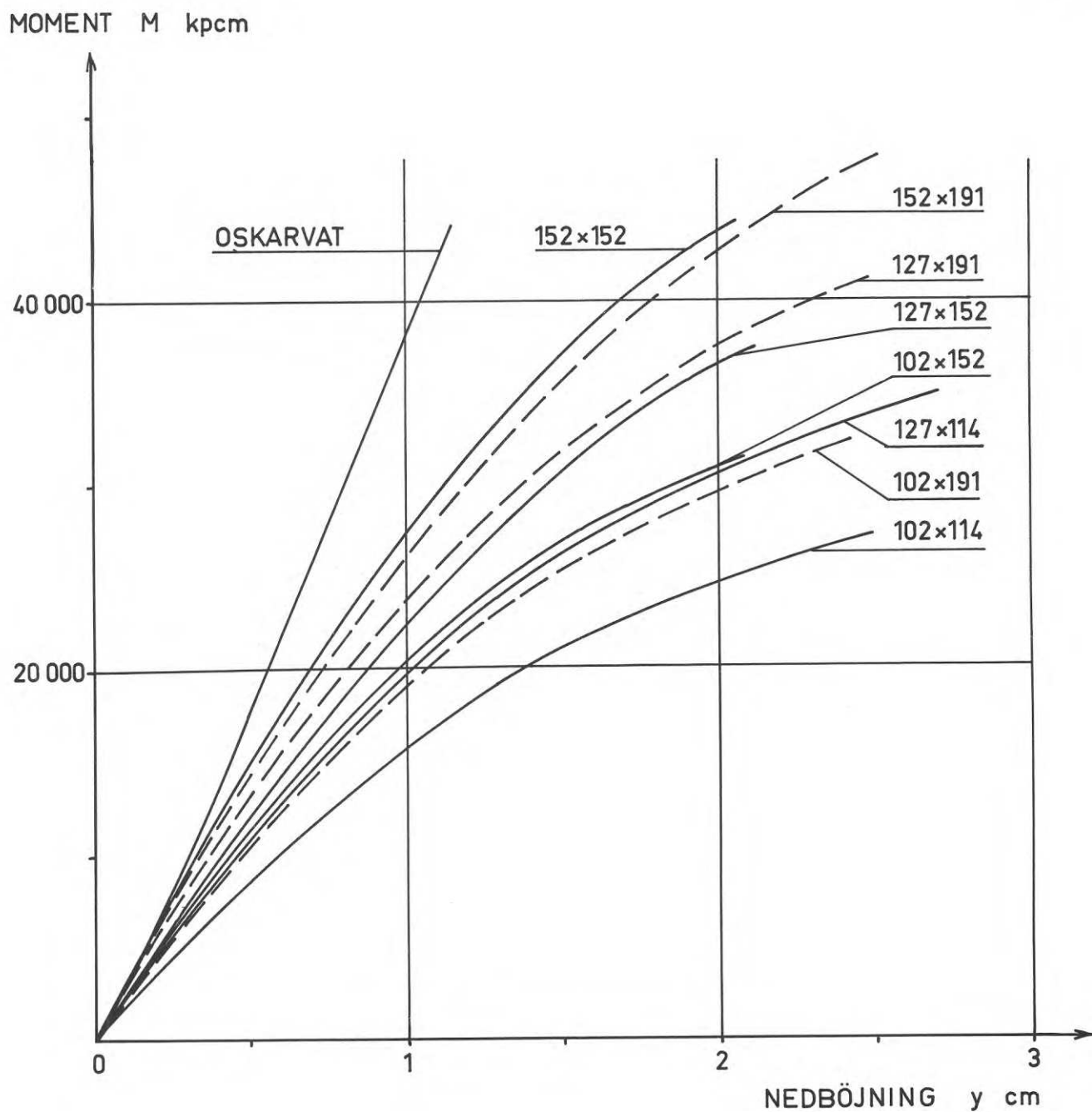
k är en faktor som beror av antalet provade förband. Under förutsättning av att minst 15 lika förband provas, räknas med $k = 2$. Vid fem lika prov räknas med $k = 2,5$. Däremellan interpoleras rätlinjigt.

Nedböjningsmätningen ger ej säkert besked om hur mycket nedböjningen ökat på grund av spikplåtsförbandet. Det beror på att böjstyvheten hos virket varierat mellan olika prov. Erhållna resultat ger dock en uppfattning om hur nedböjningen påverkas av plåtens storlek. Sambandet mellan pålagt moment och nedböjning redovisas i figurerna 6.7-6.13 där även uppskattad medelnedböjning för oskarvat virke ur samma population är inritad. Plåtens storlek är angiven i figurerna. Streckade kurvor anger serier med plåtbrott. För att ge en överblick av innehållet i figurerna 6.7-6.13 redovisas figurtexterna nedan, därefter följer figurerna.

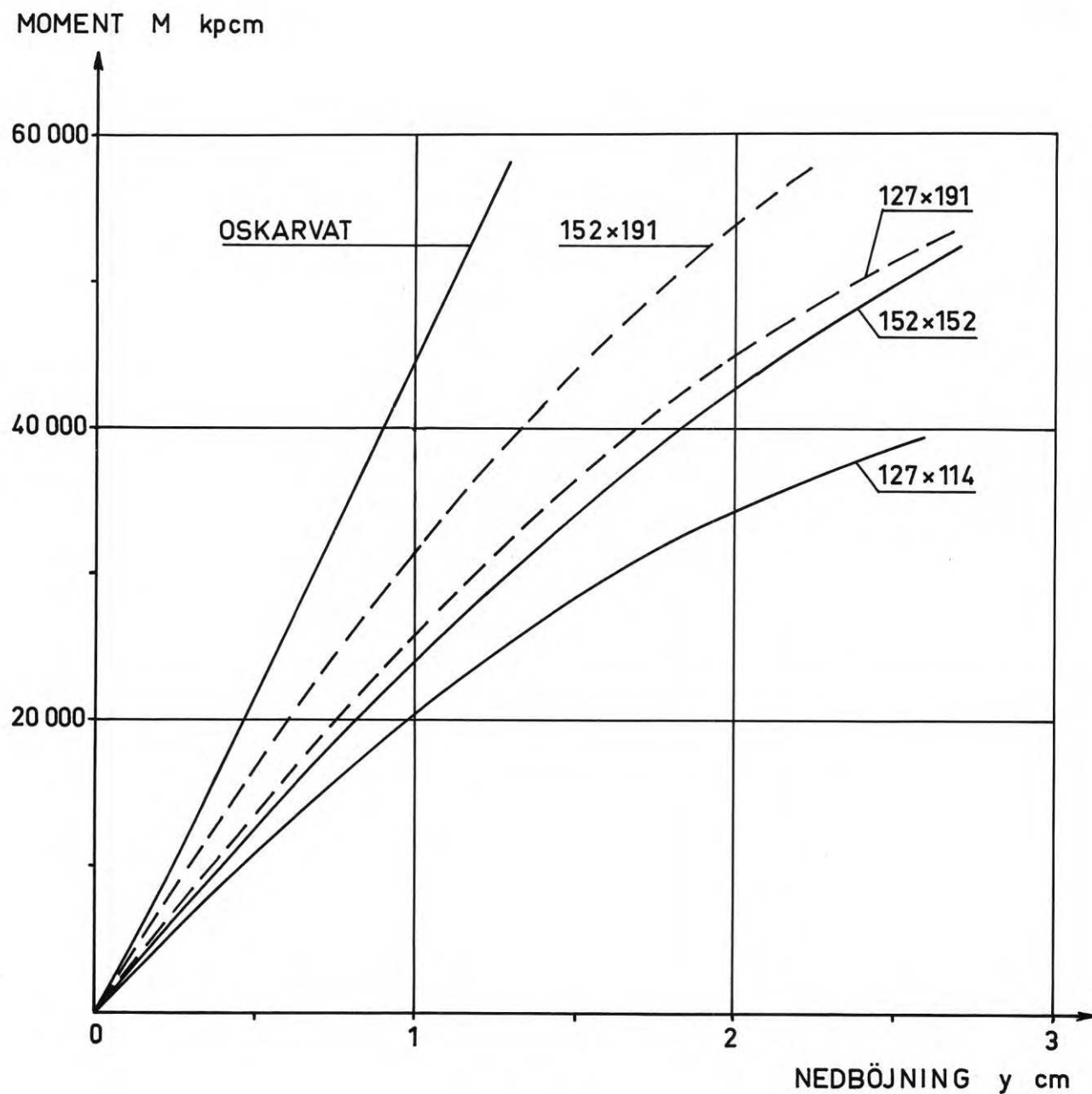
- Figur 6.7 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 120 mm furu, när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.
- Figur 6.8 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu, när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.
- Figur 6.9 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 220 mm furu när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.
- Figur 6.10 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu vid olika fuktkvoter och volymvikter hos virket när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.
- Figur 6.11 Samband mellan nedböjning och moment för förband där plåtarnas placering varierats i höjddled på virkets flatsida i 45 x 170 mm furu.
- Figur 6.12 Samband mellan nedböjning och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 120 mm furu, men där förbanden utförts med spel. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller.
- Figur 6.13 Samband mellan nedböjning och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu men där förbanden utförts med spel. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller.



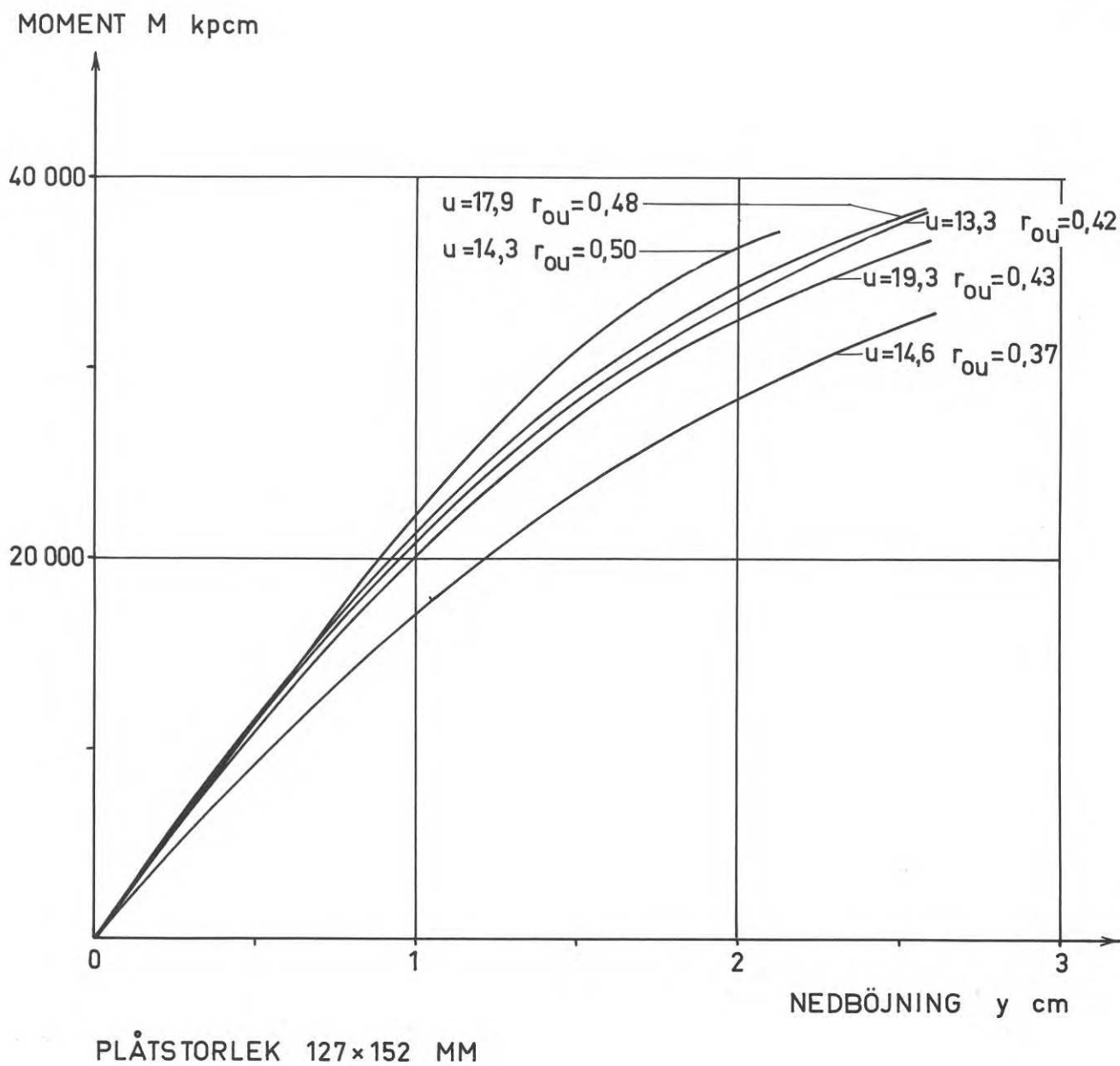
Figur 6.7 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 120 mm furu, när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm. - - - anger provserie med plåtbrott.



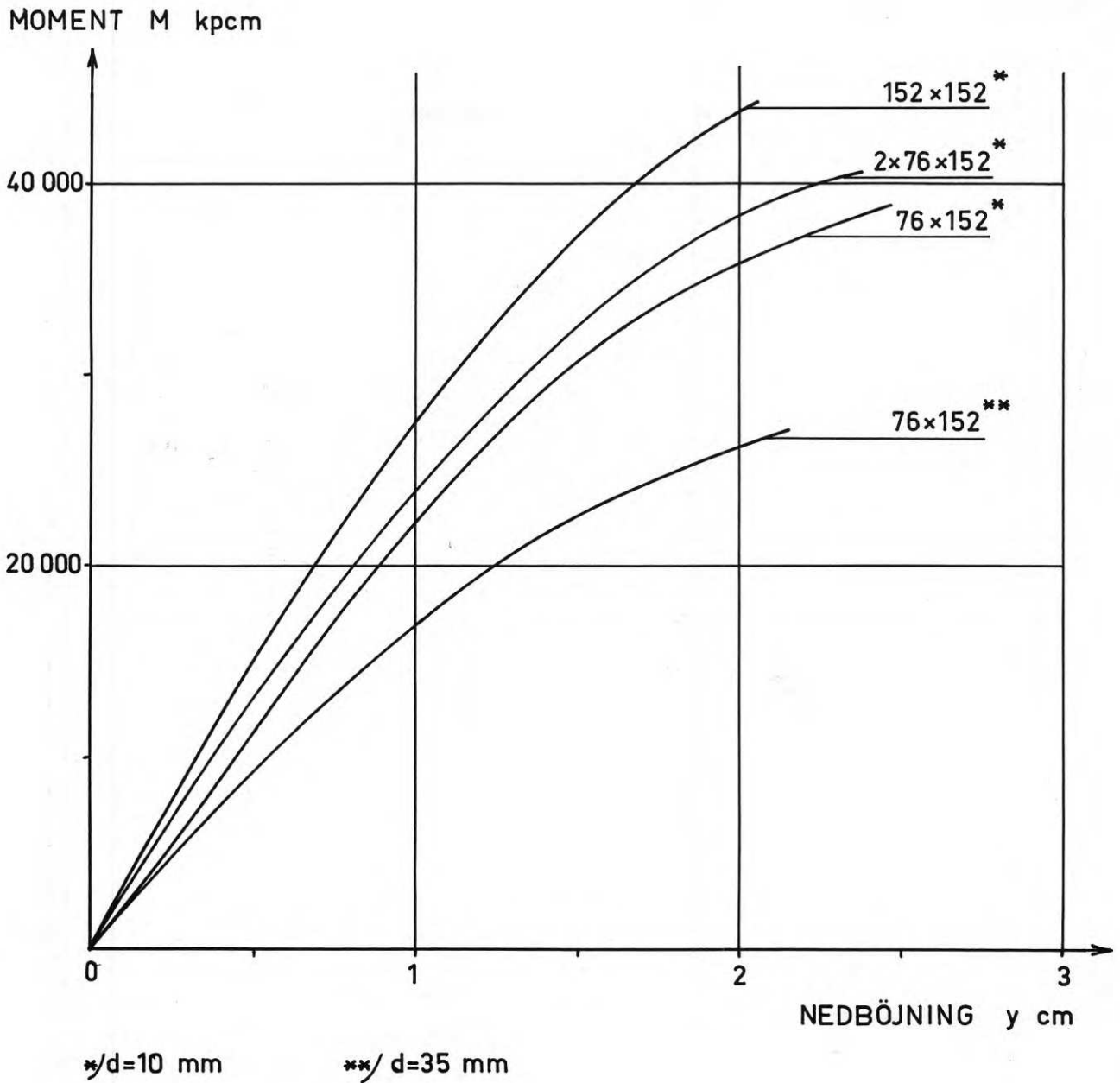
Figur 6.8 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu, när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm. - - - anger provserie med plåtbrott.



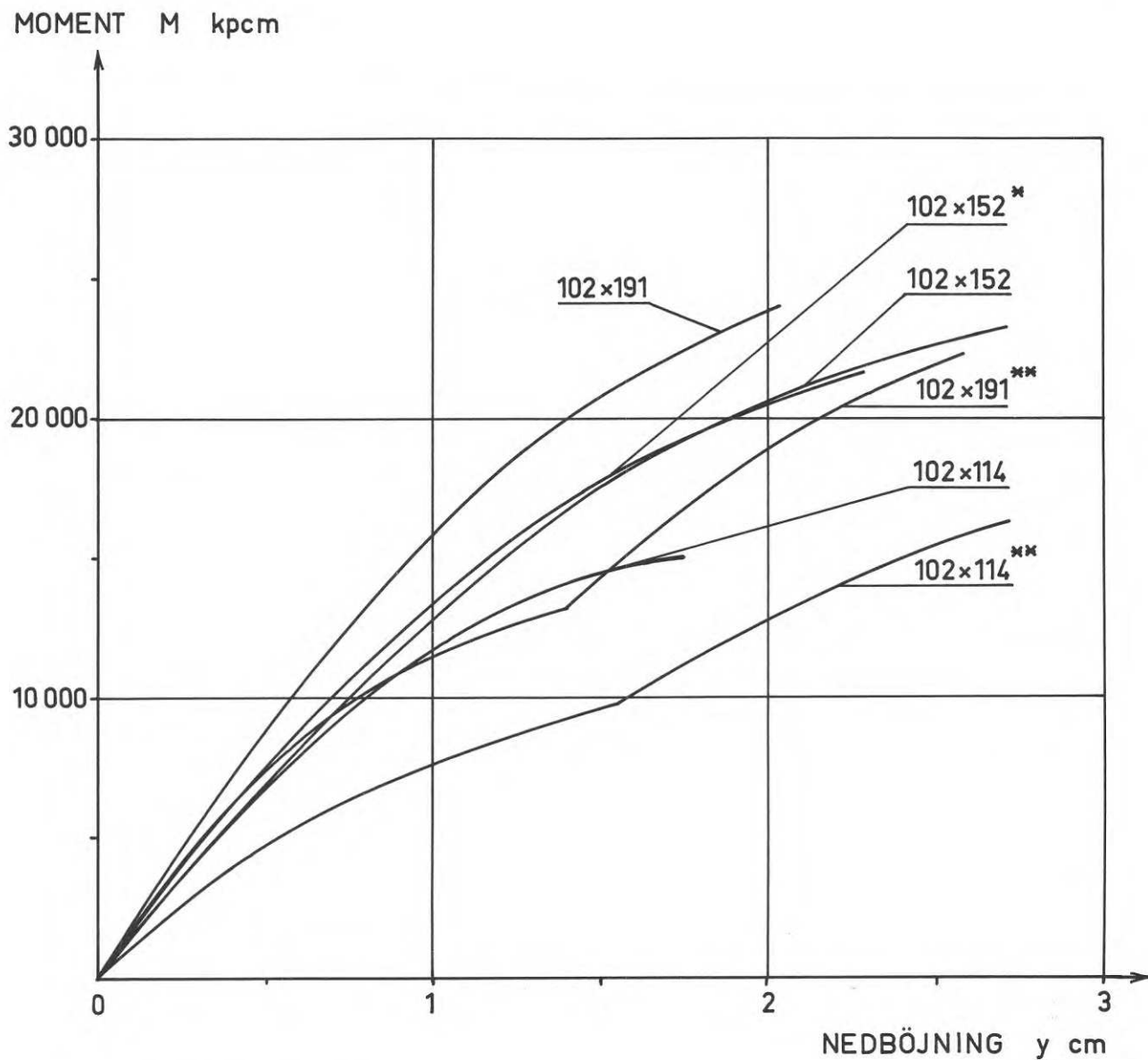
Figur 6.9 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 220 mm furu när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm. - - - anger provserie med plåtbrott.



Figur 6.10 Samband mellan nedböjning och moment för symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu vid olika fuktkvoter, u (%) och volymvikter, r_{ou} (g/cm^3) hos virket när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.



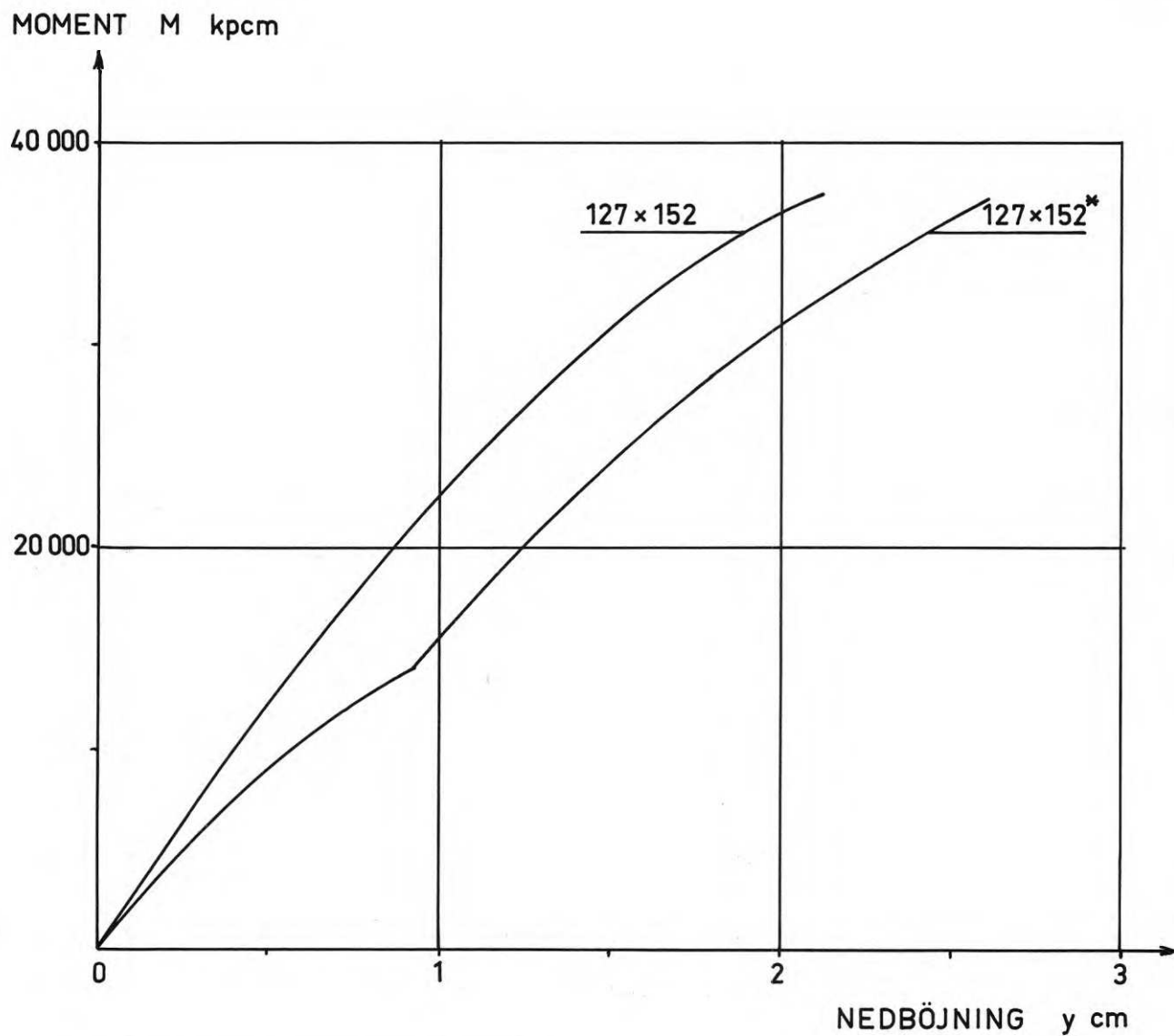
Figur 6.11 Samband mellan nedböjning och moment för förband där plåtarnas placering varierats i höjddled på virkets flatsida i 45 x 170 mm furu. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



* / SPIKAR I FOGEN

** / 1 MM SPEL MELLAN VIRKESDELARNA

Figur 6.12 Samband mellan nedböjning och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 120 mm furu, men där förbanden utförts med spel. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



* FÖRBAND MED 1 MM SPEL

Figur 6.13 Samband mellan nedböjning och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu men där förbanden utförts med spel. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.

Nedböjningskurvorna är grundade på medelvärdet för samtliga prov inom en serie. Antalet prov per serie är för litet för att medge en bedömning av konfidensintervallet för nedböjningskurvorna. För att ge en uppfattning om spridningen i nedböjning inom en provserie visas i figur 6.14 resultaten av nedböjningsmätningarna inom fyra provserier.

Vinkeländringen över skarven ger ett säkrare besked om nedböjningstillskottet på grund av skarven. Här inverkar nämligen inga kvistar då det föreskrivits att virket skall vara fritt från kvistar i inpressningszonen för plåtarna. Korrigeringen för vinkeländringen i virket över den för klockorna aktuella mätsträckan är också bestämd för felfritt virke. Tillskottsvinkeländringen på grund av skarven är redovisad i följande figurer där plåtarnas storlek angivits i anslutning till kurvorna.

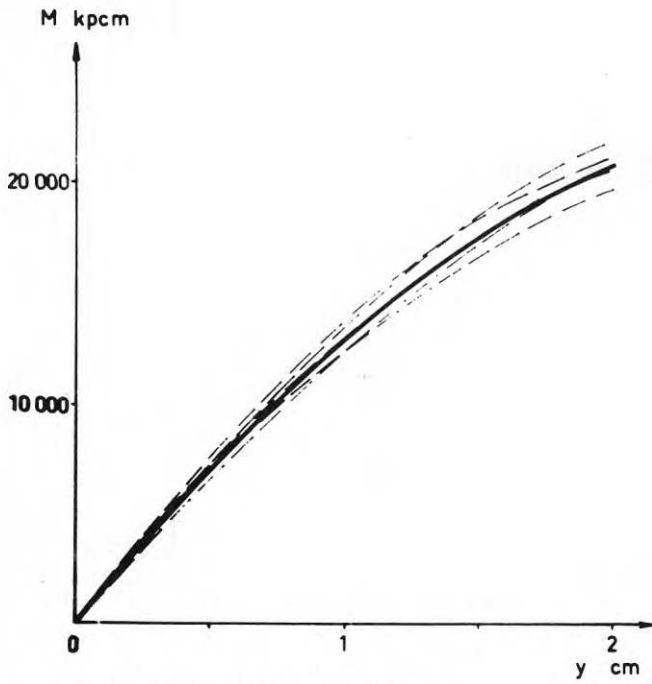
Figur 6.15 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45x120 mm furu. Centrumlinjerna sammanfaller.

Figur 6.16 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45x170 mm furu. Centrumlinjerna sammanfaller.

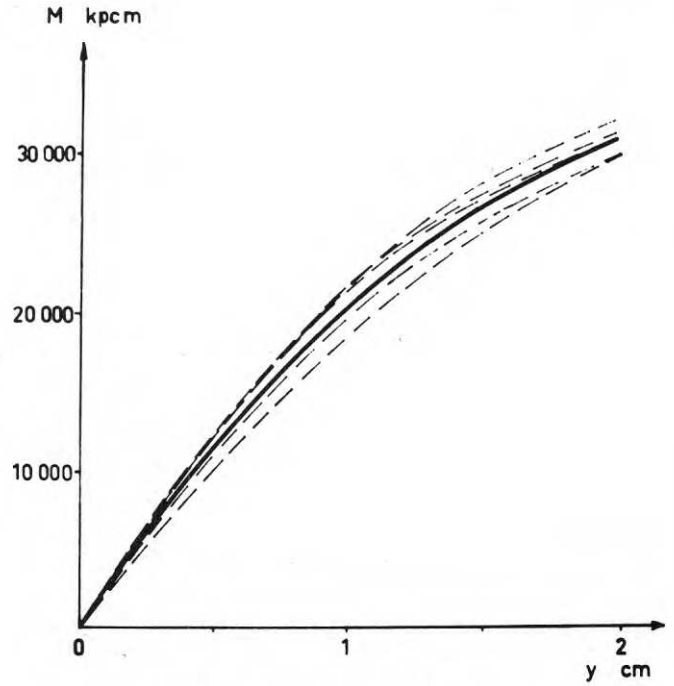
Figur 6.17 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45x220 mm furu. Centrumlinjerna sammanfaller.

Figur 6.18 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45x170 mm furu vid olika fuktkvoter, u (%) och volymvikter, ρ_{ou} (g/cm^3) hos virket. Centrumlinjerna sammanfaller.

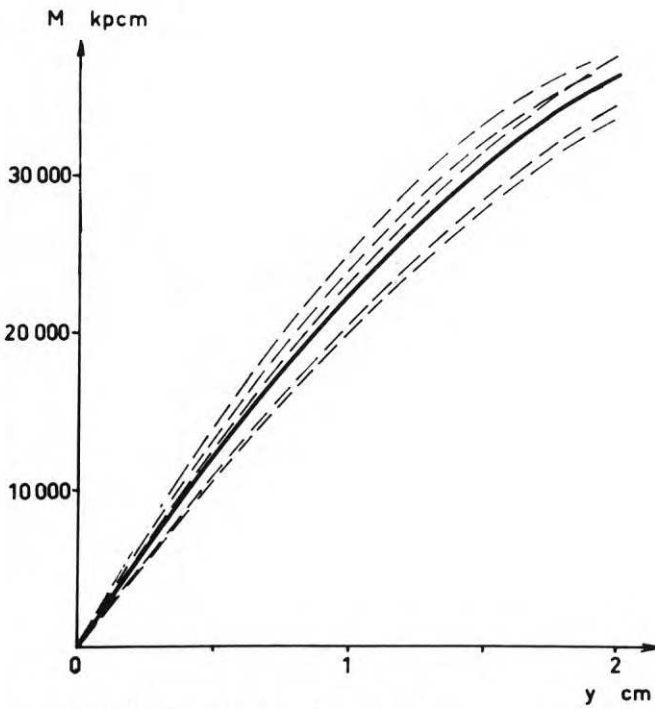
Figur 6.19 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband där plåtarnas placering varierats i höjddled på virkets flatsida (45x170 mm furu).



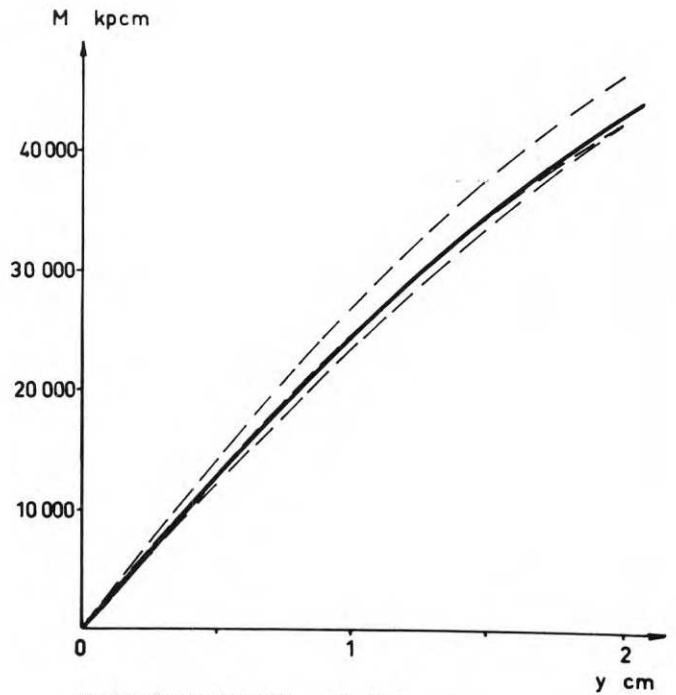
VIRKESDIMENSION 45 × 120 mm
PLÅTSTORLEK 102 × 152 mm



VIRKESDIMENSION 45 × 170 mm
PLÅTSTORLEK 102 × 152 mm

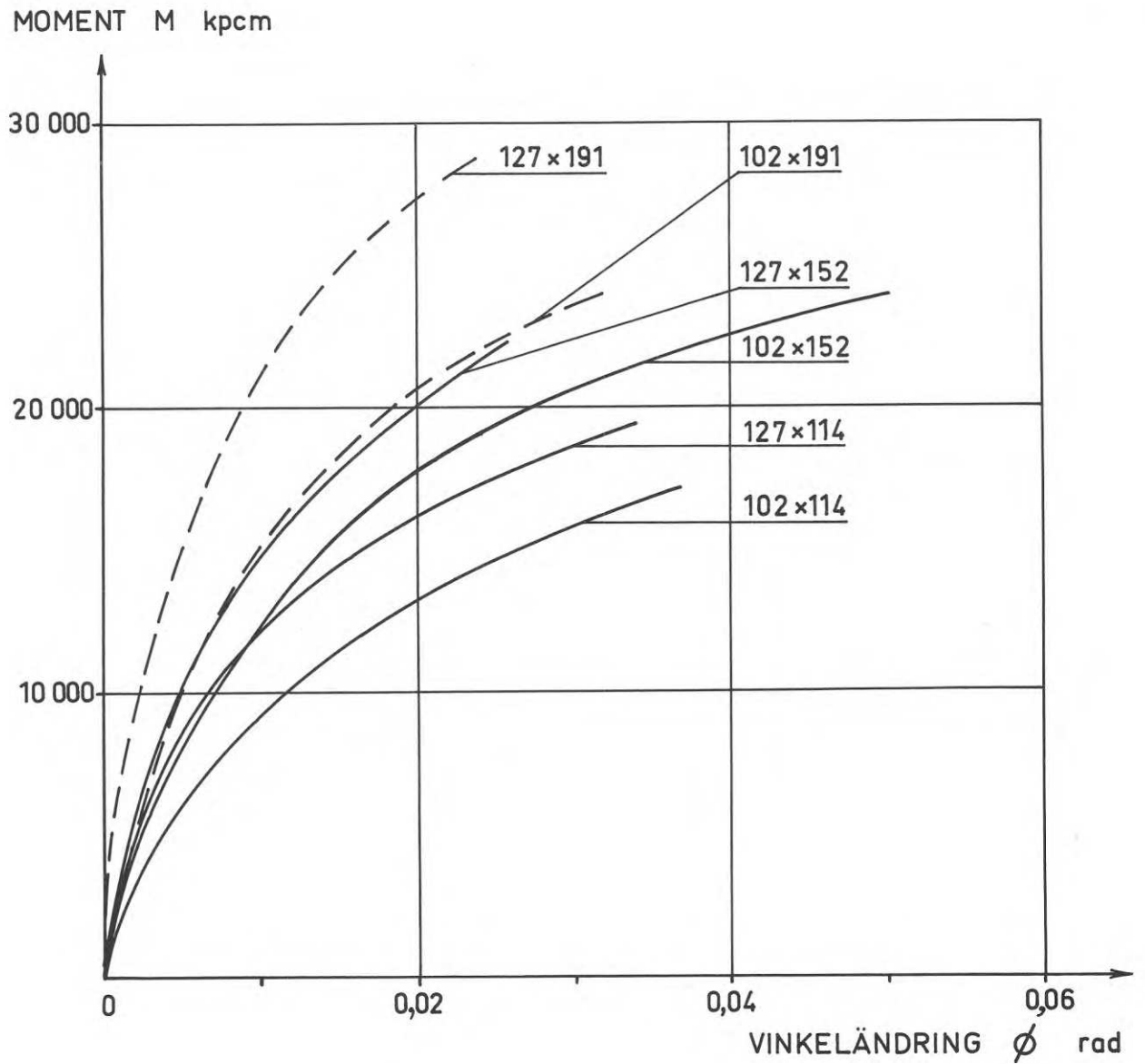


VIRKESDIMENSION 45 × 170 mm
PLÅTSTORLEK 127 × 152 mm

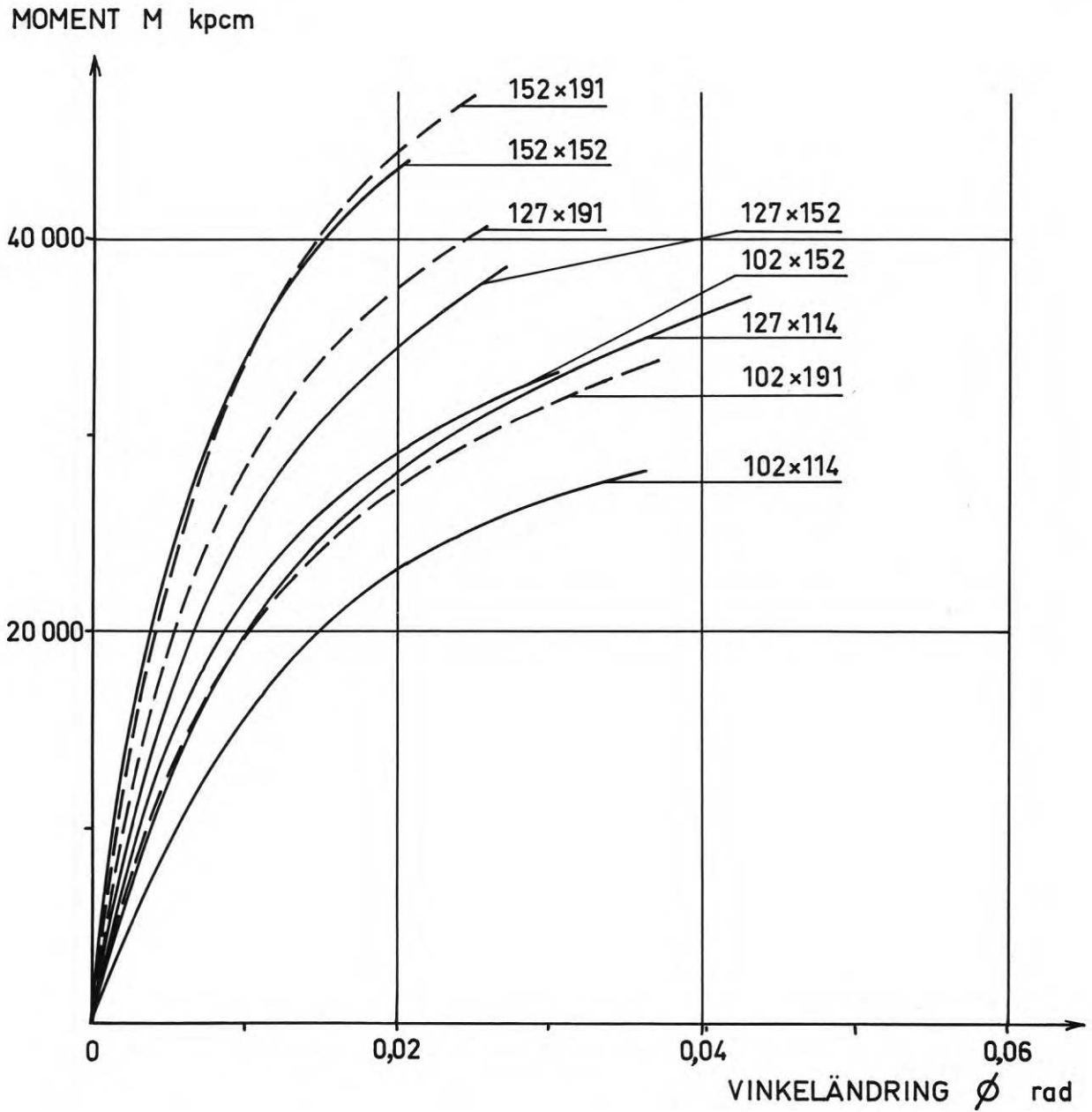


VIRKESDIMENSION 45 × 220 mm
PLÅTSTORLEK 152 × 152 mm

Figur 6.14 Exempel på spridning i nedböjningar inom fyra provserier vid momentbelastning. Heldragen linje anger medelkurvan.

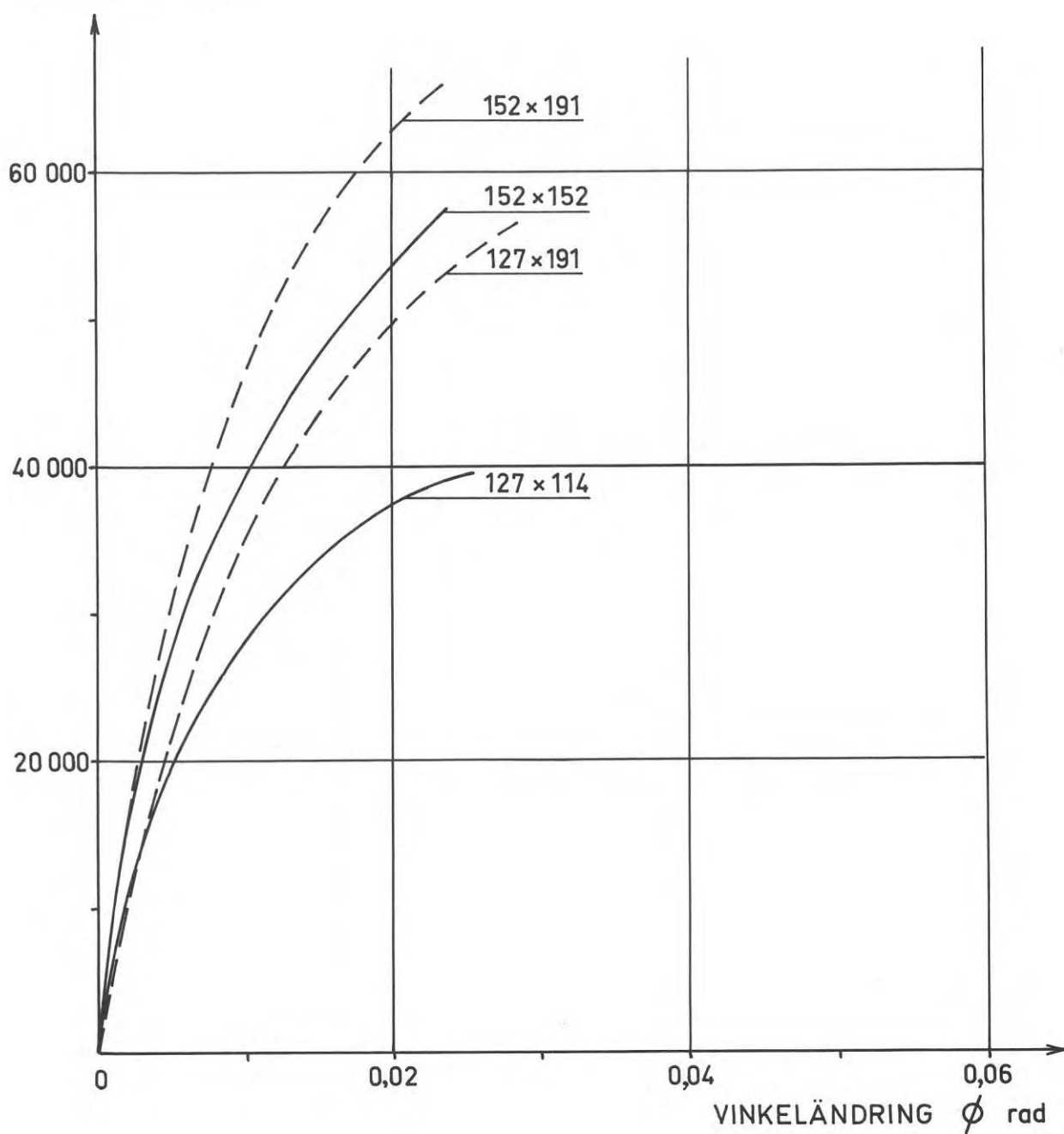


Figur 6.15 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 120 mm furu. Centrumlinjerna sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm. --- anger provserie med plåtbrott

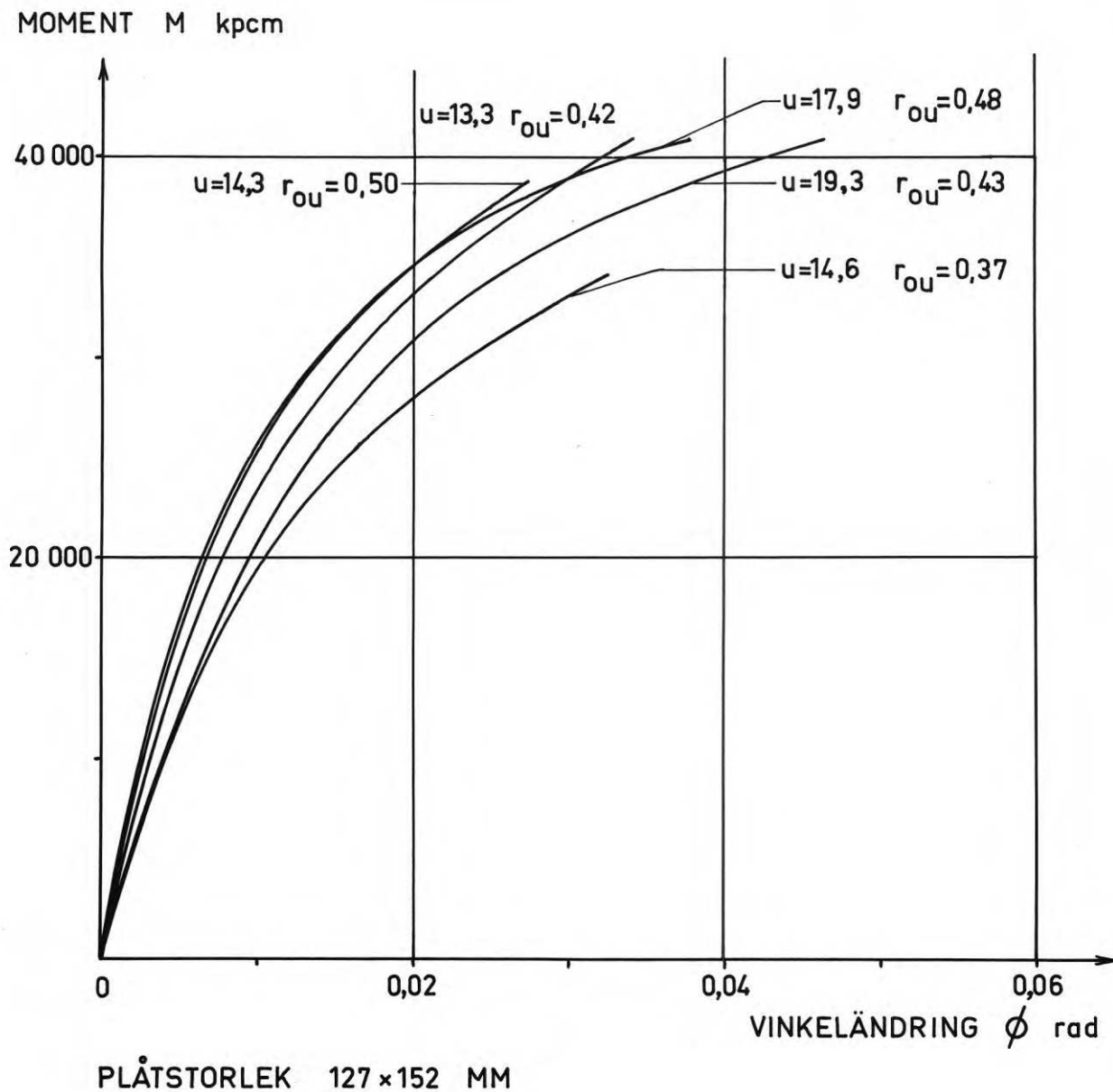


Figur 6.16 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu. Centrumlinjerna sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm. --- anger provserie med plåtbrott

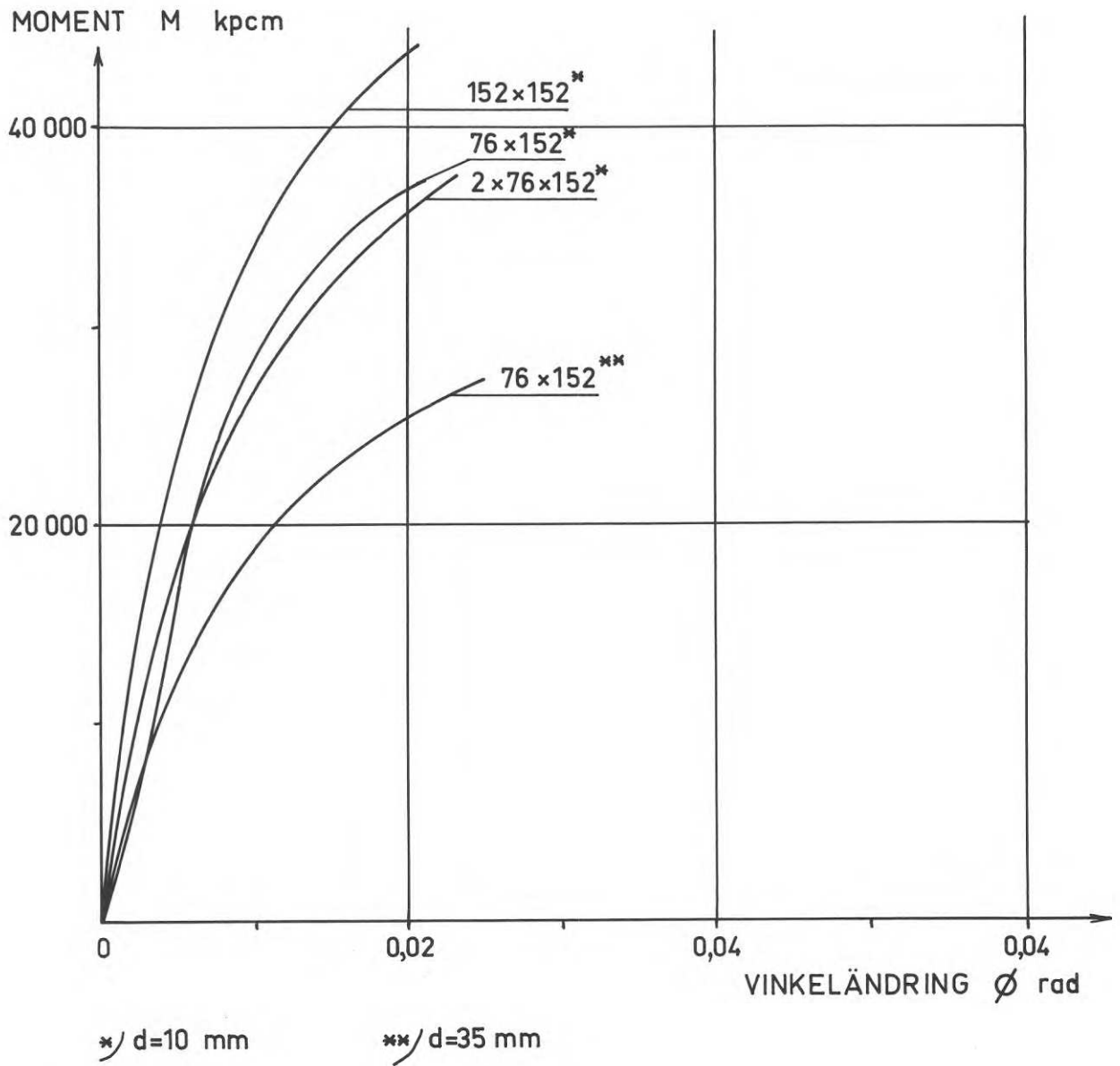
MOMENT M kpcm



Figur 6.17 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 220 mm furu. Centrumlinjerna sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm. --- anger provserie med plåtbrott



Figur 6.18 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu vid olika fuktkvoter och volymvikter hos virket. Centrumlinjerna sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



Figur 6.19 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband där plåtarnas placering varierats i höjddled på virkets flatsida (45x170 mm furu). Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.

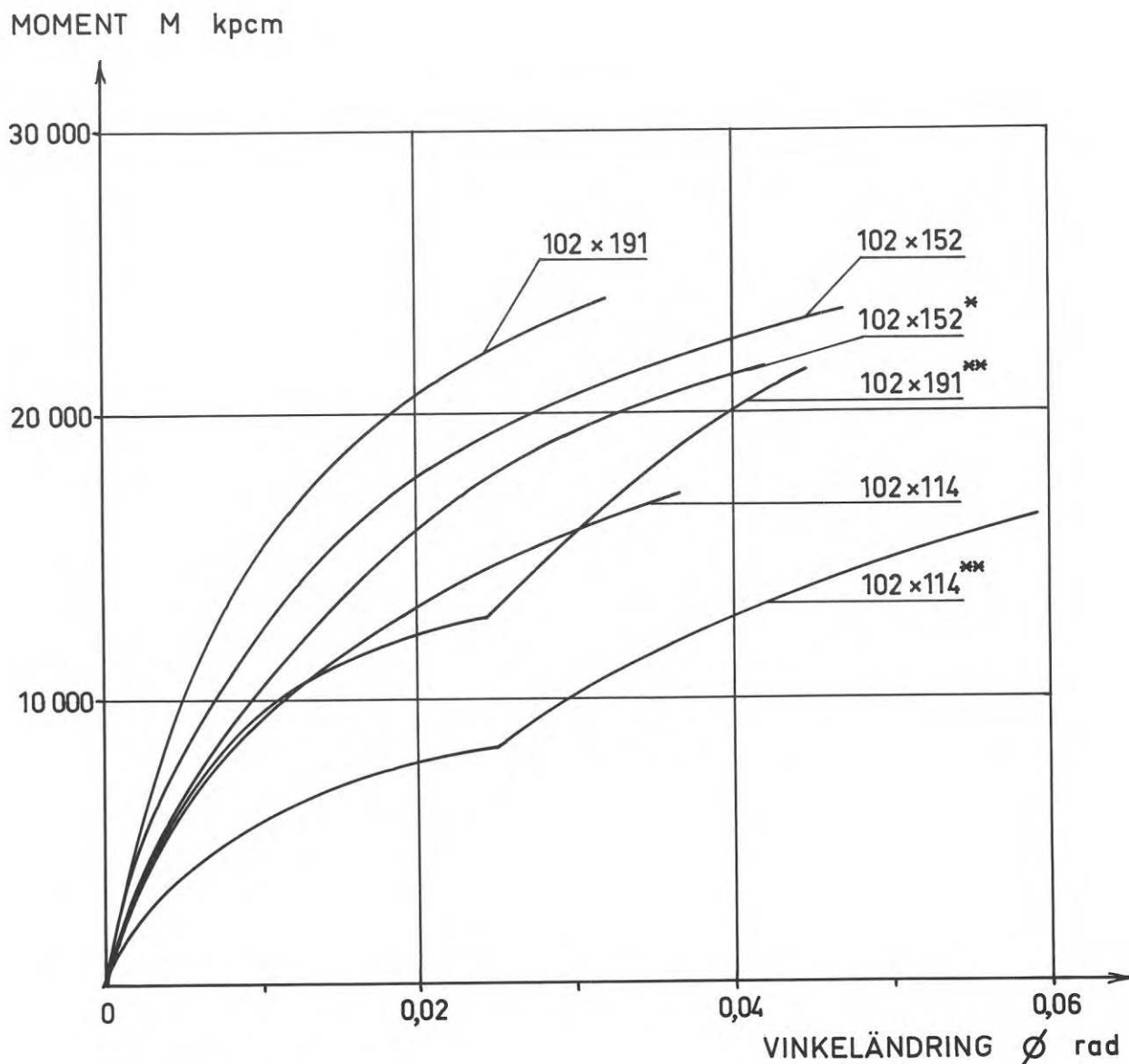
Figur 6.20 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45x120 mm furu, men utförda med spel mellan virkesdelarna. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Centrumlinjerna sammanfaller.

Figur 6.21 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45x170 mm furu, men utförda med spel mellan virkesdelarna. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Centrumlinjerna sammanfaller.

Liksom kurvorna över nedböjningen är kurvorna över vinkeländringen grundade på medelvärdet för samtliga prov inom en serie. I figur 6.22 visas som exempel på variationerna inom olika serier resultat för fyra olika provserier.

6.6 Kommentar till resultaten

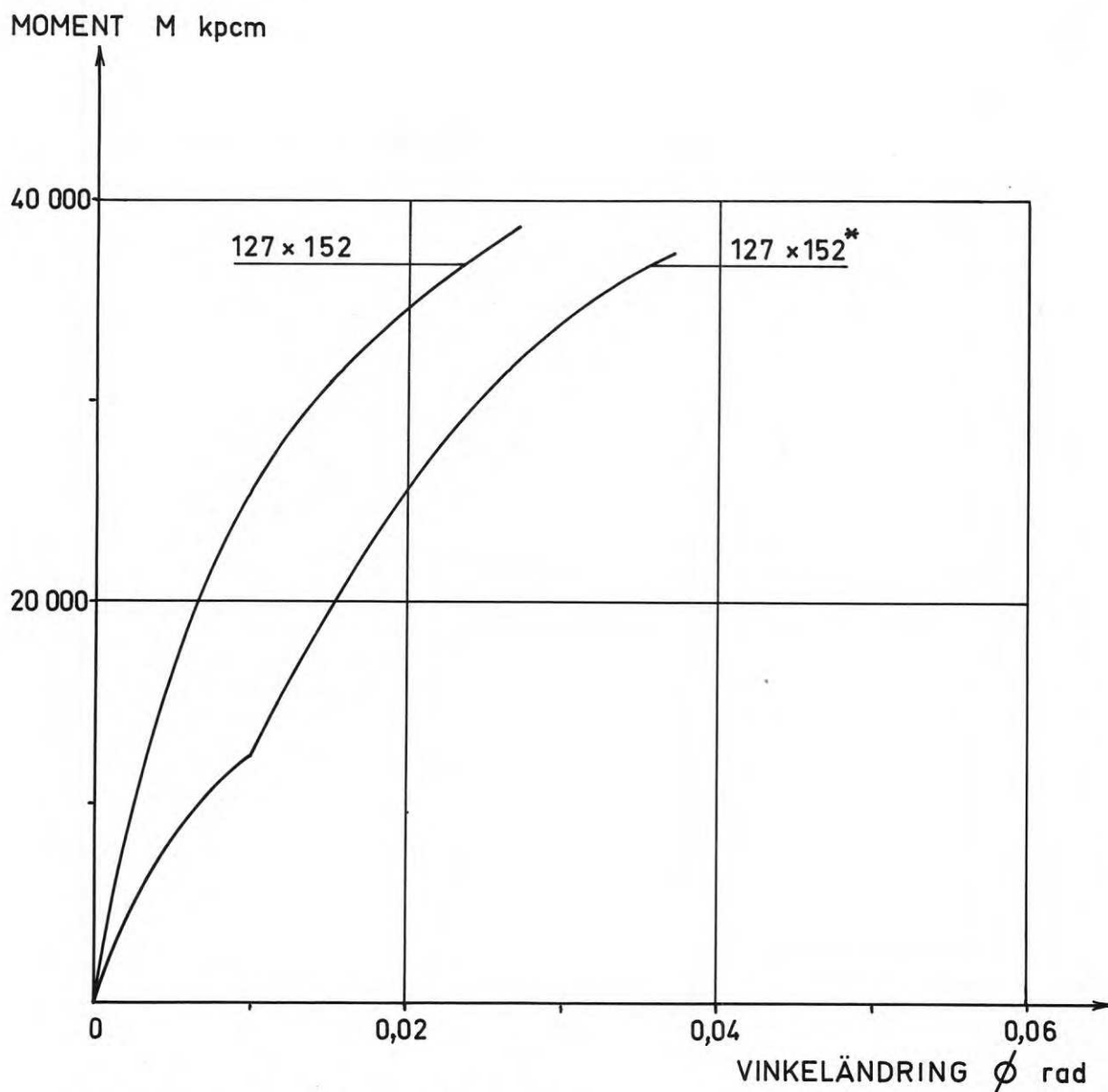
Provningsresultaten visar att vid en given virkesdimension ökar brottmomentet med plåtstorleken till dess att plåtens längd blir så stor att plåtbrott inträffar, vilket sker vid en längd av 190 mm. Plåtlängder över 190 mm (7.1/2") ger därför ingen ökning av momentet. Vidare ökar vid en given plåtstorlek brottmomentet när virkets höjd ökar. Måttliga spel mellan virkesdelarna (<1 mm) inverkar ej på förbandets hållfasthet, däremot ökar deformationerna. En spikrad i fogen ökar deformationerna mindre än ett direkt spel, se figur 6.20. Försöken med spel visar också en klar diskontinuitet i deformationskurvorna, när spelet går ihop. Sedan kontakt erhållits mellan virkesdelarna löper deformationskurvorna parallellt med motsvarande kurvor för förband utan spel.



* SPIKAR I FOGEN

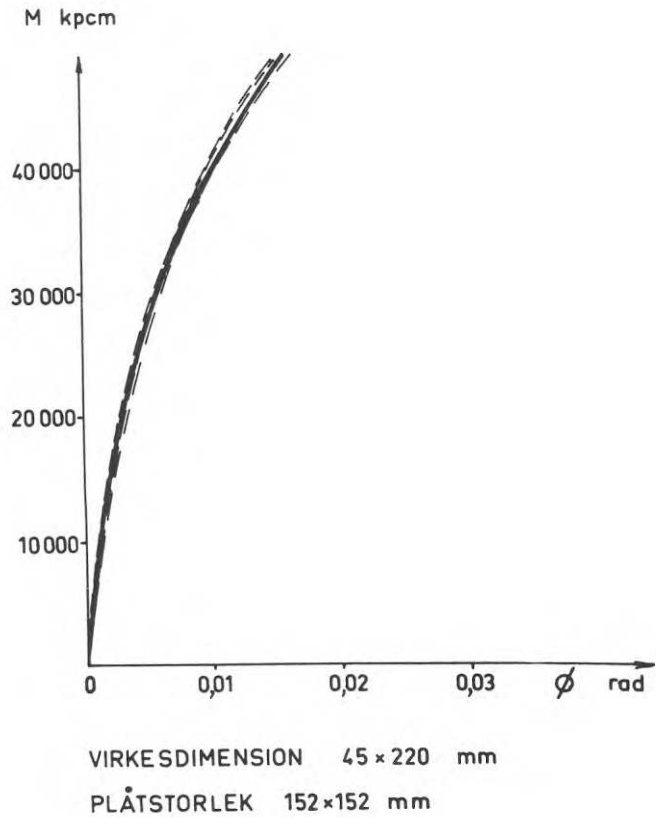
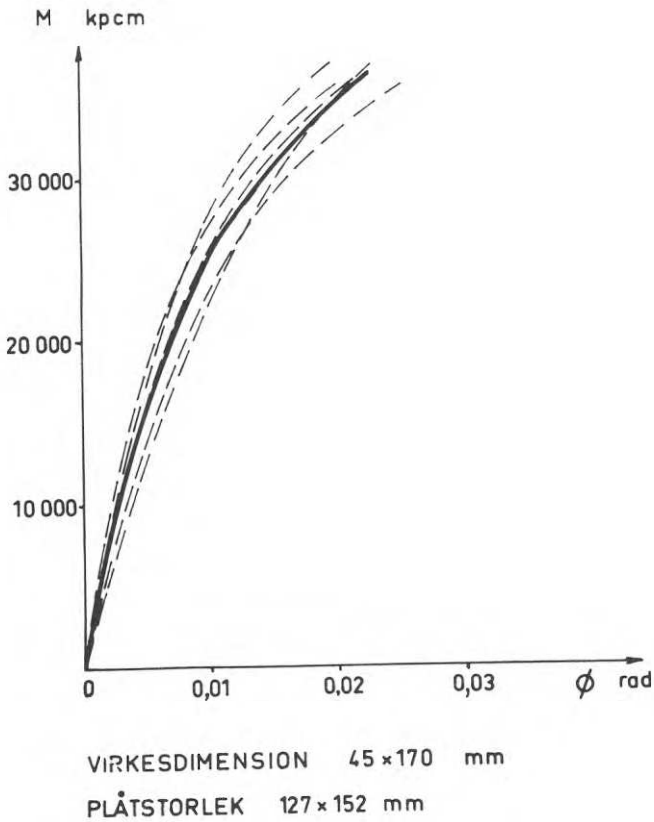
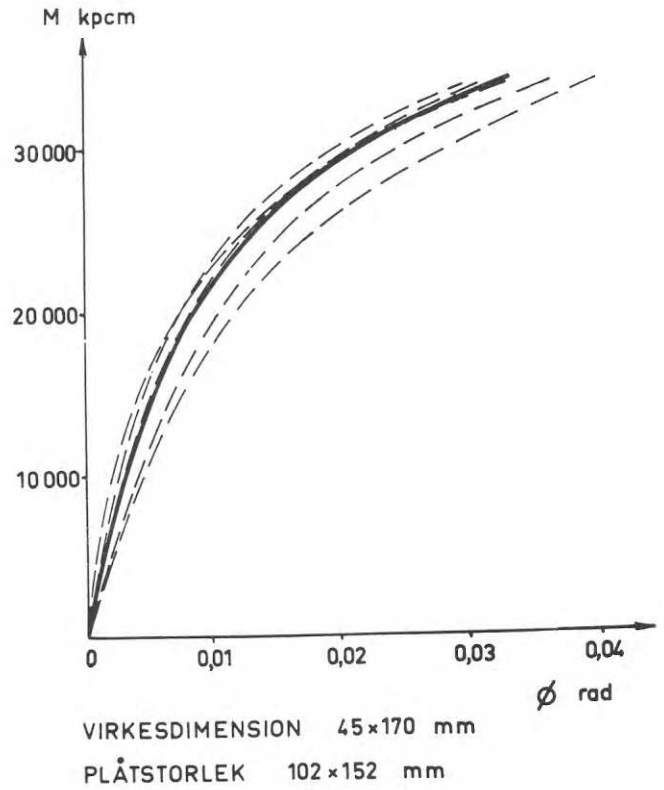
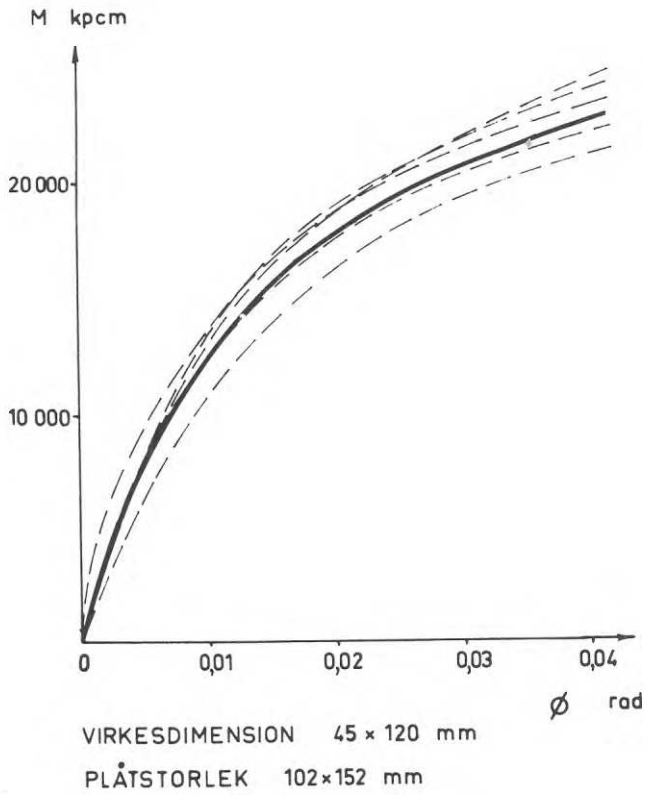
** 1 MM SPEL MELLAN VIRKESDELARNA

Figur 6.20 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 120 mm furu, men utförda med spel mellan virkesdelarna. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Centrumlinjerna sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



* / FÖRBAND MED 1 MM SPEL

Figur 6.21 Samband mellan vinkeländring över skarven och moment för förband med symmetriskt placerade plåtar i 45 x 170 mm furu, men utförda med spel mellan virkesdelarna. Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat för förband utan spel. Centrumlinjerna sammanfaller. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



Figur 6.22 Exempel på spridning i vinkeländringen över skarven inom fyra provserier vid momentbelastning. Heldragen linje anger medelkurvan.

Förbandens styvhet ökar i takt med brottmomentet. En ökning av plåtens längd över 190 mm torde öka styvheten trots att brottmomentet ej ökas.

Av tabell 6.5 framgår att omräkning av brottmomenten till enhetlig virkes-hållfasthet givit något divergerande resultat. Det beror på att den använda omräkningsmetoden i princip ej gäller vid fuktkvoter över 18%. Dessutom erhålls vid så höga fuktkvoter värden på $\sigma_p < 350 \text{ kp/cm}^2$. Av figur 4.11 framgår att redan mycket små missbedömningar av σ_p då $\sigma_p < 350 \text{ kp/cm}^2$ får stor inverkan på omräkningsfaktorn. Det faktum att i vissa provserier både förankrings- och plåtbrott erhållits, har också inverkat på resultaten. Vid fuktkvoter om ca 15% torde dock den använda omräkningsmetoden ge rättvisande resultat.

Av figurerna 6.10 och 6.18 framgår att förbandets styvhet ökar när virkets tryckhållfasthet ökar.

Förskjutning av plåten mot den dragna kanten ökar, som framgår av tabell 6.6, förbandets momentupptagande förmåga och styvhet (figur 6.19).

En intressant iakttagelse i resultaten är att inom varje virkesdimension är vid förankringsbrott kvoten mellan tillåtet moment och effektiv area ungefär konstant om plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller. Motsvarande gäller vid plåtbrott för kvoten mellan tillåtet moment och plåtbredden. Att M/A respektive M/b är konstant anger att hela förbandet är i det närmaste plasticerat vid brott, dvs kraften per ytenhet respektive per breddcentimeter plåt är konstant över större delen av förbandet. Om så ej är fallet, skulle nämligen den effektiva areans storlek eller plåtens bredd inverka så att kvoterna varierade. De variationer i kvoterna som iakttagits beror dels på spridning på grund av varierande fuktkvot och volymvikt, dels beror det på att områden närmast neutrallagret ej är helt plasticerade. Dessutom torde träet på trycksidan endast vara plasticerat

närmast den tryckta kanten. Att förutsättningar för en plasticering i förbandet föreligger, framgår också tydligt av krökningen hos de deformationskurvor som erhållits. Av kurvornas krökning kan man gissa att förbandet har elastoplastiska egenskaper redan vid låga påkänningar. För ett idealelastiskt förband är nämligen arbetskurvan linjär upp till sträckgränsen, varefter den böjer av. För spikplåtsförband kan ingen markant flytgräns iakttas i deformationskurvorna. Det medför i kombination med kurvornas krökning att man redan vid tillåtna påkänningar får räkna med en omfördelning av spänningarna i förbandet vid långtidslast (om ej krypningen är proportionell mot spänningen). Spänningsomlagringen kommer dessutom normalt att medföra att deformationerna vid belastning ökar med tiden, se vidare punkt 9. I avsnitt 6.7 skall visas hur man kan ställa upp en beräkningsteori för spikplåtar åverkade av moment med utgångspunkt från jämviktsvillkoren vid full plasticering.

Lägger man in tillåtet moment för respektive förband i kurvorna över vinkeländringen, finner man att vinkeländringen vid tillåtet moment i stort sett är konstant, oberoende av plåtstorlek och virkesdimension. Detta gäller för förband, där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller. Hur detta kan utnyttjas i en beräkningsmodell för deformationer visas under 6.8.

6.7 Metod för beräkning av tillåtet moment

Med utgångspunkt från jämviktsvillkoren när förbandet plasticerats, skall här visas hur man kan ange en metod att bestämma tillåtet moment för spikplåtsförband. Av figur 6.5 framgår att neutrallagret vid brott ligger på ungefär en tredjedel av virkeshöjden, räknat från den tryckta kanten. Regelbundna kontrollmätningar visade att neutrallagret ungefär intog detta läge, oberoende av virkesdimension och plåtstorlek. Här antages i fortsättningen att neutrallagret vid brott ligger på en tredjedel av virkes-

höjden, räknat från den tryckta kanten, om plåtens centrumlinje sammanfaller med virkets eller ligger närmare den dragna kanten. Vid försöken har inga prov utförts där plåtens centrumlinje ligger närmare den tryckta kanten än virkets centrumlinje. Antagandet gäller förmodligen inte i detta fall.

Vidare antas att förbandet är helt plasticerat både på trycksidan (virket) och på dragsidan (plåten). Speciellt vid korta plåtar torde detta antagande ge för låga värden på tillåtet moment då förbandet knappast är plasticerat på trycksidan. Slutligen förutsätts att virket tar upp hela tryckpåkänningen vid moment.

Figur 6.23 visar spänningsfördelningen vid full plasticering om plåtens centrumlinje sammanfaller med virkets eller ligger närmare den dragna kanten. Det har antagits att förankringen mellan plåt och trä är avgörande för förbandets hållfasthet. Två fall måste behandlas, nämligen dels om en del av plåten ligger i den tryckta zonen, fall I, och dels om hela plåten ligger i den dragna zonen, fall II. Skillnaden mellan de båda fallen framgår av figur 6.23.

För fall I gäller med beteckningar enligt figuren

$$b \geq \frac{2B-3d}{3} \quad (6:13)$$

$$B \geq b + 2d \quad (6:14)$$

Ur jämviktsvillkoren erhålls (en plåt på vardera sidan)

$$T = D = n\tau_o \cdot \frac{(a-2c)(2B-3d)}{3} \quad (6:15)$$

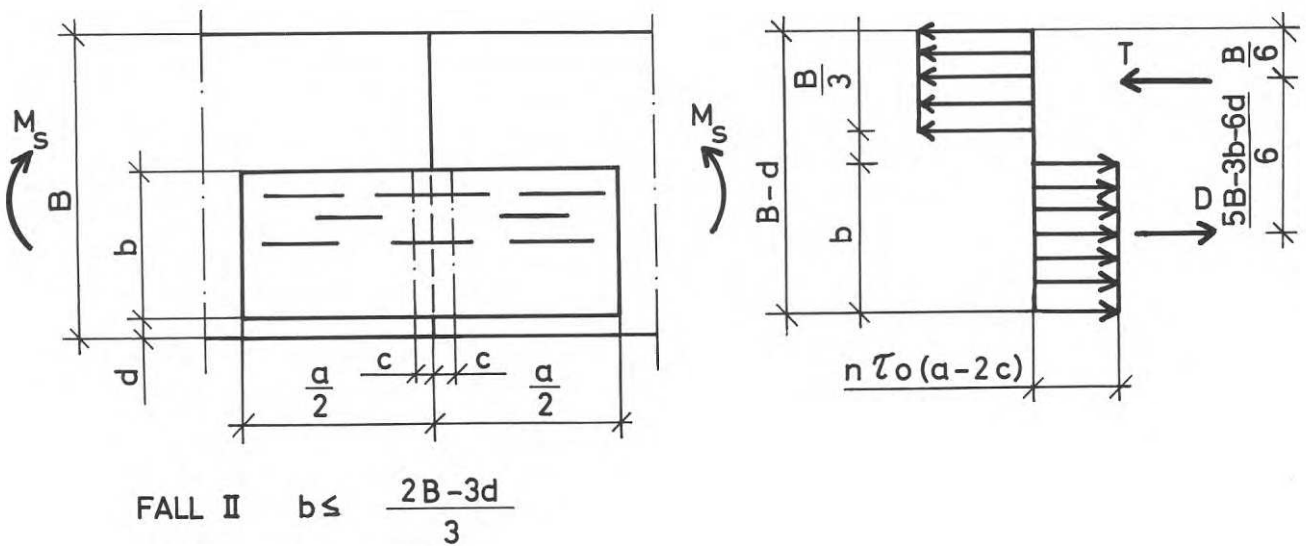
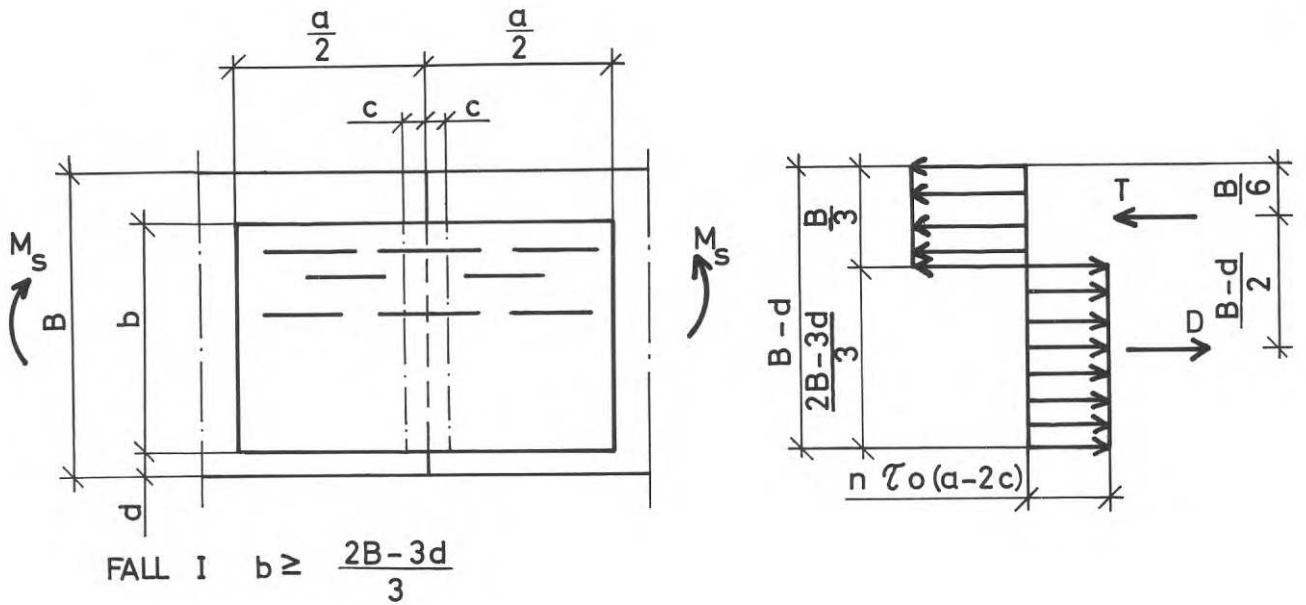
$n\tau_o$ är det värde på τ vid vilket plasticering inträder.

$$M_s = \frac{D(B-d)}{2} = \frac{n\tau_o(a-2c)(2B-3d)(B-d)}{6} \quad (6:16)$$

För fall II gäller

$$b \leq \frac{2B-3d}{3} \quad (6:17)$$

$$B \geq b + 2d \quad (6:18)$$



Figur 6.23 Spänningsfördelningen vid full plasticering om plåten förskjuts mot den dragna kanten. ($B \geq b + 2d$). B anger virkets bredd.

Ur jämviktsvillkoren erhålls

$$T = D = n \tau_o (a-2c)b \quad (6:19)$$

$$M_s = D \cdot \frac{5B-3b-6d}{6} = \frac{n \tau_o (a-2c)b(5B-3b-6d)}{6} \quad (6:20)$$

Uttrycken för moment förenklas om man inför $(a-2c)b=A$, där A anger den effektiva arean. Härvid erhålls

$$\text{Fall I: } M_s = \frac{n \tau_o A(2B-3d)(B-d)}{6b} \quad (6:21)$$

$$\text{Fall II } M_s = \frac{n \tau_o A(5B-3b-6d)}{6} \quad (6:22)$$

Giltigheten av ekvation (6:22) kan ifrågasättas om $b \ll B$. Det är troligt att neutrallagret då förskjuts uppåt, vilket ökar den inre hävarmen. För förband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller kan uttrycken förenklas ytterligare. Då gäller nämligen att

$$d = \frac{B-b}{2} \quad (6:23)$$

Införes detta villkor i ekvationerna (6:21) och (6:22) erhålls

$$\text{Fall I } M_s = \frac{n \tau_o A(B+3b)(B+b)}{24b} \quad (6:24)$$

$$\text{Fall II } M_s = \frac{n \tau_o BA}{3} \quad (6:25)$$

Ekvation (6:24) gäller om $b \geq \frac{B}{3}$ och ekvation (6:25) gäller om $b \leq \frac{B}{3}$. Enligt försöksresultaten (sid 113) är emellertid kvoten M/A ungefär konstant även då $b > \frac{B}{3}$. I syfte att förenkla ekvation (6:24) är det därför av intresse att studera funktionen

$$f(b,B) = \frac{(B+3b)(B+b)}{24b} \quad (6:26)$$

för $b \geq \frac{B}{3}$ och $9,5 < B < 22$ cm.

I figur 6.24 är $f(b,B)$ redovisad grafiskt. Av figuren framgår att om $b > \frac{B}{3}$ är $f(b,B)$ ungefär konstant när B hålls konstant och b varierar.

Vidare framgår att vid de givna kriterierna på b och B kan $f(b,B)$ ersättas med uttrycket $B/3$ utan att felet överstiger 10%. Med hänsyn till de förenklingar som uppnås införes kvoten $\frac{B}{3}$ i beräkningsmodellen i st f $f(b,B)$. Ekvation (6:24) kan nu skrivas

$$\text{Fall I} \quad M_s = \frac{n \zeta_o BA}{3} \quad (6:27)$$

dvs samma uttryck som för fall II (om plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller).

För förband enligt fall I medverkar vid moment ej den del av plåten som ligger på trycksidan. Detta kan utnyttjas så att ekvation (6.21) förenklas även för förband där plåtens och virkets centrumlinjer ej sammanfaller. För förband enligt fall I kan man nämligen införa en fiktiv fogarea A' . Brottmomentet för fall I ($B \geq b + 2d$) kan då generellt uttryckas som

$$M = \frac{n \zeta_o BA'}{3} \quad (6:28)$$

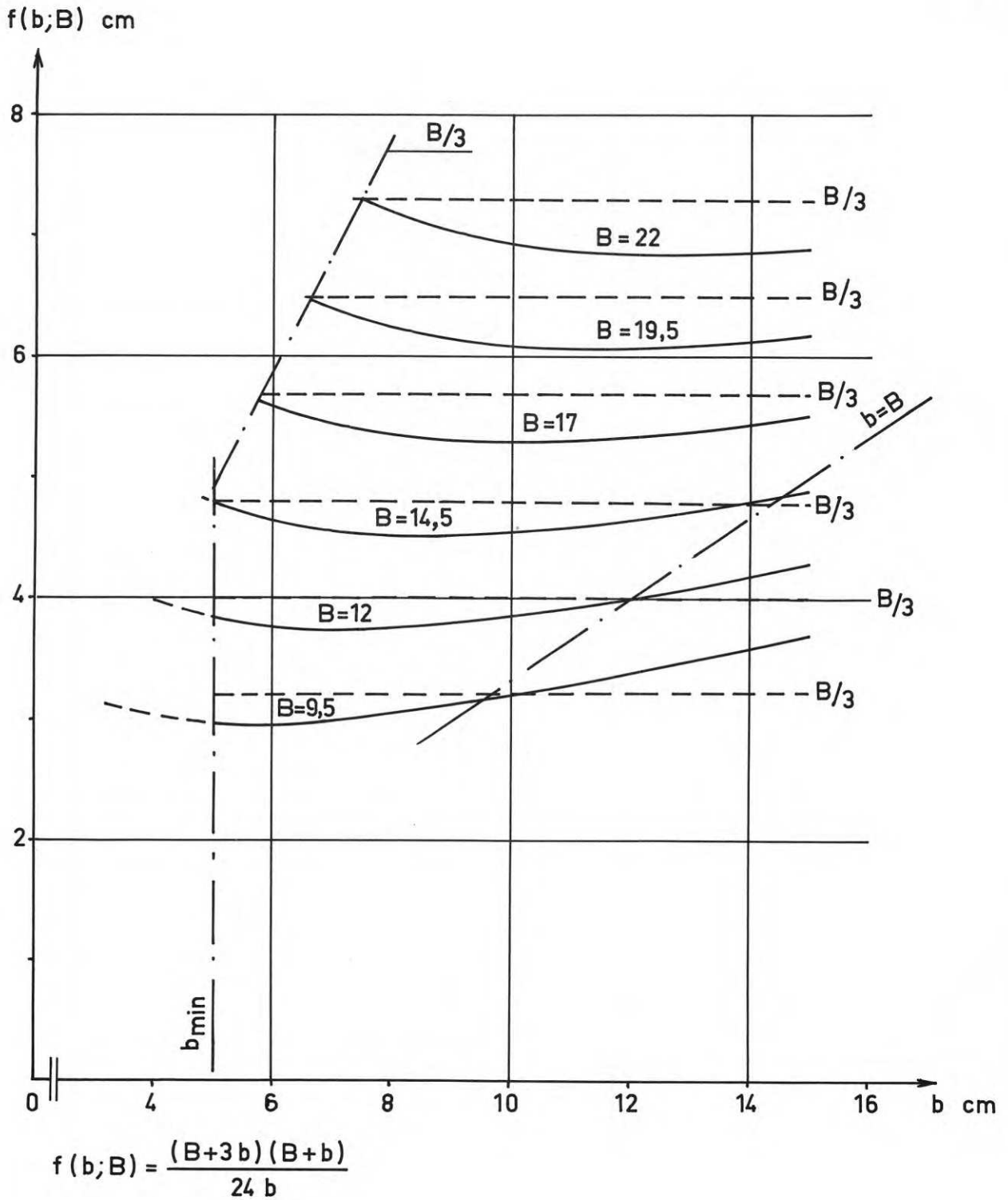
där A' beräknas som

$$A' = (a-2c) \cdot (B-2d) \quad (6:29)$$

Ekvationerna (6:28) och (6:29) ger efter förlängning av ekvation (6:28) med b följande uttryck för brottmoment om plåten placeras enligt fall I

$$M = \frac{n \zeta_o BA(B-2d)}{3b} \quad (6:30)$$

Slutligen skall även behandlas fall där plåtens centrumlinje ligger närmare än halva virkeshöjden från den tryckta virkeskanten, dvs med samma beteckningar som tidigare $B < b + 2d$. Här har inga försök utförts med denna placering av plåten, varför den nedan angivna teorin ej kan verifieras. Om $B < b + 2d$, är det troligt att neutrallagret intar ett annat läge än som tidigare förutsatts. För att återföra detta fall till den tidigare uppställda teorin, kan man införa en fiktiv virkeshöjd:



Figur 6.24 Grafisk återgivning av funktionen $f(b,B)$ vid konstanta värden på B . Streckade linjer anger kvoten $\frac{B}{3}$ för angivna värden på B .

$$B' = 2B - b - 2d \quad \text{i st f B i ekvation (6:27)}$$

Den införda fiktiva virkeshöjden B' är angiven så att virkets och plåtens centrumlinjer sammanfaller i det fiktiva förbandet, se figur 6.25.

Momentet vid full plasticering om $B < b + 2d$ erhålls alltså som

$$M_s = \frac{n \tau_o (2B - b - 2d) A}{3} \quad (6:31)$$

Hittills har endast behandlats fall där förankringsbrott antages inträffa. Vid brott i plåten erhålls brottbilder av samma karaktär som vid förankringsbrott. Jfr figurerna 6.23 och 6.25. Skillnaden är att $n \tau_o \cdot (a - 2c)$ ersätts med $n p_o$.

Om man slutligen antar att plasticitetsgränsen överensstämmer med förbandets brotthållfasthet, erhålls följande uttryck för tillåtet moment över förbandet.

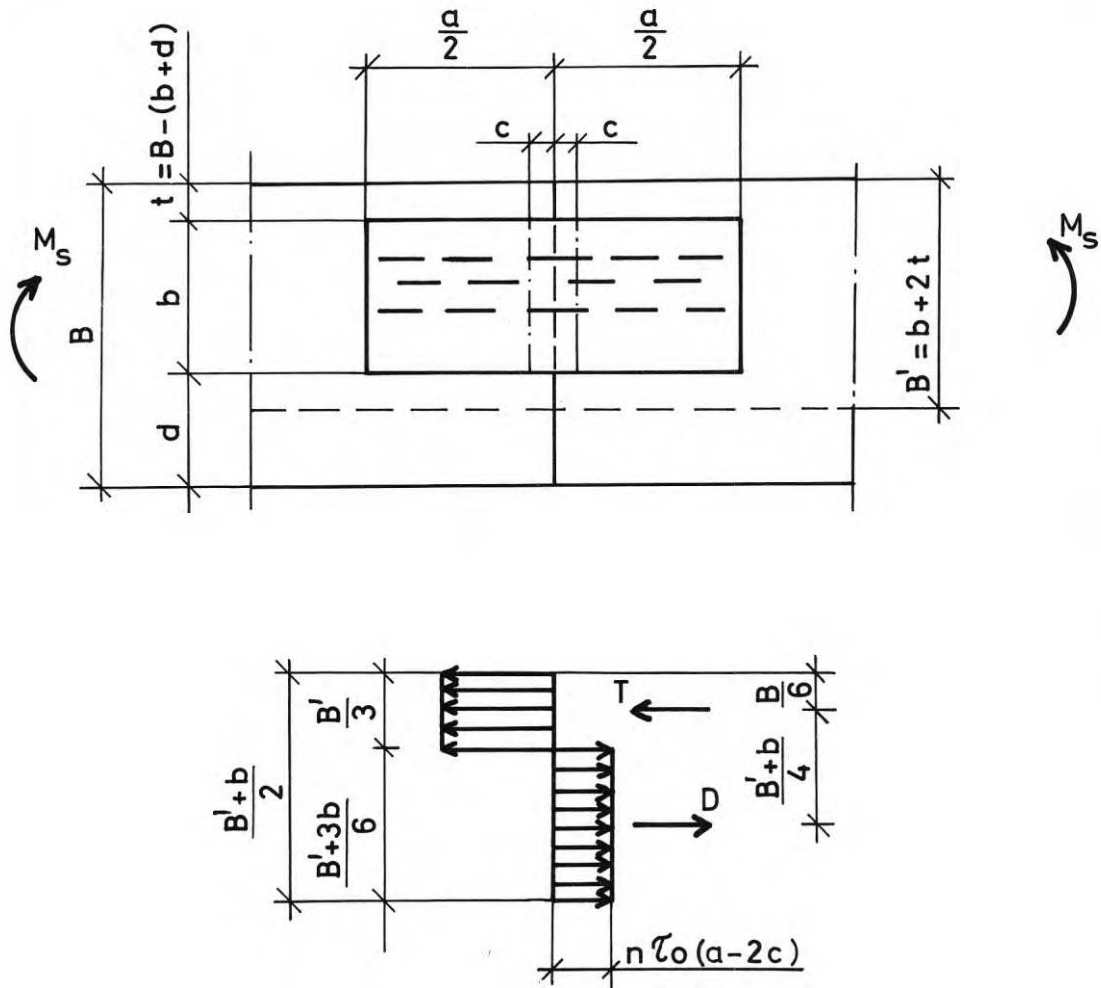
Om $B \geq b + 2d$ gäller

$$M_{\text{till}} \leq \begin{cases} \frac{\tau_o B A (B - 2d)}{3b} & \text{om } b \geq \frac{2B - 3d}{3} \end{cases} \quad (6:32)$$

$$\frac{2p_o B (B - 2d)}{3} \quad (6:33)$$

$$M_{\text{till}} \leq \begin{cases} \frac{\tau_o A (5B - 3b - 6d)}{6} & \text{om } b \leq \frac{2B - 3d}{3} \end{cases} \quad (6:34)$$

$$\frac{p_o b (5B - 3b - 6d)}{3} \quad (6:35)$$



Figur 6.25 Spänningsfördelningen vid full plasticering om $B < b + 2d$.

Om $B < b + 2d$ gäller

$$M_{\text{till}} \leq \begin{cases} \frac{\tau_o (2B-b-2d)A}{3} & (6:36) \\ \frac{2p_o b(2B-b-2d)}{3} & (6:37) \end{cases}$$

Slutligen gäller för specialfallet $B = b + 2d$

$$M_{\text{till}} \leq \begin{cases} \frac{\tau_o BA}{3} & (6:38) \\ \frac{2p_o Bb}{3} & (6:39) \end{cases}$$

Det lägsta värdet på tillåtet moment väljs.

Här angivna beräkningsmetoder grundar sig på provningar av spikplåtar i 45 mm virke.

Metoden bör dock kunna användas utan större fel för virke vars tjocklek överstiger 34 mm.

I tabellerna 6.8 och 6.9 jämförs vid provningen erhållna tillåtna moment med tillåtna moment enligt här angivna beräkningsmetoder.

I tabellerna anges också tillåtna moment enligt nuvarande anvisningar från NKB /3/. Härvid gäller

$$M_{\text{till}} \leq \begin{cases} \tau_M \cdot \frac{I_P}{r_{\text{max}}} & (6:2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{p_o b^2}{2} & (6:40) \end{cases}$$

$\tau_{M_{\text{max}}}$ är för Hydro-Nail $E = 0,8 \tau_o$ kp/cm².

Jämförelsen med NKB:s anvisningar är i princip inte korrekt, då NKB förutsätter spel mellan virkesdelarna. I avvaktan på anvisningar där anliggningen mellan virkesdelarna får utnyttjas, tillämpas dock NKB:s anvisningar. Syftet med jämförelsen är att visa vilken höjning av tillåtet moment som kan erhållas om förbanden konsekvent utförs med anliggning.

Ekvation (6:40) återger det uttryck på tillåtet moment som erhålls om man i plasticitetsteorin antar att både drag- och tryckkrafter tas upp av plåten. Spelet mellan virkesdelarna får ej vara så stort att plåten bucklas.

Som tidigare angivits, bygger ekvation (6:2) på premisser som ligger på säkra sidan. Det framgår också mycket tydligt av tabellerna 6.8 och 6:9. Utgår man från plasticitetsteorin även för förband med förankringsbrott och antar att både tryck- och dragpåkänningar upptas mellan plåt och trä, erhålls följande uttryck för tillåtet moment

$$M_{\text{till}} = \frac{\tau_0 bA}{4} \quad (6:41)$$

Moment beräknade enligt ekvation (6:41) framgår av sista kolumnen i tabellerna 6.8 och 6.9. Här har inga försök utförts för att bekräfta formelns giltighet för förband med spel, men sambanden för vinkeländringar för förband med spel antyder att den ger rimliga värden. Tillämpas ekvation (6:41) på de resultat som anges av Aune i /8/ för bjälkar, längdskarvade med spikplåtar, erhålls god överensstämmelse med hans försöksresultat. Det antyder att ekvationen bör kunna användas för att dimensionera spikplåtsförband med spel mellan virkesdelarna där man ej kan tillåta att spelet går ihop.

Av tabellerna 6.8 och 6:9 framgår att här angiven beräkningsmetod där anläggningen mellan virkesdelarna utnyttjas, ger tillåtna moment som ligger 20 à 30 % lägre än vid provningen erhållna tillåtna moment. En orsak till att beräknade värden ligger lägre än provade är att här har räknats med $\tau_0 = 13 \text{ kp/cm}^2$. Som visats i avsnitt 4 är detta värde ungefär 10% för lågt om man räknar om brottvärdena till en enhetlig tryckhållfasthet hos virket om 350 kp/cm^2 . Även värdet på tillåten plåthållfasthet p_0 är i nuvarande anvisningar avrundat nedåt. En annan orsak till att de beräknade värdena ligger lägre är att virket ej varit helt plasticerat som antagits i den teoretiska modellen. Det medför att den inre hävarmen och därmed även momentet under-

Tabell 6:8 Jämförelse mellan vid provningen erhållna tillåtna moment och beräknade tillåtna moment.
Plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Virkets höjd B	Plåtens bredd b	Plåtens längd a	Brott- typ	Provats moment M_{till}	Tillåtet moment enl ekv (6:32) (6:39)		$\frac{M_{till}}{\tau_{till, min}}$	Moment enl NKB		Tillåtet moment enl ekv (6:41) kpcm
					τ_{till} kpcm	P_{till} kpcm		τ_{till} kpcm	P_{till} kpcm	
12	10,2	11,4	1	6100	5000	8200	1,2	1900	5200	3180
12	10,2	15,2	1+3	8800	7000	8200	1,3	2800	5200	4470
12	10,2	19,1	3	9900	9050	8200	1,2	4000	5200	5760
12	12,7	11,4	1	8200	5900	9600	1,4	2100	6000	4400
12	12,7	15,2	1	9500	8200	9600	1,2	3200	6000	6160
12	12,7	19,1	3	12400	10700	9600	1,3	4500	6000	7990
17	10,2	11,4	1	8700	7100	11600	1,2	1900	5200	3180
17	10,2	15,2	1+3	12500	10000	11600	1,2	2800	5200	4470
17	10,2	19,1	3	13900	12800	11600	1,2	4000	5200	5760
17	12,7	11,4	1	12400	8800	14400	1,4	2800	8100	4910
17	12,7	15,2	1	13900	12400	14400	1,1	4100	8100	6890
17	12,7	19,1	3	16700	16000	14400	1,2	5700	8100	8950
17	15,2	15,2	1+3	18200	14700	17200	1,2	5700	11500	9880
17	15,2	19,1	3	20000	19100	17200	1,2	7800	11500	12840
22	12,7	11,4	1	14500	11300	18600	1,3	2800	8100	4910
22	12,7	19,1	3	23300	20700	18600	1,3	5700	8100	8950
22	15,2	15,2	1+3	25000	19000	22300	1,3	5700	11500	9880
22	15,2	19,1	3	26700	24700	22300	1,2	7800	11500	12840

a) 1 = förankringsbrott (τ_o) 3 = plåtbrott (p_o)

Tabell 6.9 Jämförelse mellan vid provningen erhållna tillåtna moment och beräknade tillåtna moment. Plåtens centrumlinje ligger närmare den dragna kanten än virkets.

Virkets höjd B	Plåtens bredd b	Plåtens längd a	Plåtens avstånd från dragna kanten	Brott- typ	Provats moment M_{till}	Moment enl ekv (6:32)		$\frac{M_{till}}{\tau_o, p_o}$	Moment enl NKB		Moment enl ekv. 6:41 M_{till}
						M_{till}^o	M_{till}		τ_o	M_{till}^o	
17	15,2	15,2	1	1+3	18200	14700	17200	1,2	5700	11500	9880
17	2x7,6	15,2	1	1+3	16500	14700	17200	1,1			
17	7,6	15,2	1	3	15400	12200	14200	1,3	1750	2890	2470
17	7,6	15,2	3,5	1+3	11000	89200	10400	1,2	1750	2890	2470

a) 1 = förankringsbrott (τ_o) 3 = plåtbrott (p_o)

skattas. Att virket ej varit helt plasticerat framgår bl a av att skillnaden mellan provning och beräkning blir större vid korta plåtar där tryckpåkänningen avtar.

Den angivna beräkningsmodellen ger alltså värden på tillåtna moment som ligger 10 à 15% på säkra sidan även efter höjning av grundvärdet τ_0 . De nya teorierna ger dock väsentligt bättre överensstämmelse med försöksresultaten än NKB:s anvisningar, jfr kommentarer på sid 146. Önskar man dimensionera förbanden så att eventuella spel mellan virkesdelarna ej går ihop, bör ekvationerna (6:40) och (6:41) användas. Utföres förbanden med anliggning mellan virkesdelarna, utnyttjas här härledda beräkningsmetoder.

6.8 Korttidsvinkeländringen över skarven

Inläggs i figurerna 6.13 till 6.19 tillåtet moment, beräknat enligt under punkt 6.6 angivna metoder, framgår att vinkeländringen vid tillåtet moment i stort sett är konstant oberoende av plåtstorlek, plåtplacering och virkesdimension (gäller ej förband med spel). Vinkeländring \emptyset vid tillåtet moment uppgår i medeltal till $0,32 \cdot 10^{-2}$ rad. Sambandet mellan vinkeländring och moment antyder att ett uttryck av typen

$$\emptyset = k \left(\frac{M}{M_{\text{till}}} \right)^a \quad (6:42)$$

bör kunna anpassas till kurvorna över vinkeländringen där k är konstant. Exponenten a kan däremot icke ges ett konstant värde, oberoende av plåt- och virkesdimensionerna. För B = 120 mm ger a = 2 och för B = 170 mm ger a = 1,5 god överensstämmelse med försöksresultaten. För B = 220 mm är antalet prov för litet för en säker bedömning. Här avstås från att försöka ange något generellt värde på a.

Ur många synpunkter är det emellertid oftare enklare att arbeta med ett linjärt samband mellan moment och vinkeländring. Det gäller exempelvis

om man vill dimensionera enligt superpositionsprinciper. Formen på de kurvor som anger sambandet mellan vinkeländring och moment visar att krökningen inte är större än att kurvan bör kunna ersättas med en rät linje, om momentet ej överstiger det tillåtna. Vid anpassning av en rät linje till försöksresultaten tas här det förhållandet till utgångspunkt att kvoten M/A är konstant inom en viss virkesdimension för förband där plåtens och virkets centrumlinje sammanfaller. Den sökta linjen skall alltså gå genom origo och punkten $(\frac{M_{till}}{A}; \varnothing_{till})$. Allmänt kan linjens ekvation tecknas

$$\varnothing = f(B) \cdot \frac{M}{A} \quad (6:43)$$

$$f(B) = (10-0,32B) \cdot 10^{-5} \left[\frac{\text{cm}}{\text{kp}} \right] \quad (6:44)$$

där B vid provningen ej överstigit 22 cm.

Vinkeländringen över skarven upp till tillåtet moment kan alltså beräknas enligt det rätlinjiga sambandet

$$\varnothing = (10-0,32B) \cdot 10^{-5} \frac{M}{A} \quad (6:45)$$

Ekvation (6:45) gäller för förband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller, dvs $B = b + 2d$. Om $B > b + 2d$ och om $b \geq \frac{2B-3d}{3}$ (fig 6.23, fall I) kan som tidigare en fiktiv area A' införas vilket ger

$$\varnothing = (10-0,32B) \cdot 10^{-5} \frac{M}{A} \cdot \frac{b}{B-2d} \quad (6:46)$$

Om $B > b + 2d$ och om $b \leq \frac{2B-3d}{3}$ införes även här en fiktiv area

$A' = (B-2d)(a-2c)$, men här tillkommer att man måste korrigera för att

hela plåten faller på den dragna sidan, varvid ett område närmast neutral-lagret ej är täckt av plåten (fig 6.23, fall II).

Vinkeländringen erhålls efter korrigering som

$$\varnothing = (10-0,32B) \frac{M}{A} \cdot \frac{b(7B - 6b - 12d)}{2(B-2d)(2B-3b-3d)} \cdot 10^{-5} \quad (6:47)$$

Om $B < b + 2d$ införes, som tidigare behandlats, en fiktiv virkeshöjd $B' = 2B - 2d$, figur 6.25. Ekvation (6:45) tecknas alltså om $B < b + 2d$

$$\varnothing = (10 - 0.32B') \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M}{A} \quad (6:48)$$

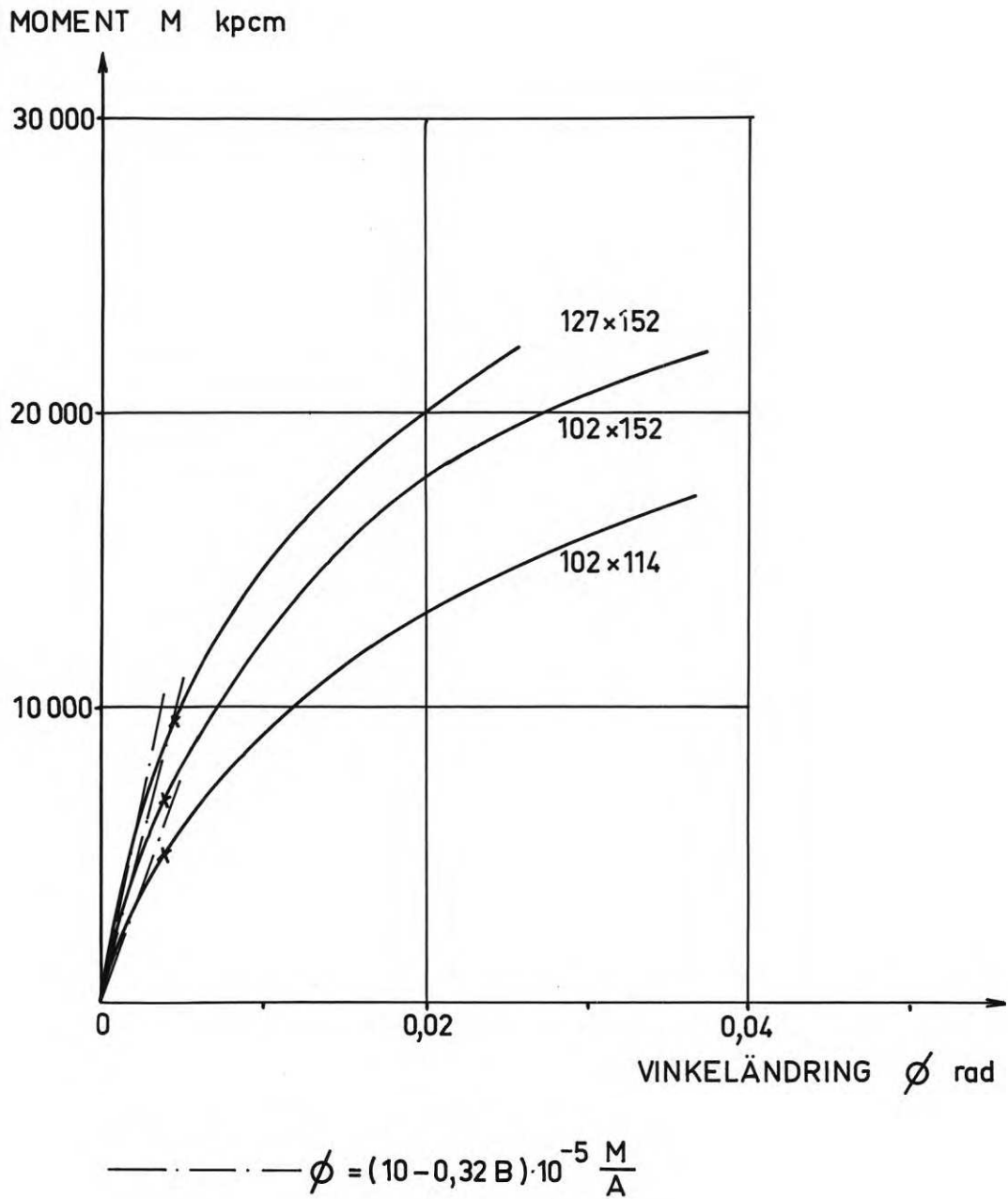
I figurerna 6.26, 6.27 och 6.28 visas hur vinkeländringen enligt ekvationerna (6:45) - (6:48) förhåller sig till den uppmätta vinkeländringen.

Angivna uttryck på vinkeländringen har verifierats experimentellt endast för plåtlängder under 200 mm. Det är dock troligt att resultaten kan utsträckas att gälla för större plåtar.

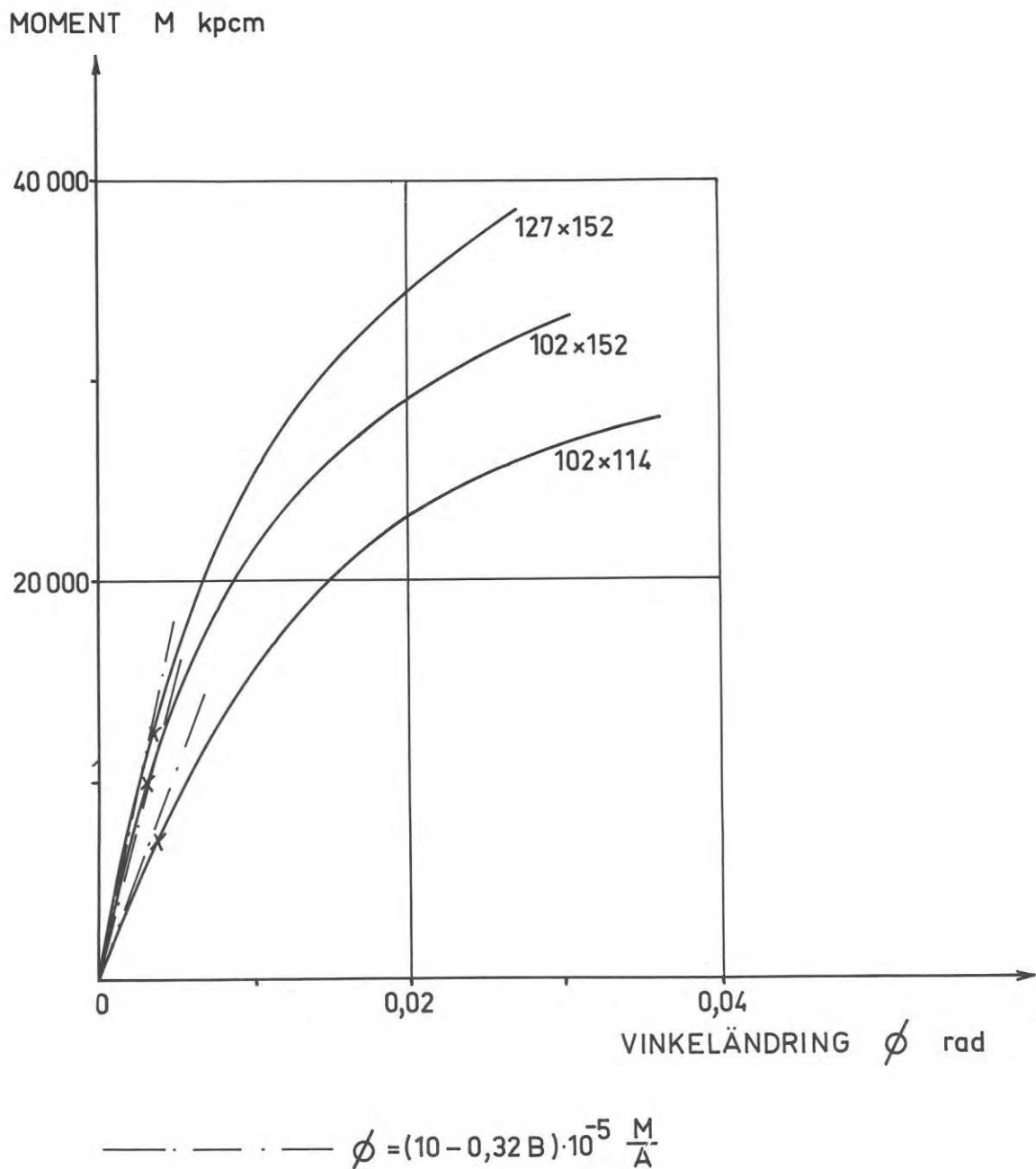
Slutligen skall den tillskottsvinkeländring som ett spel mellan virkesdelarna ger upphov till kommenteras. Om spelet mellan virkesdelarna betecknas s , krävs en vinkeländring $\varnothing_s = 2s/B$ över förbandet för att virkesdelarna skall komma i kontakt under förutsättning att vridningscentrum ligger mitt på virkeshöjden. Vid måttliga spel mellan virkesdelarna erhålls alltså följande uttryck på vinkeländringen över skarven om plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller

$$\varnothing = (10 - 0,32B) \cdot 10^{-5} \frac{M}{A} + \frac{2s}{B} \quad (6:49)$$

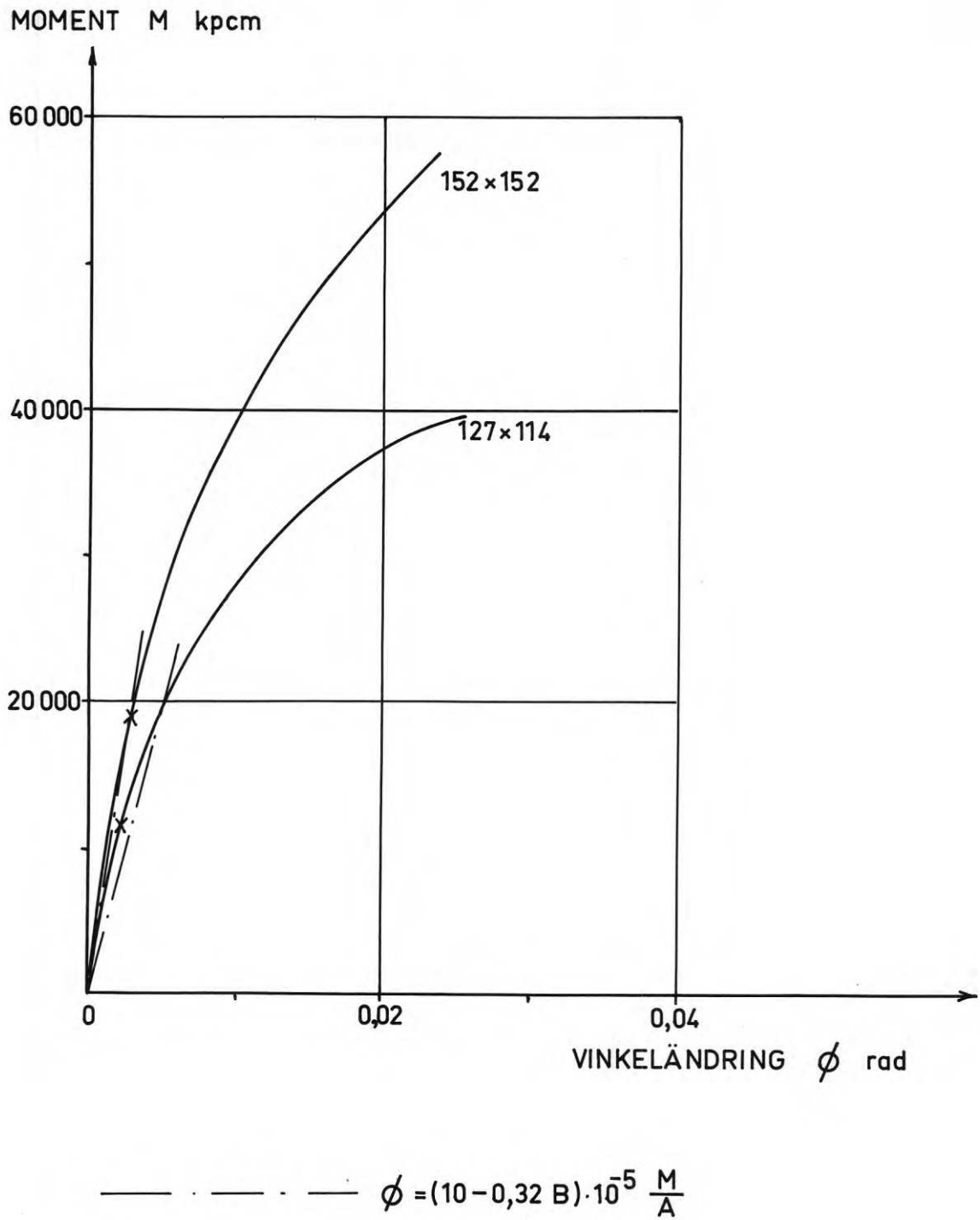
Ekvation (6:49) gäller om momentet är så stort att spelet går ihop vid belastning. Här utförda försök ger inget underlag för en bedömning av vinkeländringen hos förband där spelet ej går ihop. De få försök som utförts med spel antyder dock att vinkeländringen är minst tre gånger så stor för förband med spel till dess att spelet gått ihop, därefter gäller ekvation (6:49).



Figur 6.26 Jämförelse mellan uppmätt vinkeländring ϕ och beräknad vinkeländring enligt ekvation (6:45). Tillåtet moment är markerat med x. Virkets dimension är 45 x 120 mm. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



Figur 6.27 Jämförelse mellan uppmätt vinkeländring ϕ och enligt ekvation (6:45) beräknad vinkeländring. Tillåtet moment är markerat med x. Virkets dimension är 45 x 170 mm. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.



Figur 6.28 Jämförelse mellan uppmätt vinkeländring ϕ och enligt ekvation (6:45) beräknad vinkeländring. Tillåtet moment är markerat med x. Virkets dimension är 45 x 220 mm. Siffrorna i figuren avser använd plåtstorlek i mm.

7. SPIKPLÅTSFÖRBAND ÅVERKADE AV MOMENT OCH DRAGKRAFT

7.1 Bakgrund

Inga försöksresultat för spikplåtsförband utsatta för sammansatta påkänningar har såvitt bekant publicerats ännu. När NKB behandlade frågan om hur hänsyn skulle tas till samtidig inverkan av normalkraft (dragkraft) och moment infördes anvisningar som bedömdes ligga på säkra sidan utan att plåtstorlekarna behövde ökas nämnvärt. Vid förankringsbrott föreskriver NKB /3/:

$$\tau_{\alpha} + \tau_M \leq 1,5 \tau_0 \quad (7:1)$$

$$\tau_{\alpha} \leq \tau_0; \tau_M \leq c \cdot \tau_0$$

τ_{α} är skjuvpåkänningen mellan plåt och trä på grund av normalkraften

τ_M är skjuvpåkänningen mellan plåt och trä på grund av moment

c är en konstant vars värde beror av plåttypen.

Höjningen av grundvärdet motiverades av att dels anger τ_M den maximala kantpåkänningen av böjande moment, dels har τ_{α} och τ_M samma riktning endast över vissa delar av plåten. En vektoraddition av τ_{α} och τ_M vore därför mera korrekt.

Hur hänsyn tas till sammansatta påkänningar i plåten är inte klart angivet i NKB:s förslag men anvisningarna bör kunna tolkas som

$$p_{\alpha} + p_M < 1,5 p_0 \quad (7:2)$$

$$p_{\alpha} \leq p_0; \quad p_M \leq 1,5 p_0$$

p anger påkänningarna i plåten.

Från NKB:s sida är man medveten om bristerna i de nuvarande reglerna, men de är som nämnts angivna i avvaktan på att forskningen kommer igång.

Denna undersökning är ett led i detta arbete. För att avgränsa undersökningen har här endast testats förband där plåtens centrumlinje sammanfaller med virkets. Vidare har av försökstekniska skäl endast samtidig inverkan av dragkraft och moment undersökts. Avsikten är att genomföra en separat undersökning av spikförband åverkade av tryckkrafter när försöksutrustningen kompletterats.

7.2 Provningens uppläggning och omfattning

Vid försöken användes som tidigare virke med en medelvolymvikt av ungefär $0,45 \text{ g/cm}^3$ och en fuktkvot av 15%. Spikplåtstypen är densamma. Provningsutrustning saknades för att kontinuerligt öka både moment och normalkraft. I stället valdes att anbringa en konstant dragkraft vid fyra olika nivåer och sedan momentbelasta varje förband till brott. Antal prov och fördelning på olika provserier framgår av tabell 7.1

Tabell 7.1 Antal prov under punkt 7

Virkes dimension mm	Plåtstorlek mm	Tillåten dragkraft N_{till} kp	Anbringad normalkraft			
			0,5 N_{till}	N_{till}	1,5 N_{till}	2 N_{till}
45 x 120	102 x 152	1750	5	5	5	5
45 x 170	127 x 152	2180	5	5	5	5
45 x 170	152 x 152	2600	5	5	5	5
45 x 220	152 x 152	2600	5	5	5	5

Totalt provades 80 förband

Vid provningen utfördes samma mätningar som under punkt 6, dessutom tillkom registrering av normalkraften.

7.3 Provningens utförande

Momentbelastningen utfördes på samma sätt som under punkt 6. För att anbringa normalkraften användes en hydraulcylinder med handpump. Normalkraften registrerades med hjälp av en elektrisk lastcell, ansluten till en skrivare. Normalkraften hölls konstant vid avsedd nivå under hela försöket. Nedböjning och vinkeländring registrerades på samma sätt som vid provning med enbart moment. Vid provningen ansattes först normalkraften till avsett värde, varefter transversalbelastningen påfördes.

7.4 Provningsresultat

I tabell 7.2 redovisas erhållna brottmoment vid olika värden på normalkraften. Resultaten är omräknade enligt samma principer som vid belastning med enbart moment. Momentet har korrigerats med hänsyn till provets nedböjning (se ekv. 7:28). Däremot har ingen hänsyn tagits till de små inspänningsmoment som uppstår vid upplagen på grund av provens längdändring. Moment på grund av provens egenvikt har försumrats. Vinkeländringen över skarven som funktion av momentet vid olika normalkrafter framgår av figurerna 7.1, 7.2, 7.3 och 7.4. Momentet har korrigerats för provets nedböjning. Värdet då normalkraften är noll har hämtats ur avsnitt 6.

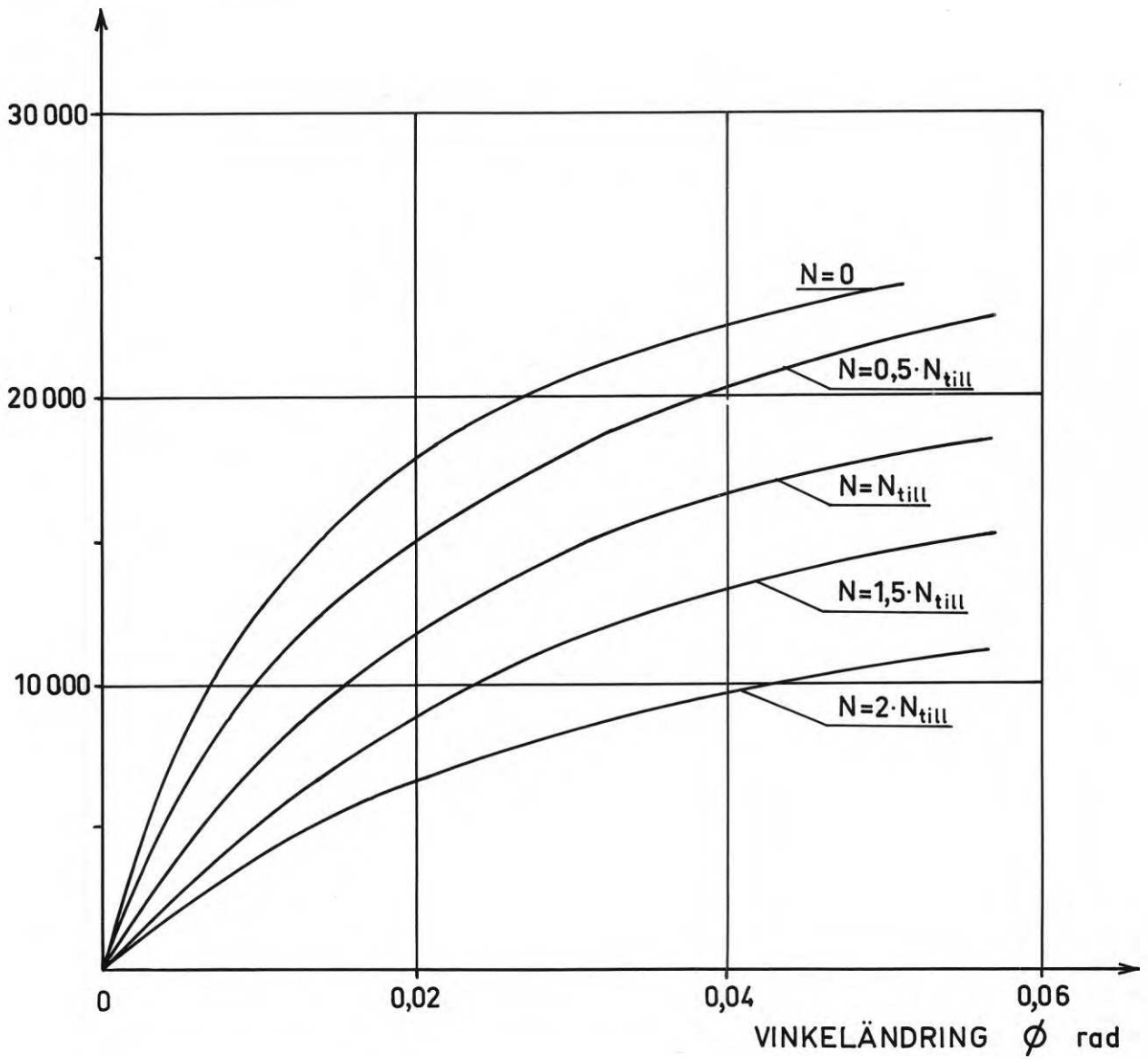
7.5 Kommentar till erhållna resultat

Som framgår av tabell 7.2 kan ett spikplåtsförband uppta stora moment även vid ett relativt högt värde på normalkraften. Detta är ytterligare ett bevis för att plasticitet råder i brottstadiet. Deformationerna ökar däremot kraftigt. Genom att hela normalkraften anbringas innan momentet appliceras, erhålls ett spel mellan virkesdelarna som ger en stor omedelbar deformation vid moment. När sedan dragkraft och moment verkar samtidigt ökas påkänningen mellan plåt och trä med en ökad nedböjning som följd. Med hänsyn till deformationerna kan man därför ibland tvingas sänka tillåtet moment vid samtidig dragkraft. Under avsnitt 7.6 visas en beräkningsmetod som tar hänsyn till ökningen av vinkeländringen över skarven.

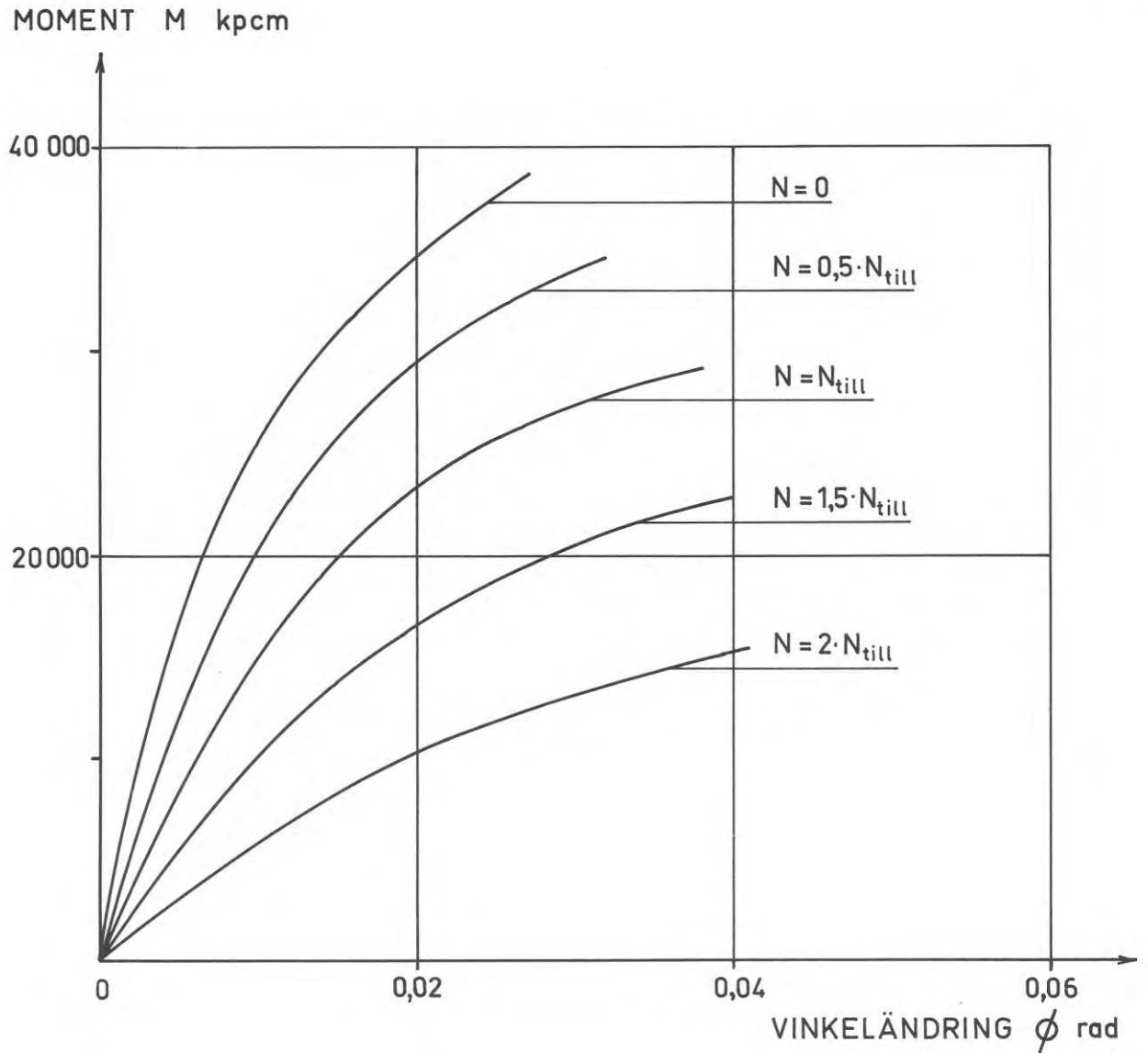
Tabell 7.2 Spikplåtsförbandens böjhallfasthet vid samtidig inverkan av dragkraft. Plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Virkets höjd B	Plåtens bredd b	Plåtens längd a	Effektiv area A	Fuktkvot u	Volymvikt r_{ou}^3	Brottstyp	Tillåten dragkraft N_{till}	Anbringad dragkraft N	Brottmoment M_{br}	Omräkn. moment M_r	Spridning i moment s_{M_r}	Karak. moment M_c	Tillåtet moment M_{till}
cm	cm	cm	cm ²	%	g/cm ³	a)	kp	kp	kpcm	kpcm	kpcm	kpcm	kpcm
12	10,2	15,2	135	14,8	0,41	1+3		0	25200	24000	780	22000	8800
12	10,2	15,2	135	15,4	0,39	1		0,5N _{till}	23800	23400	1260	20200	8100
12	10,2	15,2	135	16,0	0,40	1	1750	1,0N _{till}	21400	21500	1250	18300	7300
12	10,2	15,2	135	15,7	0,40	1		1,5N _{till}	17700	17200	1650	13100	5200
12	10,2	15,2	135	15,9	0,40	1		2,0N _{till}	13600	13300	1550	9300	3700
17	12,7	15,2	168	19,3	0,43	3		0	43600	43600	790	41600	16600
17	12,7	15,2	168	18,0	0,42	1+3		0,5N _{till}	38400	41200	2680	34500	13800
17	12,7	15,2	168	18,7	0,43	1+3	2180	1,0N _{till}	35300	39100	3800	29600	11800
17	12,7	15,2	168	18,8	0,41	1+3		1,5N _{till}	28500	33600	4190	23100	9200
17	12,7	15,2	168	16,6	0,43	3		2,0N _{till}	19500	19500	1070	16800	6700
17	15,2	15,2	200	14,1	0,47	1+3		0	53800	48300	1080	45600	18200
17	15,2	15,2	200	15,6	0,42	1+3	2600	0,5N _{till}	46100	44300	2730	37500	15000
17	15,2	15,2	200	15,8	0,42	1+3		1,0N _{till}	37400	36000	4050	25800	10300
17	15,2	15,2	200	16,8	0,41	1		1,5N _{till}	28100	29000	4250	18300	7300
17	15,2	15,2	200	18,0	0,42	1		2,0N _{till}	21500	23700	3080	16000	6400
22	15,2	15,2	200	14,7	0,41	1+3		0	69400	65600	1150	62700	25000
22	15,2	15,2	200	15,4	0,44	1+3		0,5N _{till}	62900	59100	2290	53200	21300
22	15,2	15,2	200	15,4	0,43	1+3	2600	1,0N _{till}	51600	48400	2570	41900	16700
22	15,2	15,2	200	15,3	0,41	3		1,5N _{till}	38100	38100	1990	33000	13200
22	15,2	15,2	200	16,1	0,43	1+3		2,0N _{till}	30000	28500	410	27400	10900

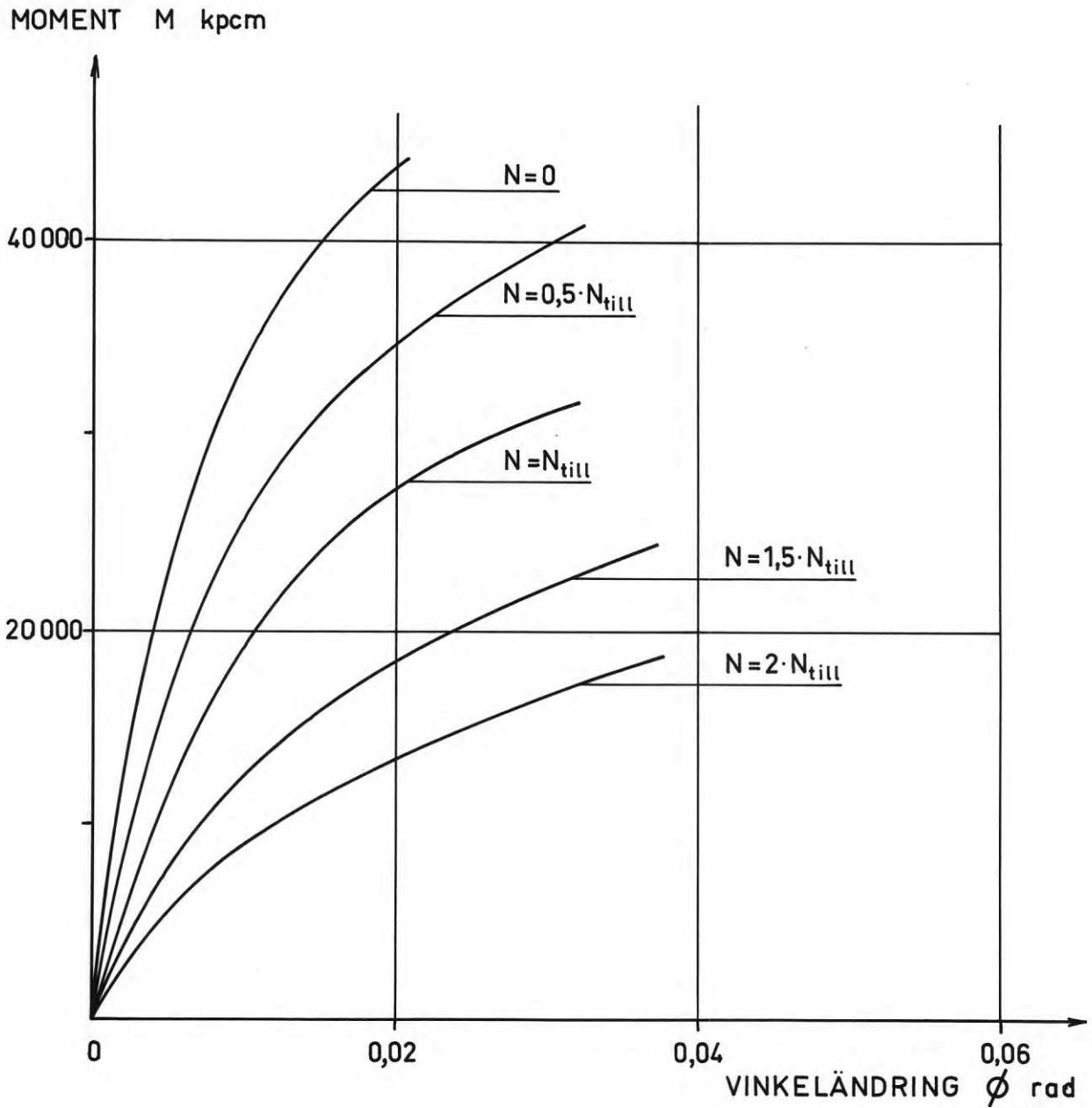
a) 1 = förankringsbrott (τ_0) 3 = plåtbrott (p_0)

MOMENT M kpcm

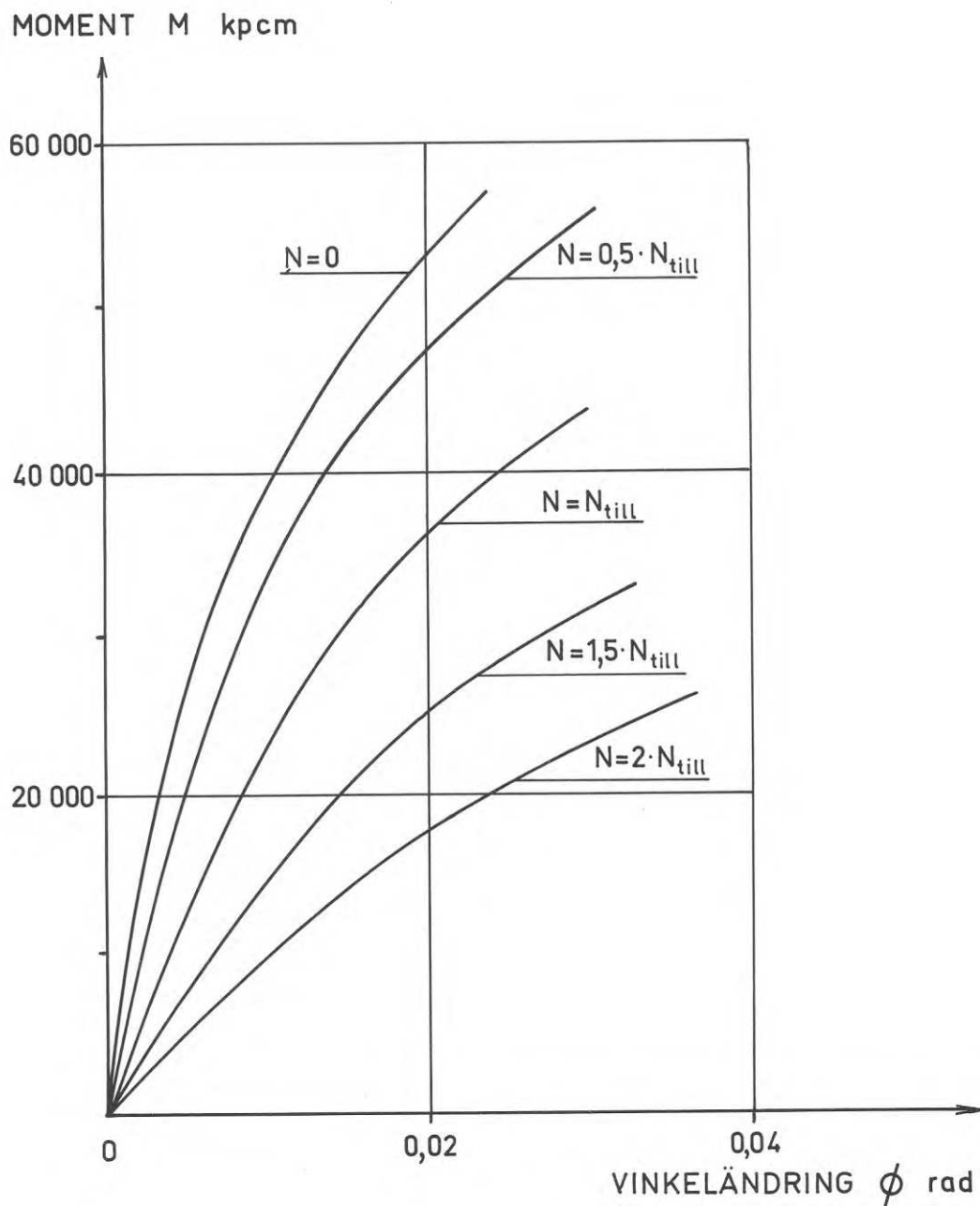
Figur 7.1 Vinkeländringen över skarven som funktion av momentet vid olika normalkrafter. Plåtens storlek är 102 x 152 mm och virkets dimension är 45 x 120 mm. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 1750 kp.



Figur 7.2 Vinkeländringen över skarven som funktion av momentet vid olika normalkrafter. Plåtens storlek är 127 x 152 mm och virkets dimension är 45 x 170 mm. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 2180 kp.



Figur 7.3 Vinkeländringen över skarven som funktion av momentet vid olika normalkrafter. Plåtens storlek är 152 x 152 mm och verkets dimension är 45 x 170 mm. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 2600 kp.



Figur 7.4 Vinkeländringen över skarven som funktion av momentet vid olika normalkrafter. Plåtens storlek är 152 x 152 mm och virkets dimension är 45 x 220 mm. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 2600 kp.

7.6 Metoder för beräkning av hållfasthet och tillskottsvinkeländringar för spikplåtsförband åverkade av moment och dragkraft

Vid beräkning av tillåtet moment för ett spikplåtsförband utsatt för samtidig dragkraft tas plasticitetsteorin som utgångspunkt för en beräkningsmodell. Trots att försöken endast omfattar prov där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller, skall här anges en generell metod för bestämning av tillåtna moment vid samtidig inverkan av normalkraft för spikplåtsförband. Utan ytterligare försök kan modellen endast användas när plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Först skall behandlas det fall när $B \geq b + 2d$.

Detta fall kan i sin tur uppdelas på tre delfall enligt nedan:

$$a) \quad b \geq \frac{2B-3d+2}{3} \xi, \text{ beteckningar se figur 7.5}$$

$$b) \quad b \leq \frac{2B-3d}{3}, \text{ beteckningar se figur 7.6}$$

$$c) \quad \frac{2B-3d+2}{3} \xi > b > \frac{2B-3d}{3}, \text{ beteckningar se figur 7.7}$$

I uttrycken ovan är

$$\xi = \frac{N}{2(\nu+1)n\tau_0(a-2c)} \quad (7:1)$$

N anger dragkraften

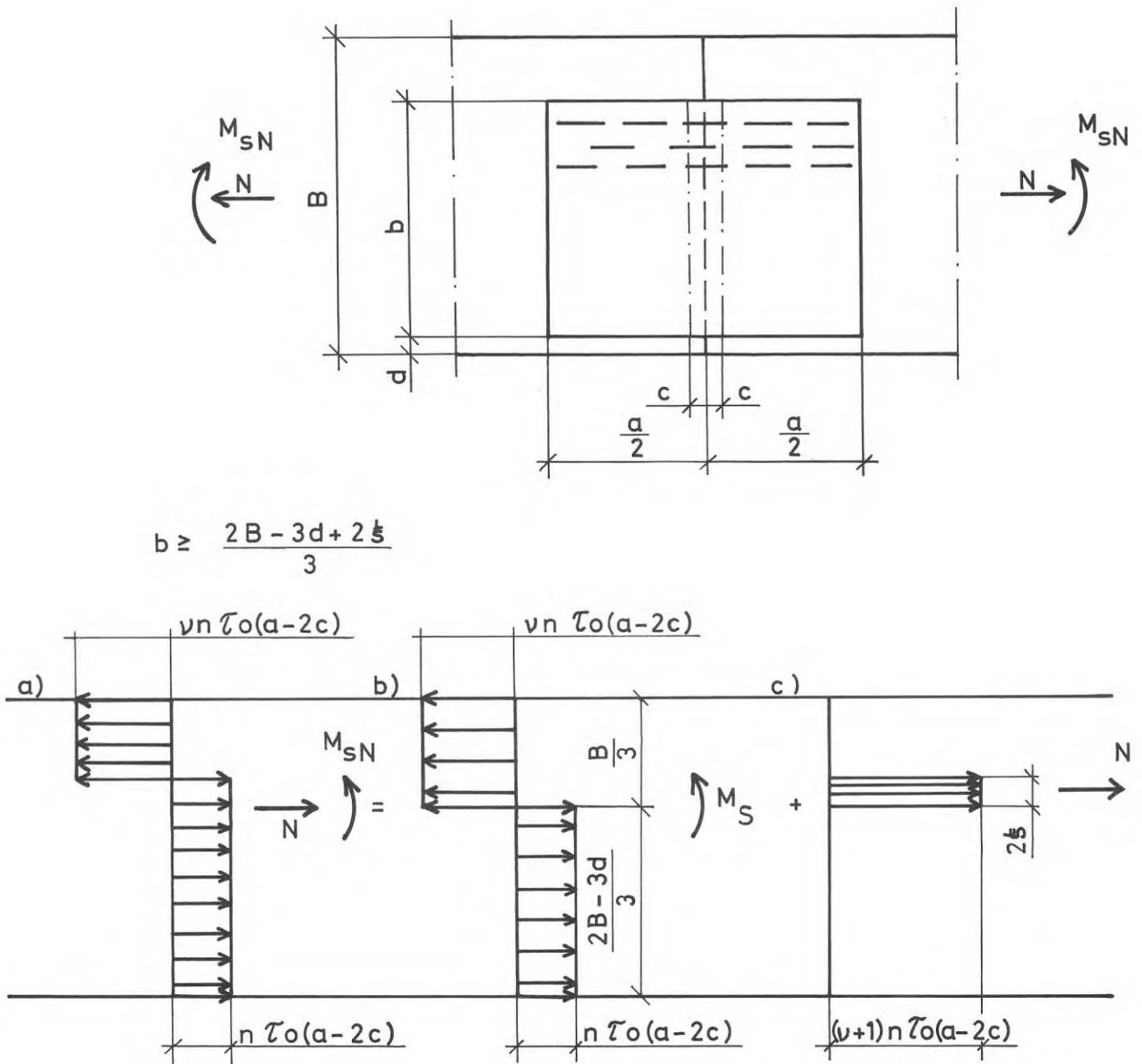
ν anger förhållandet mellan tryck- och dragpåkänningar, där tryckpåkänningen omräknats till en ekvivalent skjuvpåkänning τ mellan plåt och trä.

Figur 7.5 anger den antagna spänningsfördelningen vid full plasticering enligt fall a). Ur jämviktsvillkoren erhålls plasticitetsmomentet M_{sN} vid samtidig dragkraft som

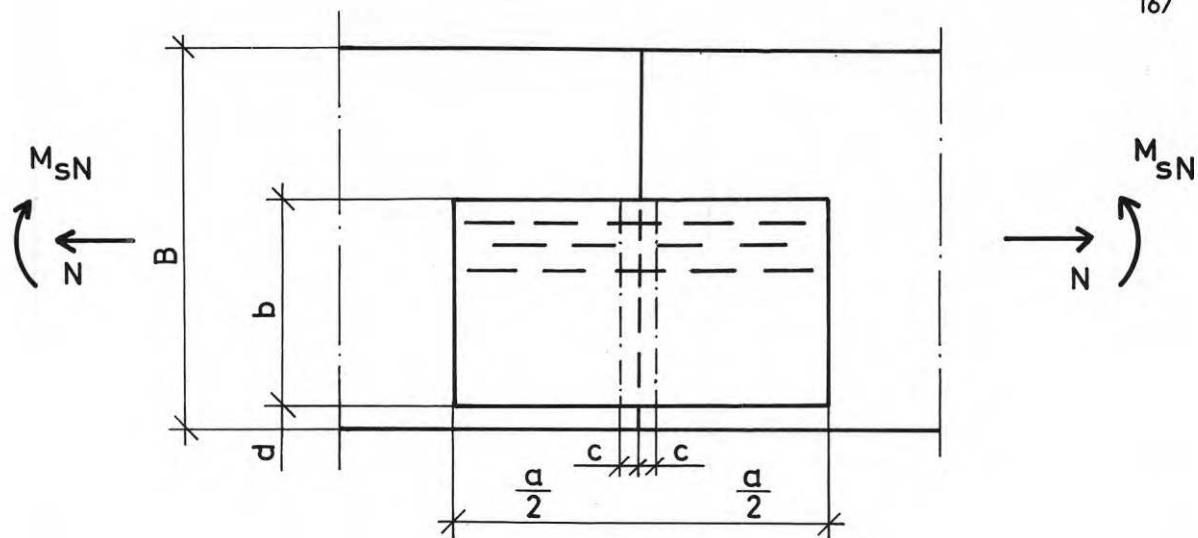
$$M_{sN} = M_s - N \cdot \xi \quad (7:2)$$

Observera att i den teoretiska modellen försummas det tillskott

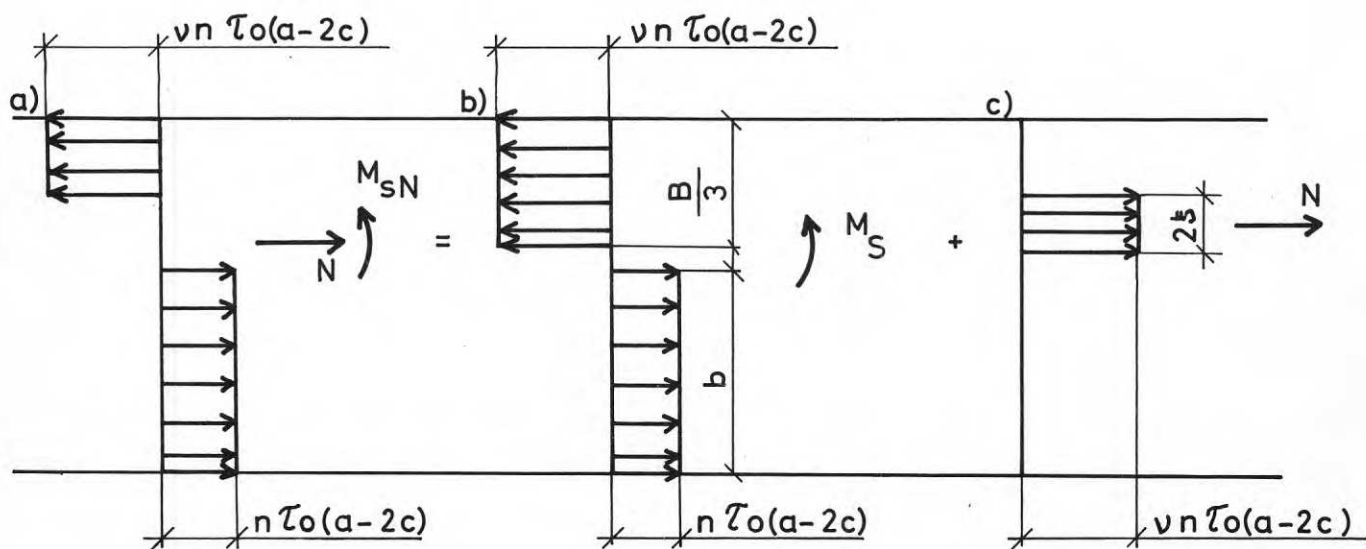
i M_{sN} som erhålls då normalkraften förflyttas från virkets tyngdpunkts linje till neutrallagret för förbandet vid enbart moment.



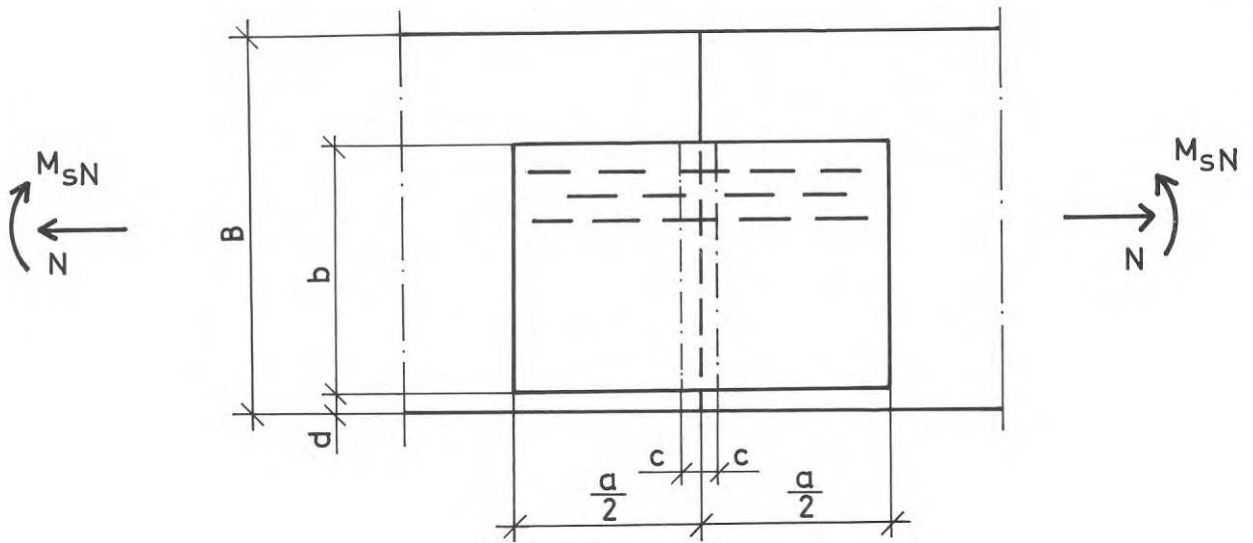
Figur 7.5 Spänningsfördelningen vid full plasticering om $b \geq (2B-3d+2\xi)/3$



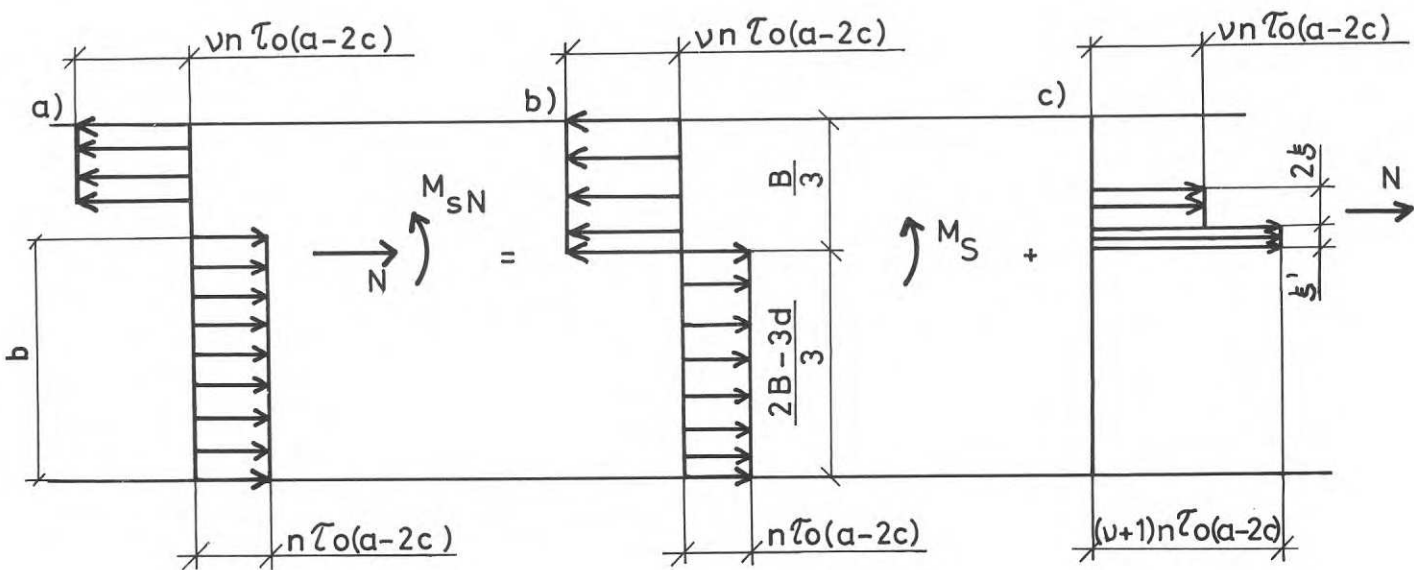
$$b \leq \frac{2B - 3d}{3}$$



Figur 7.6 Spänningsfördelningen vid full plasticering om $b \leq (2B - 3d)/3$



$$\frac{2B-3d}{3} + \frac{Bb}{6(B-d)} \frac{N}{n\tau_0 A} \geq b \geq \frac{2B-3d}{3}$$



Figur 7.7 Spänningsfördelning vid full plasticering enligt delfall 7.6 c

M_s anger plasticeringsmomentet då $N = 0$

Ekvationerna (7:1) och (7:2) ger

$$M_{sN} = M_s - \frac{N}{2(\nu+1) n_{\tau_0} (a-2c)} \quad (7:3)$$

M_s kan enligt ekvation (6:24) uttryckas som

$$M_s = \frac{n_{\tau_0} A(2B-3d)(B-d)}{6b}$$

Ekvationerna (6:24) och (7:3) ger

$$M_{sN} = M_s \left[1 - \frac{3b}{(\nu+1)(2B-3d)(B-d)} \left(\frac{N}{N_s} \right)^2 \right] \quad (7:4)$$

där $N_s = n_{\tau_0} A$

Villkoret att tryck- och dragpåkänningarna i figur 7.5b skall vara lika ger

$$\nu + 1 = \frac{3(B-d)}{B} \quad (7:5)$$

Ekvation (7:4) kan nu tecknas

$$M_{sN} = M_s \left[1 - \frac{b^2 B}{(2B-3d)(B-d)^2} \left(\frac{N}{N_s} \right)^2 \right] \quad (7:6)$$

Om plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller, gäller

$$d = \frac{B-b}{2} \quad (7:7)$$

Ekvationerna (7:6) och (7:7) ger

$$M_{sN} = M_s \left[1 - \frac{8b^2 B}{(B+3b)(B+b)^2} \left(\frac{N}{N_s} \right)^2 \right] \quad (7:8)$$

men som visats i figur 6.24 kan uttrycket

$\frac{(B+3b) \cdot (B+b)}{24b}$ ersätts med $\frac{B}{3}$. Införes detta i ekvation (7:8) erhålls

$$M_{sN} = M_s \left[1 - \frac{b}{B+b} \left(\frac{N}{N_s} \right)^2 \right] \quad (7:9)$$

Införes $N_s = n N_{till}$, där n anger förhållandet mellan påkänningen vid plasticering och tillåten påkänning, kan tillåtet moment $(M_{N_{till}})$ uttryckas som

$$(M_{N_{till}}) = M_{till} \left[1 - \frac{b}{(B+b)n^2} \cdot \left(\frac{N}{N_{till}} \right)^2 \right] \quad (7:10)$$

där $M_{till} = \frac{\tau_o BA}{3}$ dvs

$$(M_{N_{till}}) = \frac{\tau_o BA}{3} \left[1 - \frac{b}{(B+b)^2} \left(\frac{N}{N_{till}} \right)^2 \right] \quad (7:11)$$

Ekvation (7:11) gäller om

$$b > \frac{B+3b}{6} + \frac{Bb}{3(B+b)} \cdot \frac{N}{n\tau_o A} \quad (7:12)$$

Spänningsfördelningen vid full plasticering

om $b < \frac{2B-3d}{3}$, dvs fall b), framgår av figur 7.6. Med beteckningar enligt figuren erhålls ur jämviktsvillkoren

$$M_{sN} = M_s - N \cdot \xi \quad (7:13)$$

$$\xi = \frac{N}{2v n\tau_o (a-2c)} \quad (7:14)$$

$$v = \frac{3b}{B} \quad (7:15)$$

Ekvationerna (7:13), (7:14) och (7:15) ger efter förenkling och med M_s enligt ekvation (6:34)

$$M_{sN} = M_s \left[1 - \frac{B}{(5B-3b-6d)n^2} \left(\frac{N}{N_{till}} \right)^2 \right] \quad (7:16)$$

Om plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller, erhålls med samma förenklingar som under fall a)

$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{\tau_{oBA}}{3} \left[1 - \frac{1}{2n^2} \left(\frac{N}{N_{\text{till}}} \right)^2 \right] \quad (7:17)$$

Ekvation (7:17) gäller om $b \leq \frac{B}{3}$

Nu återstår att behandla fallet att

$$\frac{2B-3d}{3} + \frac{Bb}{6(B-d)} \cdot \frac{N}{nN_{\text{till}}} > b > \frac{2B-3d}{3}$$

Figur 7.7 visar spänningsfördelningen vid full plasticering för detta fall, dvs fall c). Ur jämviktsvillkoren erhålls med beteckningar enligt figuren

$$M_{sN} = M_s - (\nu+1) n \tau_o (a-2c) \cdot \frac{\xi'^2}{2} - (N-N')(\xi' + \xi) \quad (7:18)$$

$$\xi' = \frac{3b-2B+3d}{3} \quad (7:19)$$

$$\nu + 1 = \frac{3(B-d)}{B} \quad (7:20)$$

$$\xi = \frac{(N-N')bB}{6(B-d)n\tau_o A} \quad (7:21)$$

$$N' = \frac{n\tau_o A (B-d)(3b-2B+3d)}{Bb} \quad (7:22)$$

När plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller, tillkommer dessutom villkoret

$$d = \frac{B-b}{2} \quad (7:23)$$

Ekvationerna (7:18)-(7:23) ger följande uttryck på tillåtet moment

$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{\tau_{oBA}}{3} \left[1 - \frac{(B+b)(3b-B)^2}{32 B^2 b} - \left(\frac{N}{nN_{\text{till}}} - \frac{(B+b)(3b-B)}{4Bb} \right) \left(\frac{3b-B}{4B} + \frac{b}{B+b} \cdot \frac{N}{nN_{\text{till}}} \right) \right] \quad (7:24)$$

Fall c) ger således ett relativt komplicerat uttryck.

Av ekvationerna (7:11), (7:17) och (7:24) framgår att fall b) ger det lägsta värdet på $(M_N)_{\text{till}}$. Införes exempelvis $n = 2$ i ekvation (7:17) erhålls

$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{\tau_{\circ}^{BA}}{3} \left[1 - 0,125 \left(\frac{N}{N_{\text{till}}} \right)^2 \right] \quad (7:25)$$

dvs reduktionen på grund av normalkraft uppgår maximalt till 12,5% om kriteriet $N \leq N_{\text{till}}$ uppfylles. Lämpligen avrundas reduktionen uppåt till 15 % (0,15).

Här föreslås att fall b) med hänsyn till den ringa reduktionen tillämpas i samtliga fall. Tillåtet moment vid samtidig dragkraft kan då vid förankringsbrott uttryckas som

$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{\tau_{\circ}^{BA}}{3} \left[1 - 0,15 \left(\frac{N}{\tau_{\circ} A} \right)^2 \right] \quad (7:26)$$

Vid plåtbrott ersätts som tidigare τ_{\circ} med p_{\circ} och A med $2b$ och man erhåller

$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{2p_{\circ} Bb}{3} \left[1 - 0,15 \left(\frac{N}{2p_{\circ} b} \right)^2 \right] \quad (7:27)$$

Ekvationerna (7:26) och (7:27) gäller för alla värden på b om plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Nu återstår att behandla fallet $B < b + 2d$, dvs plåtens centrumlinje ligger närmare den tryckta kanten än halva virkeshöjden. Som visats under avsnitt 6 kan man för detta fall införa en fiktiv virkeshöjd $B' \leq 2B - b - 2d$, som ger ett förband där plåtens centrumlinje sammanfaller med centrumlinjen för virket med höjden B' . Ekvationerna (7:26) och (7:27) bör kunna tillämpas i detta fall om B bytes mot B' .

I tabell 7.3 jämföres vid provningen erhållna tillåtna moment med moment beräknade enligt ekvationerna (7:26) och (7:27). Tabellen visar att de angivna ekvationerna ger moment som relativt väl ansluter sig till vid provningen erhållna moment. Som tidigare framhållits under avsnitt 6, har de värden på τ_0 och p_0 införts som för närvarande tillåts för Hydro-Nail E. Enligt NKB:s nya provningsregler bör värdena ökas med ungefär 10%. I några fall har erhållits högre beräknade moment än vad provningen visat.

Det beror till stor del på att brottmoment M_{br} har beräknats som

$$M_{br} = M - N \cdot y_{br} \quad (7:28)$$

y_{br} = nedböjning vid brott.

M = pålagt yttre moment

Brottmomentet i snittet beräknas således under antagandet att normalkraften sammanfaller med virkets tyngdpunktslinje

Detta brottmoment ligger sedan till grund vid beräkning av tillåtet moment vilket ger en underskattning av tillåtet moment då y ej ökar linjärt, dvs $N \cdot y_{till} < N \cdot y_{brott}/2,5$.

Nackdelen med att använda plasticitetsteori är att man ej kan kontrollera deformationerna lika enkelt som i elasticitetsteorin.

Av figurerna 7.1 - 7.4 framgår att tillåtna moment vid samtidig dragkraft enligt plasticitetsteorin ger vinkeländringar över skarven som väsentligt överstiger dem som erhålls för tillåtet moment när dragkraften är noll. Önskar man därför ej större vinkeländringar över skarven vid det sammansatta påkänningstillståndet än vid enbart moment, måste tilläggsvillkor utöver plasticitetsteori införas för att begränsa storleken av tillåtet moment. Här skall visas två alternativa möjligheter att kontrollera att vinkeländringen ej ökar vid sammansatt påkänning.

Upp till tillåtet moment kan sambandet mellan moment, dragkraft och vinkeländringen approximeras till räta linjer vid olika värden på normalkraften.

Tabell 7.3 Tillåtna moment för spikplåtsförband vid samtidig dragkraft enligt föreslagna beräkningsmetoder. Plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Virkets höjd B cm	Plåtens bredd b cm	Plåtens längd a cm	Brott- typ a)	Tillåten dragkraft N _{till} kp	Anbringad dragkraft N kp	Provatt moment (M _N) _{till} kpcm	Moment enl ekv (7:26) o.(7:27) (M _N) _{till} ^O kpcm	Moment enl ekv (7:32) o.(7:33) (M _N) _{till} ^P kpcm	Moment enl ekv (7:39) o.(7:40) (M _N) _{till} ^T kpcm	Moment enl ekv (7:40) o.(7:41) (M _N) _{till} ^O kpcm		
											(M _N) _{till} ^P (M _N) _{till} ^O ,min	(M _N) _{till} ^T
12	10,2	15,2	1+3		0	8800	7000	8200	7000	8200	7000	8200
12	10,2	15,2	1		0,5N _{till}	8100	6800	7900	4000	5000	4700	5800
12	10,2	15,2	1	1750	1,0N _{till}	7300	6000	7300	2800	3600	2300	3500
12	10,2	15,2	1		1,5N _{till}	5200	4600	6100	-	-	-	-
12	10,2	15,2	1		2,0N _{till}	3700	2800	4500	-	-	-	-
17	12,7	15,2	1		0	16600	12400	14400	12400	14400	12400	14400
17	12,7	15,2	1+3		0,5N _{till}	13800	11900	14000	7100	8800	8300	10300
17	12,7	15,2	1+3	2180	1,0N _{till}	11800	10500	12800	4900	6300	4100	6100
17	12,7	15,2	1+3		1,5N _{till}	9200	8200	10800	-	-	-	-
17	12,7	15,2	3		2,0N _{till}	6700	4900	8000	-	-	-	-
17	15,2	15,2	1+3		0	18200	14700	17200	14700	17200	14700	17200
17	15,2	15,2	1+3		0,5N _{till}	15000	14200	16800	8400	10500	9800	12300
17	15,2	15,2	1+3	2600	1,0N _{till}	10300	12500	15300	5900	7500	4900	7400
17	15,2	15,2	1		1,5N _{till}	7300	9800	13000	-	-	-	-
17	15,2	15,2	1		2,0N _{till}	6400	5900	9700	-	-	-	-
22	15,2	15,2	1+3		0	25000	19100	22300	19100	22300	19100	22300
22	15,2	15,2	1+3		0,5N _{till}	21300	18300	21700	10900	13600	14100	15900
22	15,2	15,2	1+3	2600	1,0N _{till}	16700	16200	19800	7600	9800	9200	9600
22	15,2	15,2	3		1,5N _{till}	13200	12600	16800	-	-	-	-
22	15,2	15,2	1+3		2,0N _{till}	10900	7600	12500	-	-	-	-

a) 1 = förankringsbrott (τ_0) 3 = plåtbrott (p_0)

Tidigare har i avsnitt 6 visats att när $N = 0$ kan vinkeländringen \emptyset tecknas som

$$\emptyset = (10-0,32B) \cdot 10^{-5} \frac{M}{A} \quad (6:36)$$

Här är provningsunderlaget för litet för en noggrann bestämning av ett matematiskt uttryck för vinkeländringen över skarven under samtidig inverkan av moment och normalkraft. För $M \leq (M_N)_{\text{till}}$ och $N \leq N_{\text{till}}$ kan följande samband anpassas till resultaten

$$\emptyset_{M, N} = (10-0,32B) \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M(1 + \frac{3N}{2\tau_o A})}{A} \quad (7:29)$$

Av figurerna 7.8 -7.11 framgår hur $\emptyset_{M,N}$ beräknad enligt ekvation (7:27) ansluter sig till försöksresultaten.

När $N = 0$, erhålls vid förankringsbrott

$$M_{\text{till}} = \frac{\tau_o BA}{3} \quad (7:30)$$

$$\emptyset_{M_{\text{till}}} = (10-0,32B) \cdot 10^{-5} \frac{\tau_o B}{3} \quad (7:31)$$

$\emptyset_{M,N} = \emptyset_{M_{\text{till}}}$ ger

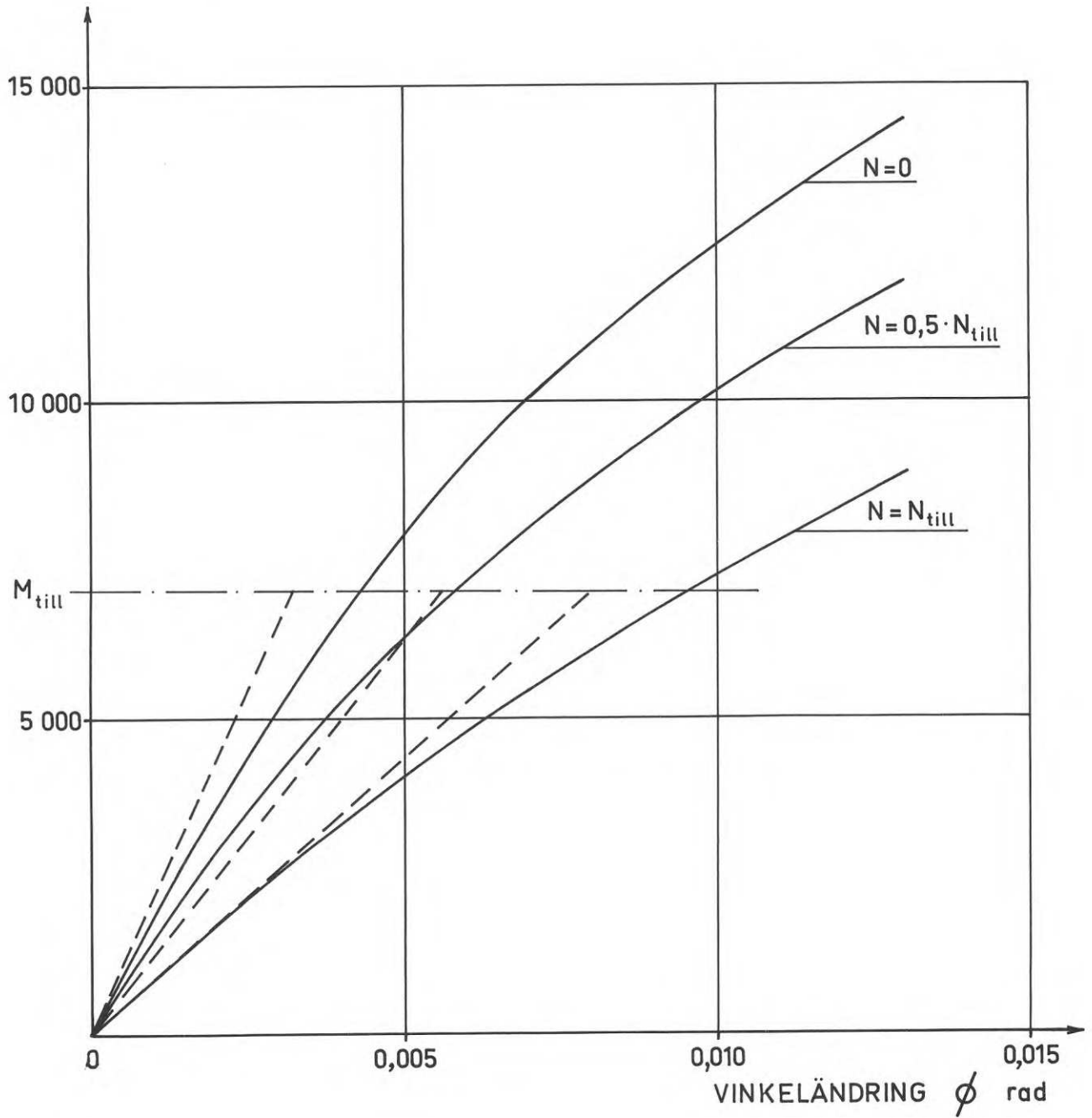
$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{M_{\text{till}}}{1 + \frac{3N}{2N_{\text{till}}}} = \frac{\tau_o BA}{3(1 + \frac{3N}{2\tau_o A})} \quad (7:32)$$

Om plåtbrott inträffar erhålls

$$(M_N)_{\text{till}} = \frac{2p_o Bb}{3(1 + \frac{3N}{4p_o b})} \quad (7:33)$$

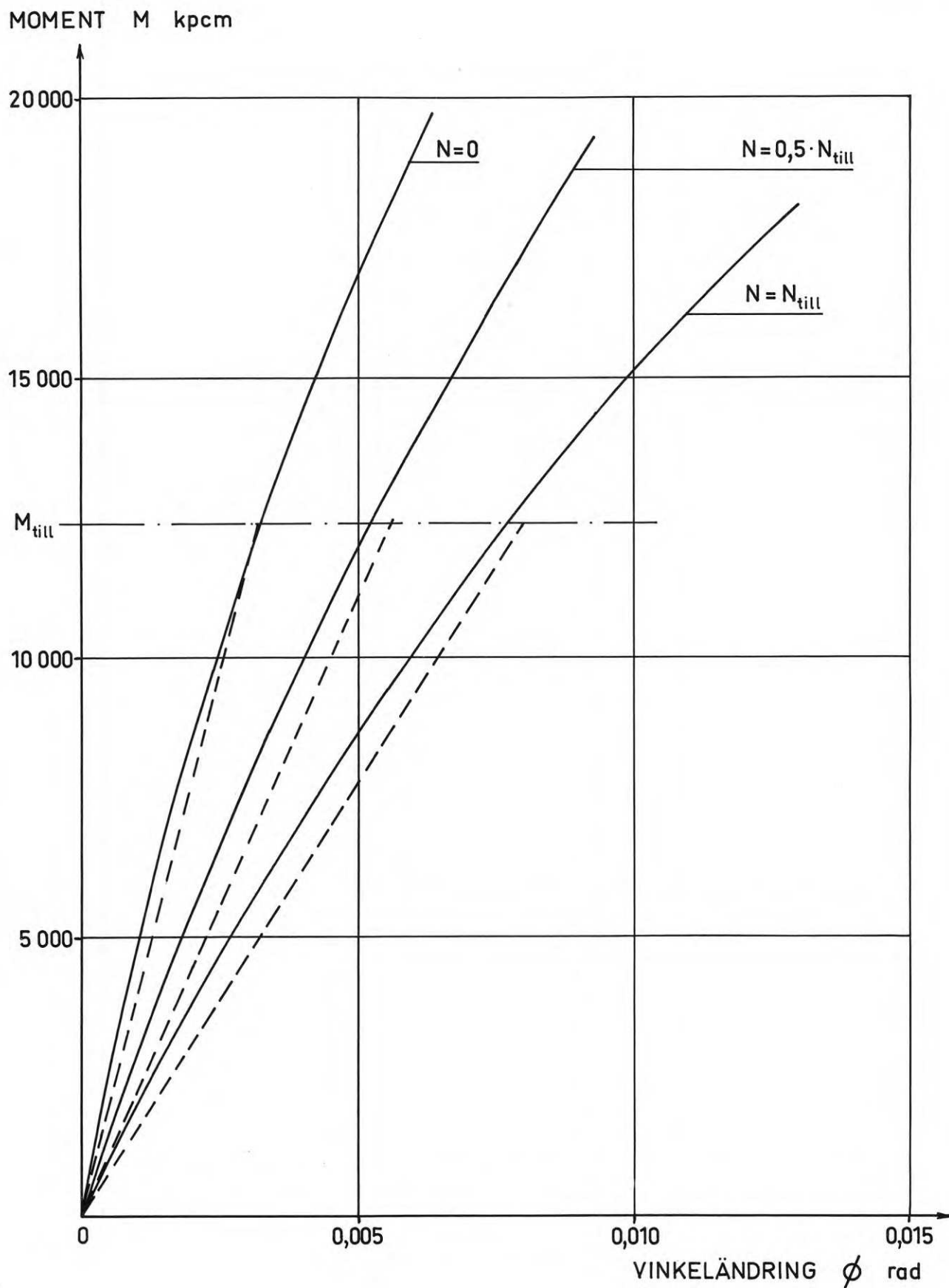
Ekvationerna (7:32) och (7:33) gäller om $N \leq N_{\text{till}}$.

Av tabell 7.3 framgår vilka tillåtna moment som erhålls enligt denna metod.

MOMENT M kpcm

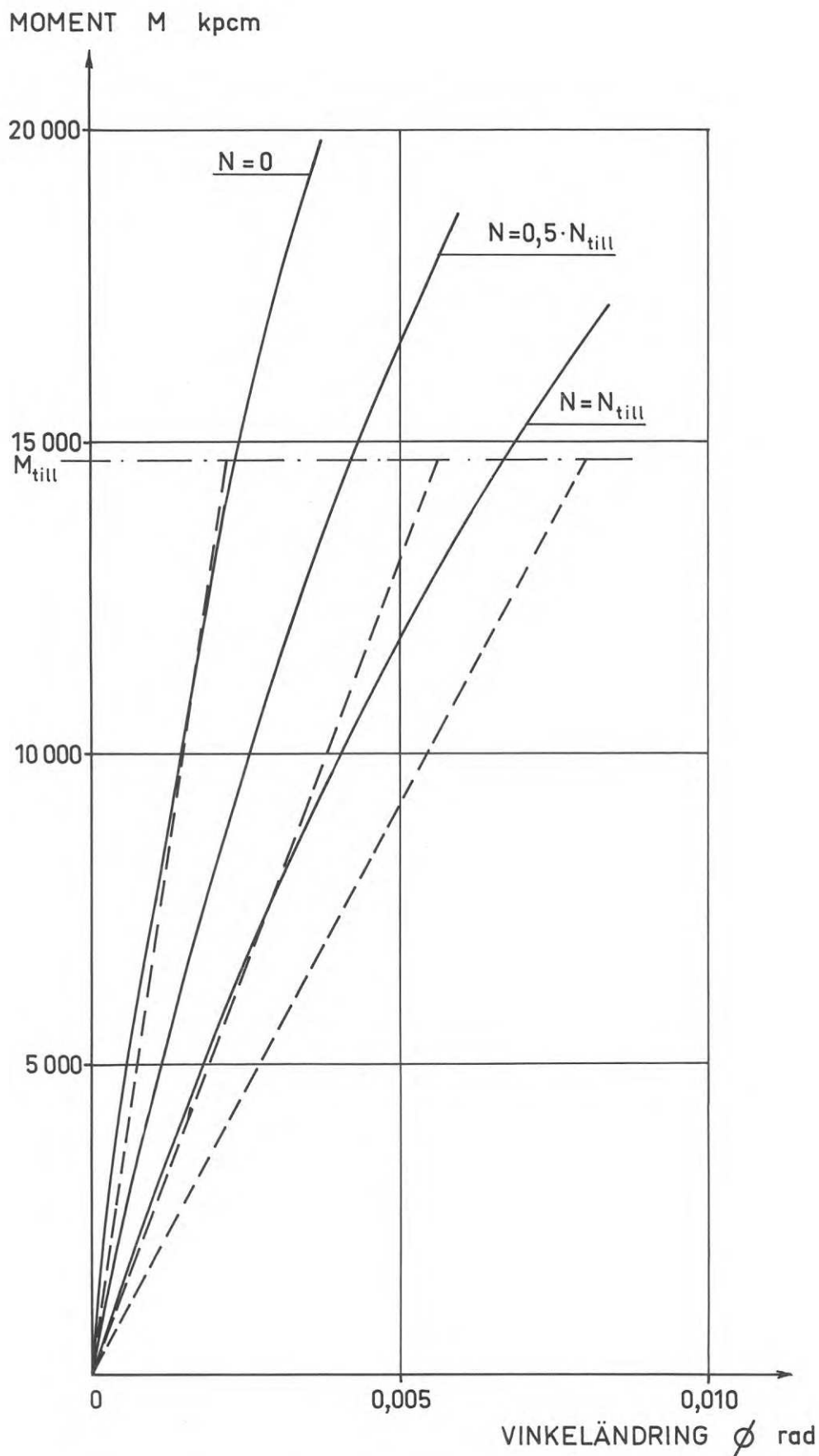
Figur 7.8 Jämförelse mellan angivet uttryck på $\phi_{M,N}$ enligt ekvation (7:29) och erhållna provningsresultat för skarvar i 45 x 120 mm virke utförda med 102 x 152 mm stora plåtar. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 1750 kp.

--- anger provserie med plåtbrott



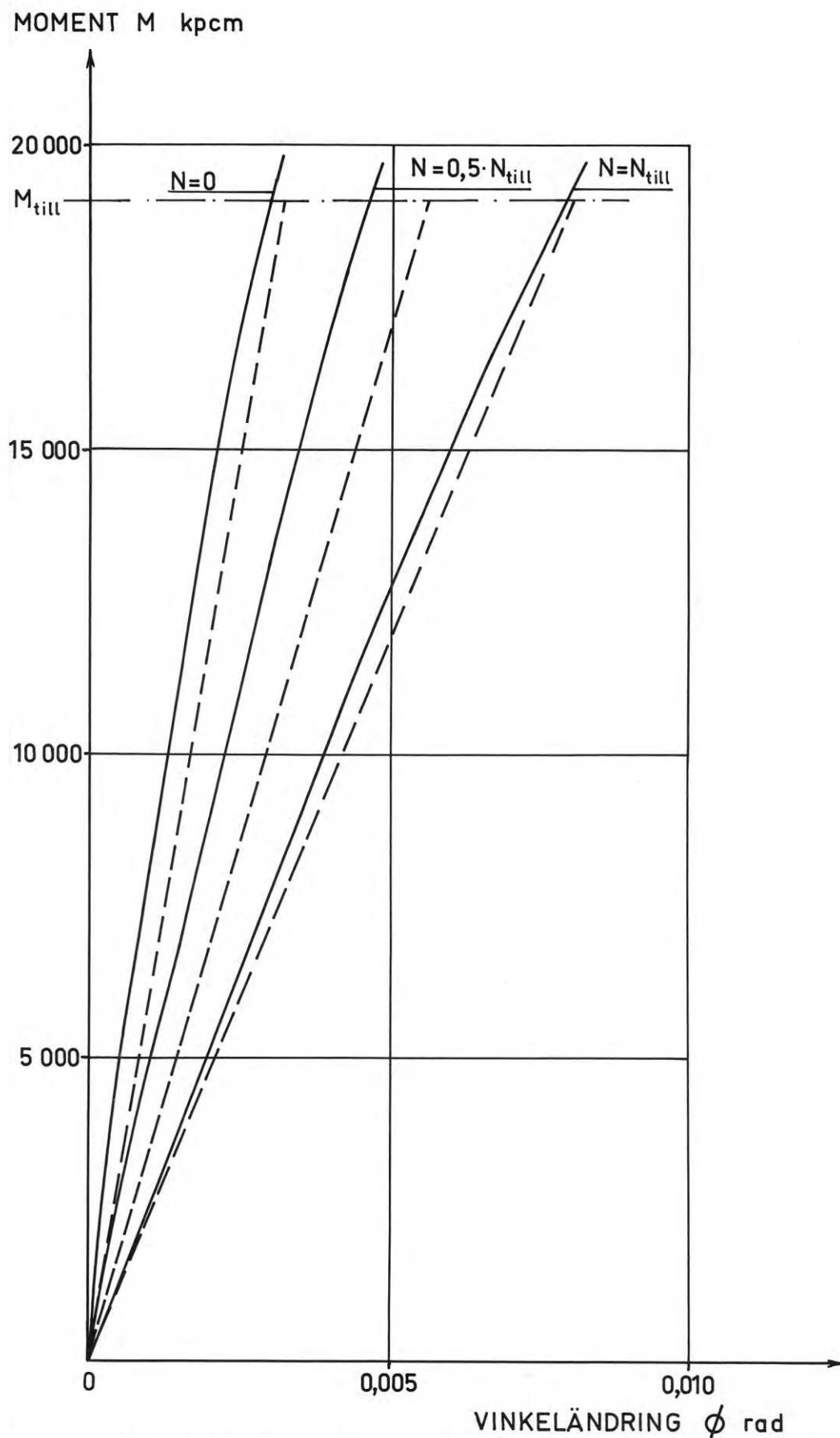
Figur 7.9 Jämförelse mellan angivet uttryck på $\phi_{M,N}$ enligt ekvation (7:29) och erhållna provningsresultat för skarvar i 45 x 170 mm virke utförda med 127 x 152 mm stora plåtar. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 2180 kp.

--- anger provserie med plåtbrott



Figur 7.10 Jämförelse mellan angivet uttryck på $\phi_{M,N}$ enligt ekvation (7:29) och erhållna provningsresultat för skarvar i 45 x 170 mm virke utförda med 152 x 152 mm stora plåtar. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 2600 kp.

--- anger provserie med plåtbrott



Figur 7.11 Jämförelse mellan angivet uttryck på $\phi_{M,N}$ enligt ekvation (7:29) och erhållna provningsresultat för skarvar i 45 x 220 mm virke utförda med 152 x 152 mm stora plåtar. N_{till} anger tillåten normalkraft som är 2600 kp.

— — — — — anger provserie med plåtbrott

En annan möjlighet att beräkna tillåtet moment vid samtidig dragkraft utan att vinkeländringen blir större än vid enbart moment är att införa en "fiktiv" elasticitetsteori.

Här skall visas tillvägagångssättet för förband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller och förankringsbrott antages. Om $b > \frac{B}{3}$ framgår av figur 7.12 hur den antagna rektangulära spänningsfördelningen enligt plasticitetsteorin kan ersättas med en triangulär spänningsfördelning enligt elasticitetsteorin. För den triangulära spänningsfördelningen införes en fiktiv kantspänning τ_o . Värdet på μ kan bestämmas ur villkoret att tillåtet moment enligt plasticitetsteorin skall vara lika med tillåtet moment enligt elasticitetsteorin.

$$M_P = \tau_o (a-2c)b \frac{(B+3b)(B+b)}{24b} \quad (6:24)$$

$$M_E = \tau_o (a-2c)b \frac{(B+3b)(B+b)}{36} \quad (7:34)$$

$$M_E = M_P \quad \text{ger } \mu = 1,5$$

Enligt ekvation (6:38) kan skjuvpåkänningen τ_M mellan plåt och trä på grund av moment beaktas

$$\tau_M = \frac{3M}{BA} \leq \tau_o \quad (7:35)$$

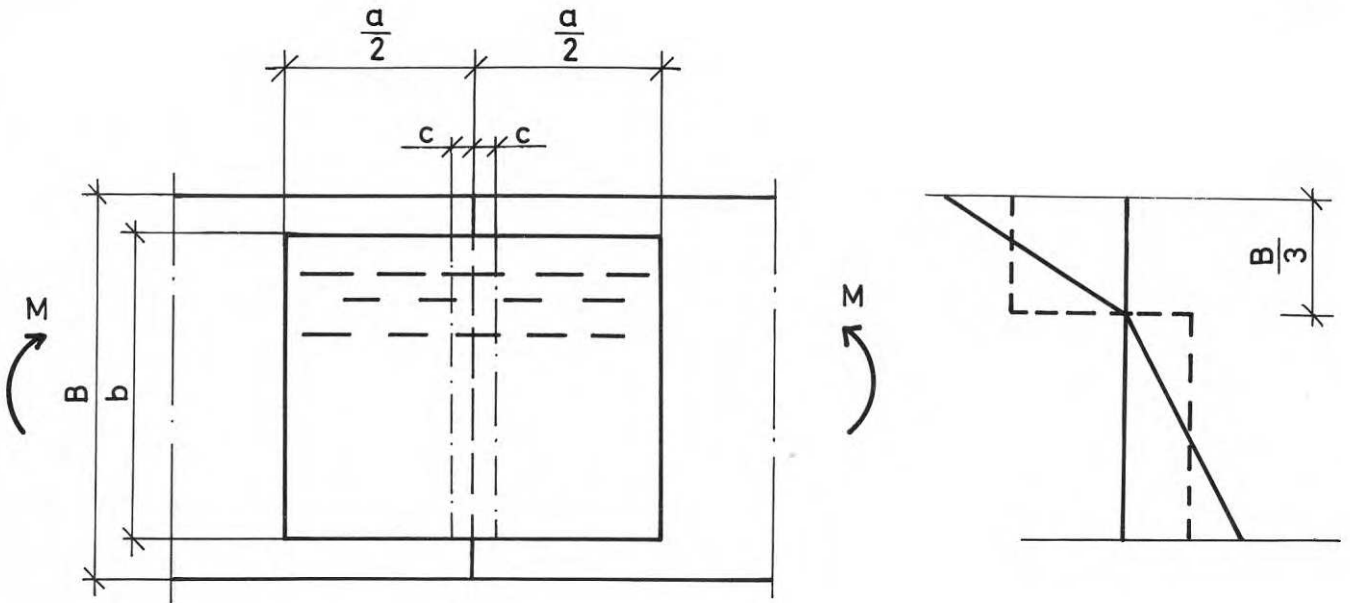
Vid övergång till elasticitetsteorin erhålls alltså

$$\tau_M^E = \mu \cdot \frac{3M}{BA} \leq \mu \cdot \tau_o \quad (7:36)$$

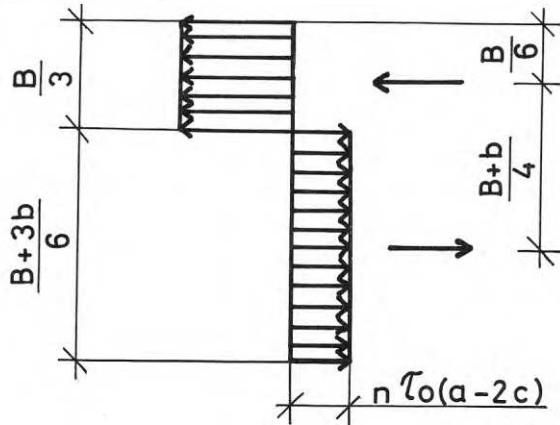
Införes så vid normalkraft villkoret

$$\tau_M^E + \tau_N \leq \mu \tau_o \quad (7:37)$$

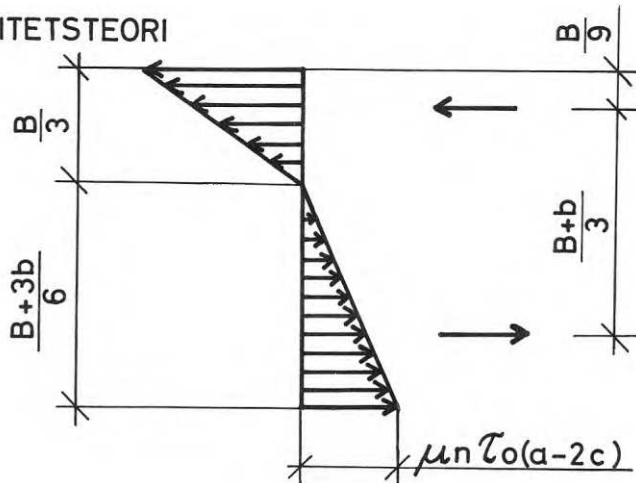
erhålls



PLASTICITETSTEORI



ELASTICITETSTEORI



Figur 7.12 Spänningsfördelning enligt elasticitetsteori jämförd med spänningsfördelning enligt plasticitetsteori.

$$\mu \cdot \frac{3M}{BA} + \frac{N}{A} \leq \mu \tau_o \quad (7:38)$$

Insättes $\mu = 1,5$ kan tillåtet moment uttryckas som

$$(M_N)_{\text{till}} \leq \frac{\tau_o BA}{3} - \frac{2BN}{9} \quad (7:39)$$

Vid plåtbrott erhålls på motsvarande sätt

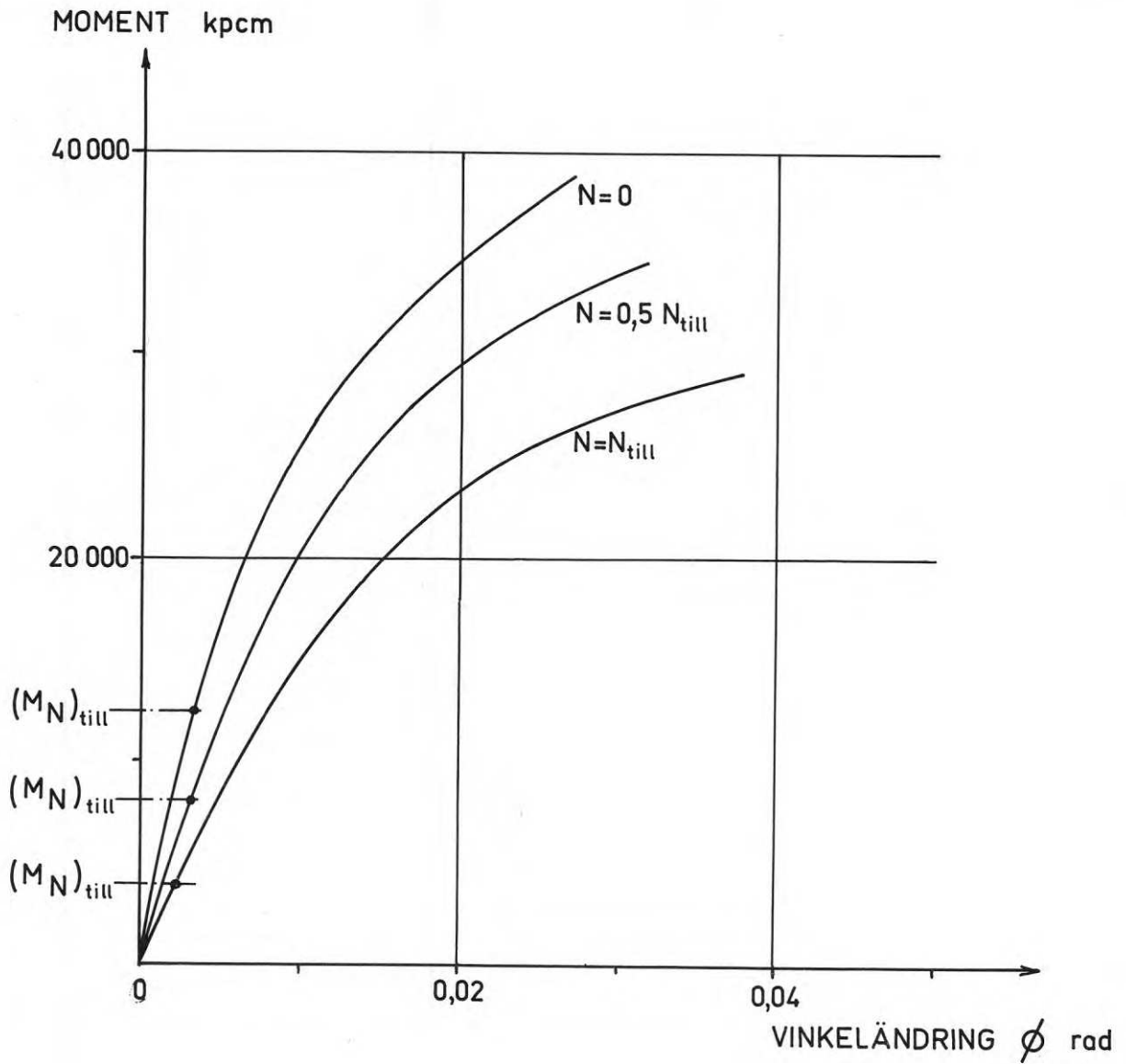
$$(M_N)_{\text{till}} \leq \frac{2p_o Bb}{3} - \frac{2BN}{9} \quad (7:40)$$

Utföres samma härledning om $b < \frac{B}{3}$ erhålls samma uttryck för tillåtet moment. Ekvationerna (7:39) och (7:40) kan således tillämpas på varje spikplåtsförband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller. Av tabell 7.3, två högra kolumnerna, framgår vilka tillåtna moment som erhålls enligt sistnämnda ekvationer. Värdena ligger väsentligt lägre än vad plasticitetsteorin ger. I figur 7.13 visas som exempel vilka tillskottsvinkeländringar på grund av momentet och normalkraft som erhålls enligt denna metod. Av figuren framgår att vinkeländringen snarast blir mindre vid tillåtet moment och samtidig dragning. Med hänsyn till att långtidsegenskaperna för sammansatta påkänningar ej är utredda, är detta en fördel.

Sammanfattningsvis erhålls alltså följande uttryck för beräkning av tillåtna moment vid samtidig normalkraft:

Om man kan bortse från deformationerna, erhålls

$$(M_N)_{\text{till}} \leq \begin{cases} \frac{\tau_o BA}{3} \left[1 - 0,15 \left(\frac{N}{\tau_o A} \right)^2 \right] & (7:26) \\ \frac{2p_o Bb}{3} \left[1 - 0,15 \left(\frac{N}{2p_o b} \right)^2 \right] & (7:27) \end{cases}$$



Figur 7.13 Vinkeländringen över skarven vid tillåtet moment enligt ekvation (7:39) och (7:40) vid samtidig inverkan av normalkraft. Virkets dimension är 45 x 170 mm och plåtens storlek 127 x 152 mm.

Om man ej önskar större deformation än vid enbart moment, kan följande uttryck användas

$$(M_N)_{\text{till}} \leq \begin{cases} \frac{\tau_{\circ}^{BA}}{3} - \frac{2BN}{9} & (7:39) \\ \frac{2p_{\circ}^{Bb}}{3} - \frac{2BN}{9} & (7:40) \end{cases}$$

Ekvationerna (7:39) och (7:40) gäller om

$$M < M_{\text{till}} \text{ och } N < N_{\text{till}}.$$

Tillskottsvinkeländringen vid samtidigt moment och normalkraft kan, om plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller, beräknas som

$$\varnothing_{M,N} = (10 - 0,32B) \cdot 10^{-5} \frac{M \left(1 + \frac{3N}{2\tau_{\circ} A} \right)}{A} \quad (7:27)$$

där

$$M \leq M_{\text{till}} \text{ och } N \leq N_{\text{till}}.$$

8. SPIKPLÅTSFÖRBAND ÅVERKADE AV MOMENT, DRAGKRAFT OCH TVÄRKRAFT

8.1 Bakgrund

Vid dimensionering av enkla balkar av trä försummas normalt inverkan av tvärkrafterna om balkens spännvidd är större än 10 ggr balkens höjd. För närvarande finns ej heller några anvisningar om hur hänsyn skall tas till samtidig inverkan av moment, normalkraft och tvärkraft. Det har dock ansetts angeläget att studera hur tvärkrafterna inverkar på förbandets hållfasthet och deformationer.

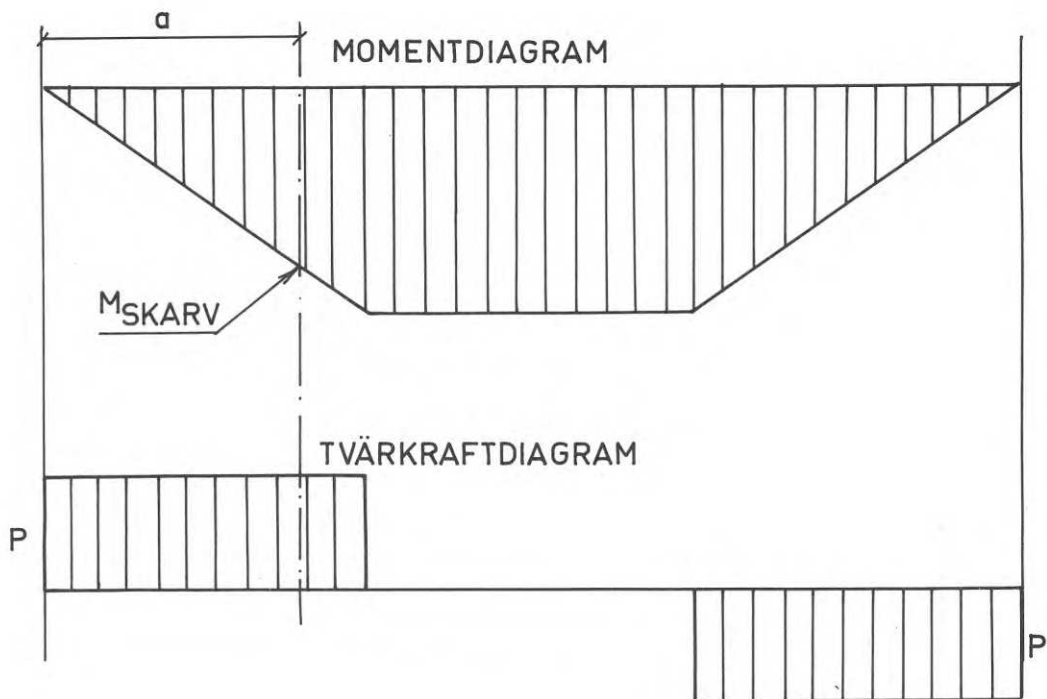
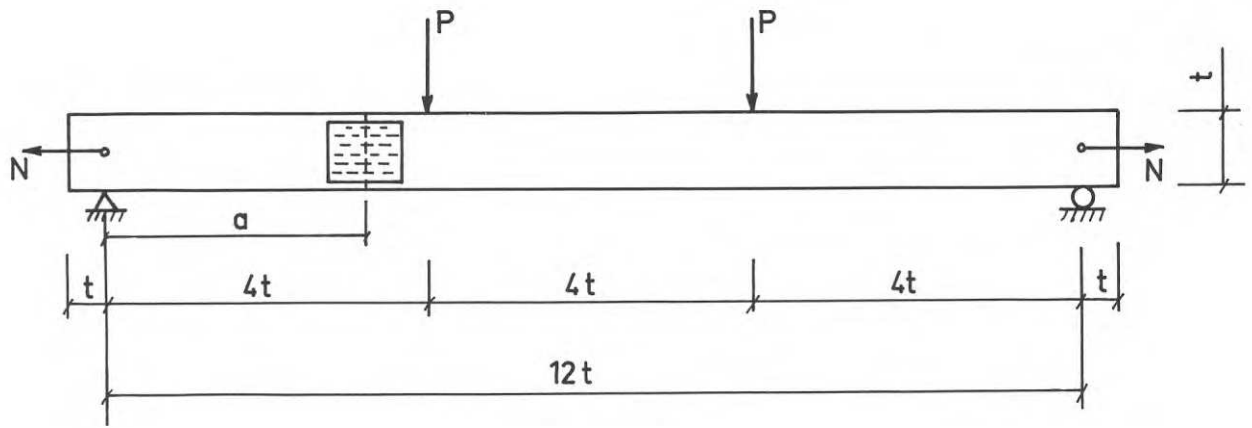
8.2 Provningens uppläggning och omfattning

I här redovisade provningar användes som tidigare virke med en volymvikt av 0,40 à 0,45 g/cm³ och en fuktkvot av ungefär 15%. Spikplåtarna är av samma fabrikat som tidigare. Samma provningsutrustning som beskrivits under pkt 7.3 användes, men skarven placerades nu utanför den mellersta tredjedelen av spännvidden, se figur 8.1. Antal prov och fördelning på olika provserier framgår av tabell 8.1.

Tabell 8.1 Antal prov med tvärkraft

Virkes- dimension mm	Plåtstorlek mm	Tillåten dragkraft N _{till} kp	Anbringad dragkraft		
			0	0,5 N _{till}	N _{till}
45x120	102x152	1700	5	5	5
45x170	127x152	2100	5	5	5

Endast förband där plåtens och virkets centrumlinje sammanföll testades. Tvärkraften ökades hela tiden i proportion till påfört moment. Vid provningen utfördes samma mätningar som under punkt 7.3.



VIRKESDIMENSION	mm	45 × 120	45 × 170
a	mm	415	615

Figur 8.1 Skarvarnas och belastningens placering enligt avsnitt 8.

8.3 Provningens utförande

Belastningen påfördes på sätt som beskrivits under punkt 7.3.

8.4 Provningsresultat och kommentarer

I tabell 8.2 redovisas erhållna brottmoment vid tvärkraft och olika värden på dragkraften. Resultaten är omräknade enligt samma principer som vid belastning med enbart moment. Momentet har vid dragkraft korri-gerats med hänsyn till provets nedböjning vid belastning. Ingen hänsyn har tagits till de små inspänningsmoment som uppstår vid upplagen på grund av provens längdändring. Moment på grund av provens egenvikt har försummats.

Som jämförelse är inlagt motsvarande resultat då tvärkraften är noll.

I figurerna 8.2 och 8.3 redovisas vinkeländringen över skarven som funktion av momentet vid olika värden på dragkraft och tvärkraft. De streckade kurvorna anger motsvarande vinkeländringar då tvärkraften är noll.

Tvärkraften vid brott jämföres lämpligen med tillåten tvärkraft T_{till} .

För Hydro-Nail E erhålls

$$T_{till} = \tau_o (1 - 0,6 \sin \alpha) A \quad (8:1)$$

Tabell 8.3 Jämförelse mellan tvärkraften vid brott T_{br} och tillåten tvärkraft T_{till}

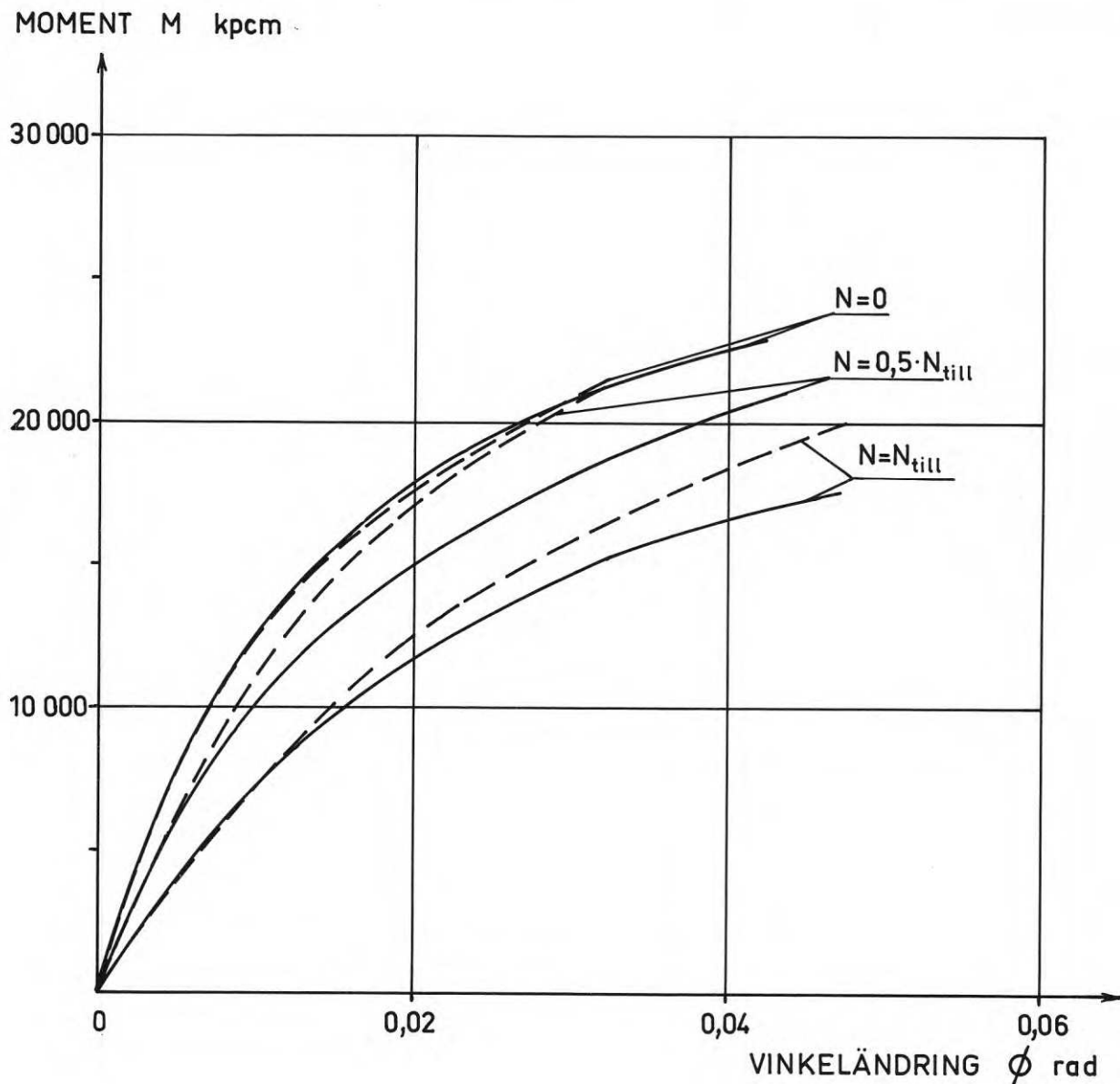
Plåtstorlek cm	T_{br} kp	T_{till} kp	$\frac{T_{br}}{T_{till}}$
10,2x15,2	500	700	0,71
12,7x15,2	600	875	0,68

Vid provningarna har alltså tvärkraften vid brott legat strax under tillåten tvärkraft. Tvärkraften har som framgår av tabell 8.2 haft

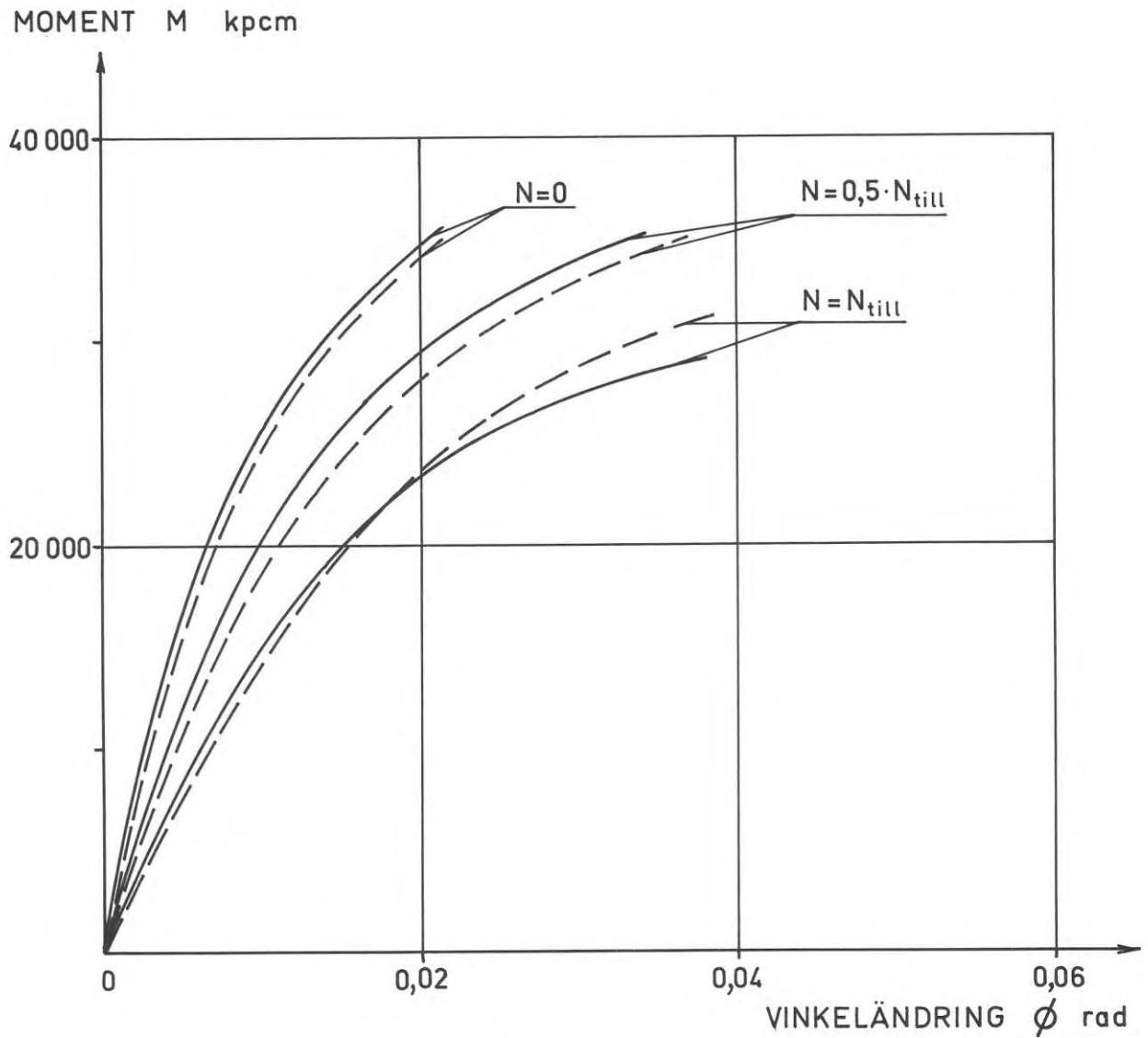
Tabell 8.2 Spikplåtförbands böjhallfasthet vid samtidig inverkan av dragkraft och tvärkraft. Plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Virkets höjd B	Plåtens bredd b	Plåtens längd a	Plåtens area A	Effektiv kvot u	Fukt- %	Volym- vikt r_{ou}^3	Brott- typ	Tillåten dragkraft N_{till}	Anbringad dragkraft N	Tvär- kraft T_{br}	Brott- moment M_{br}	Omräknat moment M_r	Sprid- ning i M_r	Karak. moment M_c	Tillåtet moment M_{till}
cm	cm	cm	cm ²			g/cm ³	a)	kp	kp	kp	kpcm	kpcm	kpcm	kpcm	kpcm
12	10,2	15,2	135	14,8	0,41	0,41	1+3	0	0	0	25200	24000	780	22000	8800
12	10,2	15,2	135	15,8	0,41	0,41	1	0	0	524	25200	24700	1340	21300	8500
12	10,2	15,2	135	15,4	0,39	0,39	1	1750	0,5N _{till}	0	23800	23400	1260	20200	8100
12	10,2	15,2	135	15,2	0,41	0,41	1	0	0,5N _{till}	516	24800	23700	1070	21000	8400
12	10,2	15,2	135	16,0	0,40	0,40	1	0	1,0N _{till}	0	21400	21500	1250	18300	7300
12	10,2	15,2	135	15,7	0,41	0,41	1	0	1,0N _{till}	415	19900	19300	1720	15000	6000
17	12,7	15,2	168	19,3	0,43	0,43	3	0	0	0	43600	43600	790	41500	16600
17	12,7	15,2	168	16,4	0,42	0,42	1+3	0	0	619	42100	41400	930	39000	15600
17	12,7	15,2	168	18,0	0,42	0,42	1+3	2180	0,5N _{till}	0	38400	41200	2680	34500	13800
17	12,7	15,2	168	17,2	0,42	0,42	1+3	0	0,5N _{till}	544	37000	37600	1680	33400	13300
17	12,7	15,2	168	18,7	0,43	0,43	1+3	0	1,0N _{till}	0	35300	39100	3800	29600	11800
17	12,7	15,2	168	18,2	0,43	0,43	3	0	1,0N _{till}	504	34300	34300	2000	29300	11700

a) 1 = förankringsbrott (τ_o) 3 = plåtbrott (p_o)



Figur 8.2 Vinkeländringen över skarven under samtidig inverkan av moment, dragkraft och tvärkraft. Streckade kurvor anger vinkeländringen då tvärkraften är noll. Virkesdimension 45 x 120 mm; Plåtstorlek 102 x 152 mm.



Figur 8.3 Vinkeländringen över skarven under samtidig inverkan av moment, dragkraft och tvärkraft. Streckade kurvor anger vinkeländringen då tvärkraften är noll. Virkesdimension 45 x 170 mm. Plåtstorlek 127 x 152 mm.

Tabell 8.3 Tillåtna moment för spikplåtsförband vid samtidig drag- och tvärkraft enligt föreslagna beräkningsmetoder. Plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller.

Virkets höjd B	Plåtens bredd b	Plåtens längd a	Plåtens längd a	Brott- typ	Tillåten dragkraft N _{till}	Anbringad dragkraft N	Tvär- kraft vid M _{till}	Provad moment (M _N) _{till}	Moment enl.		Moment enligt ekv (7:39) o.(7:40)						
									ekv (7:26) o.(7:27)	(M _N) _{till}		(M _N) _{till}	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}		
cm	cm	cm	cm	a)	kp	kp	kp	kpcm	kpcm	kpcm	kpcm	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}	(M _N) _{till}
12	10,2	15,2	15,2	1+3	0	0	0	8800	7000	8200	8200	1,3	7000	8200	8200	8200	8200
12	10,2	15,2	15,2	1	0	0	205	8500	7000	8200	8200	1,2	7000	8200	8200	8200	8200
12	10,2	15,2	1750	1	0,5N _{till}	195	195	8100	6800	7900	7900	1,2	4700	5800	5800	5800	5800
12	10,2	15,2	15,2	1	1,0N _{till}	176	176	7300	6000	7300	7300	1,2	2300	3500	3500	3500	3500
17	12,7	15,2	15,2	1	0	0	0	16600	12400	14400	14400	1,3	12400	14400	14400	14400	14400
17	12,7	15,2	15,2	1+3	0	0	254	15600	12400	14400	14400	1,3	12400	14400	14400	14400	14400
17	12,7	15,2	2180	1+3	0,5N _{till}	224	224	13800	11900	14000	14000	1,2	8300	10300	10300	10300	10300
17	12,7	15,2	15,2	3	1,0N _{till}	192	192	11800	10500	12800	12800	1,1	4100	6100	6100	6100	6100

a) 1 = förankringsbrott (τ_0) 3 = plåtbrott (p_0)

mycket liten inverkan på brottmomentet. Enligt Bygg 161:465c /16/ reducerar tvärkraften tillåtet moment med högst 10 à 15% om tvärkraften är mindre än tillåten tvärkraft.

Som visats under avsnitt 6 och 7, ligger moment beräknade enligt där angivna metoder 10 à 15% lägre än provade moment, vilket, som nämnts, beror på att skarvarna ej har idealplastiska egenskaper som antagits. Metoderna ger alltså en "hållfasthetsreserv" i samma storleksordning som maximalt förväntad reduktion på grund av tvärkraft. Här föreslås därför att för förband där plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller försummas tvärkraftens inverkan om tvärkraften är mindre än tillåten tvärkraft. Av tabell 8.3 framgår en jämförelse mellan tillåtna moment, bestämd vid provning och beräknade tillåtna moment utan hänsyn till tvärkraft.

Av figurerna 8.2 och 8.3 framgår att tvärkraften inverkar obetydligt på vinkeländringarna över skarven. De matematiska uttryck som tidigare angivits för vinkeländringen över skarven är approximationer av de verkliga förhållandena och uppmätta avvikelser vid tvärkraft ryms inom gränserna för denna approximation. Om tvärkraften är mindre än tillåten tvärkraft, kan den därför försummas vid beräkning av vinkeländringen över skarven.

9. KRYPNING I SPIKPLÅTSFÖRBAND

9.1 Introduktion

Med krypning hos ett material avses att deformationerna ökar med tiden vid konstant belastning. En fullständig beskrivning av krypning i mekaniska träförband kompliceras bl a av att krypningen inte är linjär, endast delvis elastisk och olika för förbindare av olika slankhetstal. Krypning i spikförband har behandlats av ett flertal forskare, bland vilka här endast refereras till Norén /11/, /17/. För ytterligare litteraturuppgifter hänvisas till /11/. Här behandlas inte närmare de reologiska modeller som brukar användas för att beskriva krypningen utan avsikten med redovisade försök är att ge en uppfattning om storleksordningen av krypningen hos spikplåtsförband och relatera den till krypningen för spikförband. Som mått på krypningen har valts den relativa krypningen r , som brukar definieras som

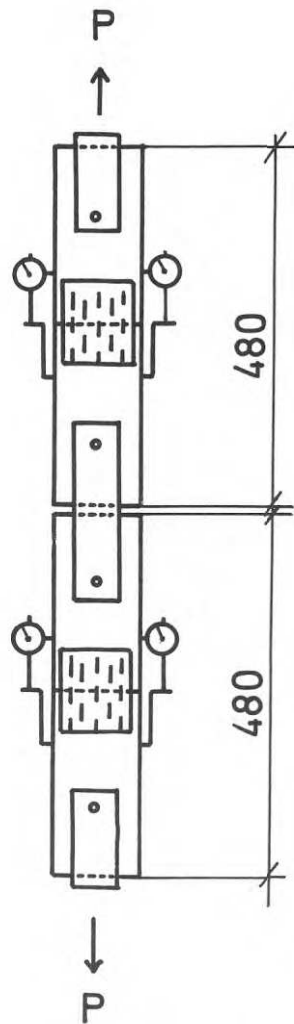
$$r = \frac{y}{y_0} - 1 \quad (9:1)$$

där y är deformationen vid tiden t och y_0 är den omedelbara deformationen.

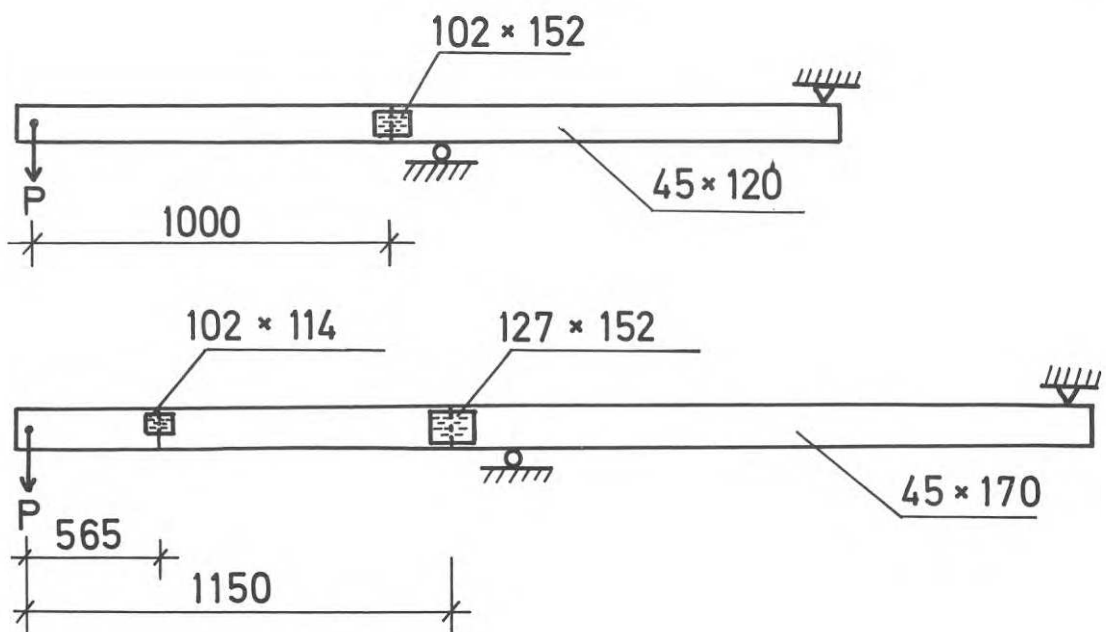
9.2 Provningens omfattning och utförande

Denna del av undersökningen omfattar dels långtidsbelastning av förbandstyp Ia med normalkraft, dels långtidsbelastning med moment på balkar längdskarvade med spikplåtar.

Till förbandstyp Ia användes virke med en dimension av 45x120 mm och spikplåtar typ Hydro-Nail E med en storlek av 102x114 mm (4"x4 1/2"). Proverna belastades med en dragkraft P och rörelsen i förbanden mättes med indikatorklockor med en skalindelning av 0,01 mm. Figur 9.1 visar en principskiss över försöksanordningen. Sex prov kunde testas samtidigt. För att studera om lastnivån påverkar den relativa krypningen testades två nivåer, nämligen $1,0 P_{till}$ och $1,4 P_{till}$. P_{till} anger tillåten dragkraft som för den aktuella plåtstorleken är 1245 kp.



Figur 9.1 Försöksanordning vid långtidsbelastning av typförband Ia.



Figur 9.2 Försöksanordning vid långtidsbelastning med moment av balkar längdskarvade med spikplåtar.

Virket konditionerades i klimatkammare med en relativ luftfuktighet av 75 % och en temperatur om 20°C. Det motsvarar en jämviktsfuktkvot hos virket om 15%. Samma klimat upprätthölls sedan under provningen. För att undersöka om virkets volymvikt (tryckhållfasthet) inverkar på den relativa krympningen utfördes försök där virkets volymvikt varierades.

Två försöksetapper om vardera sex prov genomfördes. Provernas litterering, virkets volymvikt samt belastningsnivå framgår av tabell 9.1

Tabell 9.1 Provernas litterering, virkets volymvikt samt belastningsnivå vid krypförsök med förbandstyp Ia. Tillåten last P_{till} uppgår till 1245 kp

1:a försöksomgången			2:a försöksomgången		
Prov nr	Virkets volymvikt ₃ r_{ou} g/cm ³	Lastnivå	Prov nr	Virkets volymvikt ₃ r_{ou} g/cm ³	Lastnivå
1	0,38	P_{till}	7	0,39	P_{till}
2	0,38	P_{till}	8	0,41	P_{till}
3	0,45	P_{till}	9	0,42	P_{till}
4	0,45	P_{till}	10	0,42	P_{till}
5	0,45	1,4 P_{till}	11	0,41	1,4 P_{till}
6	0,45	1,4 P_{till}	12	0,43	1,4 P_{till}

Proverna hölls under konstant last i fyra veckor med regelbunden avläsning av mätaren. Efter avslutad långtidsbelastning drogs proverna 1 - 6 till brott och lastförskjutningskurvorna bestämdes.

De längdskurvade balkarna utfördes i virke med en dimension av 45 x 120 mm respektive 45 x 170 mm. Spikplåtarnas storlek uppgick till 102 x 152 mm (4" x 6") respektive 127 x 152 mm (5" x 6"). För ett prov i 45 x 170 mm virke testades dessutom plåtar med en storlek av 102 x 114 mm (4" x 4.1/2"). Plåtens och virkets centrumlinjer sammanföll. Skarvarna

belastades med ett konstant moment och vinkeländringen över skarven registrerades.

Figur 9.2 visar en principskiss över försöksanordningen. Tvärkraftens inverkan försummas. Två försöksserier med vardera tre balkar testades. Virkets volymvikt uppgick till $0,40 \text{ g/cm}^3$ och fuktkvoten till 11 à 12 %. Provningsen utfördes i ett utrymme med en relativ luftfuktighet av ungefär 60%.

För att studera om den relativa krypningen påverkas av momentets storlek, testades proven vid tre olika nivåer på pålagt moment. Provernas litterering och pålagt moment framgår av tabell 9.2.

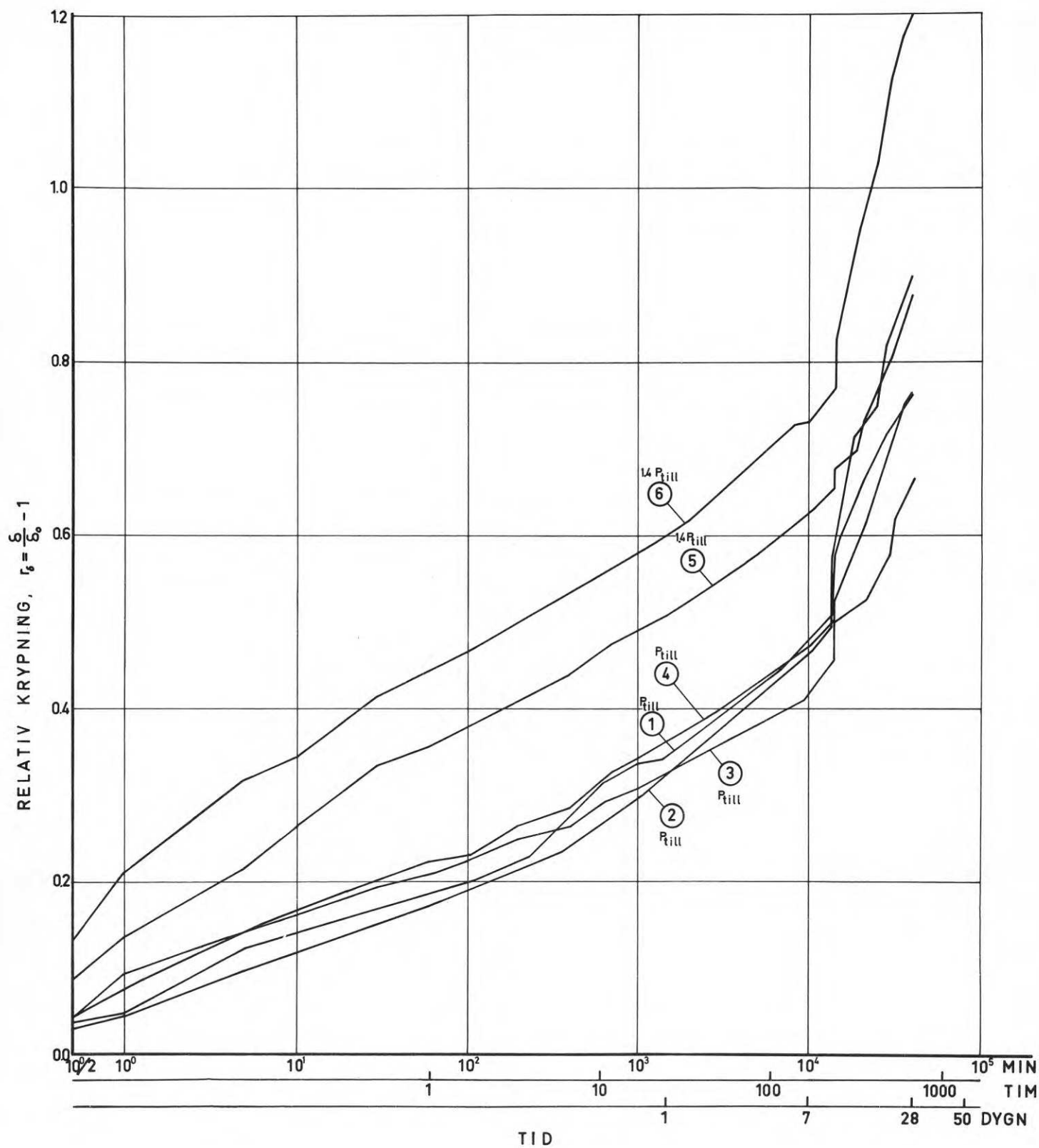
Tabell 9.2 Försöksuppläggning och provernas litterering vid långtidsbelastning av med spikplåtar längdskarvade bjälkar

Prov mm	Virkets dimen- sion mm	Plåtstorlek mm	Tillåtet moment M_{till} kpcm	Lastnivå
13	45x120	102x152	7 000	0,7 M_{till}
14	45x120	102x152	7 000	1,0 M_{till}
15	45x120	102x152	7 000	1,4 M_{till}
16	45x170	127x152	12 400	0,7 M_{till}
17	45x170	127x152	12 400	1,0 M_{till}
18	45x170	127x152	12 400	1,4 M_{till}
19	45x170	104x114	7 100	0,8 M_{till}

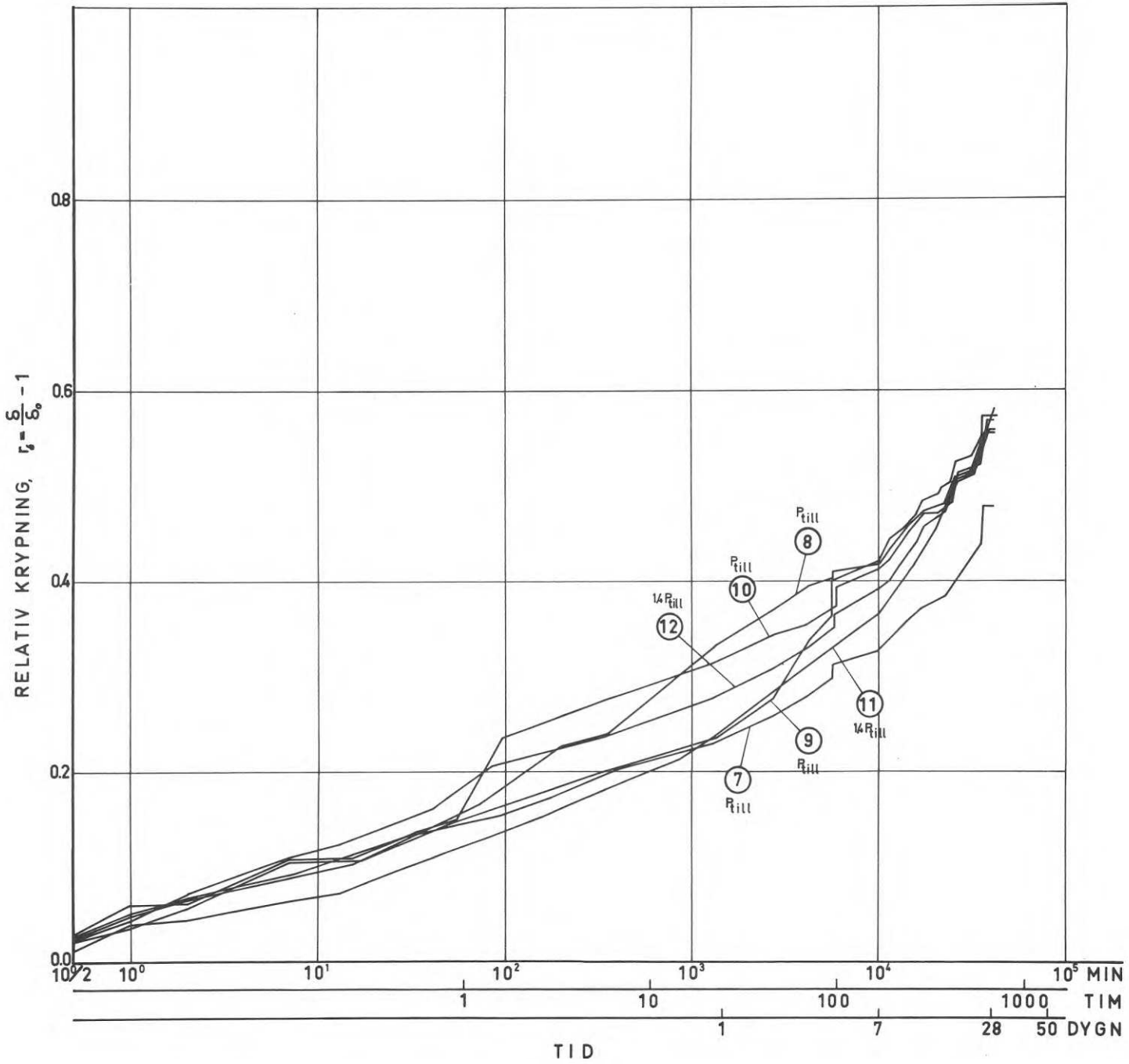
Varje provomgång omfattade två månaders belastning. Efter avslutad provning böjdes prov nr 13-15 till brott och sambandet mellan pålagt moment och vinkeländring registrerades.

9.3 Försöksresultat

I figurerna 9.3 och 9.4 visas den relativa krypningen för förbandstyp Ia. Initialtöjningen bestämdes 6 sekunder efter pålastning. De registrerade initialtöjningarna för varje förband stämmer väl överens med den uppmätta rörelsen vid korttidsprovningarna och kan beräknas ur uttrycket



Figur 9.3 Relativ krypning r_{δ} för första försöksomgången (prov nr 1-6) med förbandstyp Ia.



Figur 9.4 Relativ krypning r_δ för andra försöksomgången (prov nr 7-12) med förbandstyp Ia.

$$\delta = 5 \cdot 10^{-4} \tau^{3/2} \quad (\delta \text{ i cm}) \quad (4:22)$$

Vid tillåten last ($\tau = \tau_0$) erhålls enligt ekvation (4:22) initialtöjningen till 0,23 mm.

I figur 9.5 visas lastförskjutningskurvan för prov nr 1-6 vid belastning till brott efter avslutad långtidsbelastning. Den streckade kurvan anger sambandet mellan last och förskjutning enligt avsnitt 4.

I figur 9.6 visas den relativa krypningen för förband åverkade av moment. Initialvinkeländringen över skarven bestämdes 6 sekunder efter pålastning. Den momentana vinkeländringen för förband nr 13-15 har varit större än vad som erhållits i avsnitt 6. För övriga prov har god överensstämmelse erhållits mellan här uppmätt initialvinkeländring och vinkeländringen vid korttidsbelastning enligt avsnitt 6, som beräknas ur uttrycket

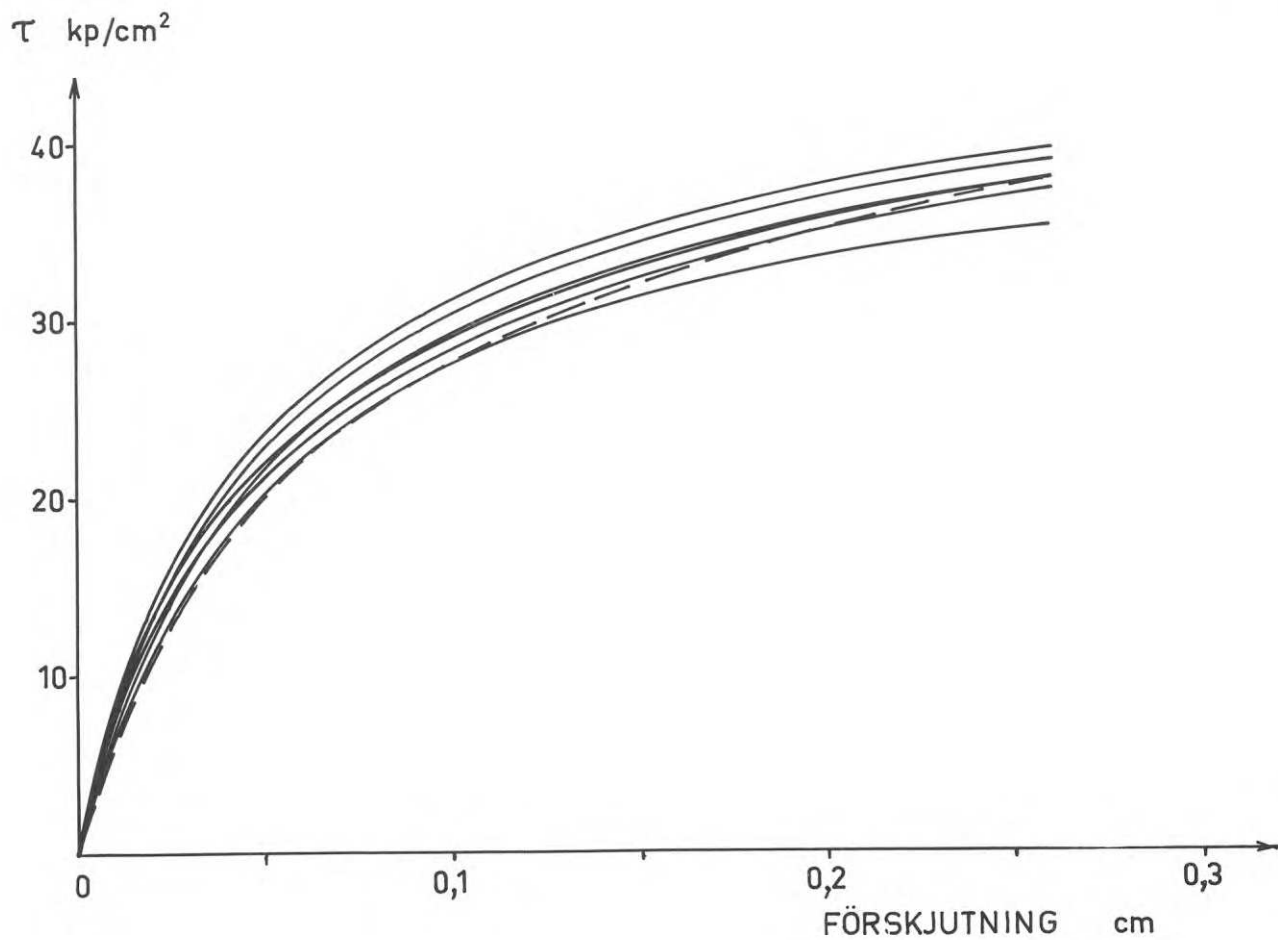
$$\varnothing = (10 - 0,32B) \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M}{A} \quad (6:45)$$

I figur 9.7 visas sambandet mellan moment och vinkeländring för prov nr 13-15 vid belastning till brott efter avslutad långtidsbelastning. Den streckade kurvan i figuren anger sambandet mellan moment och vinkeländring enligt avsnitt 6.

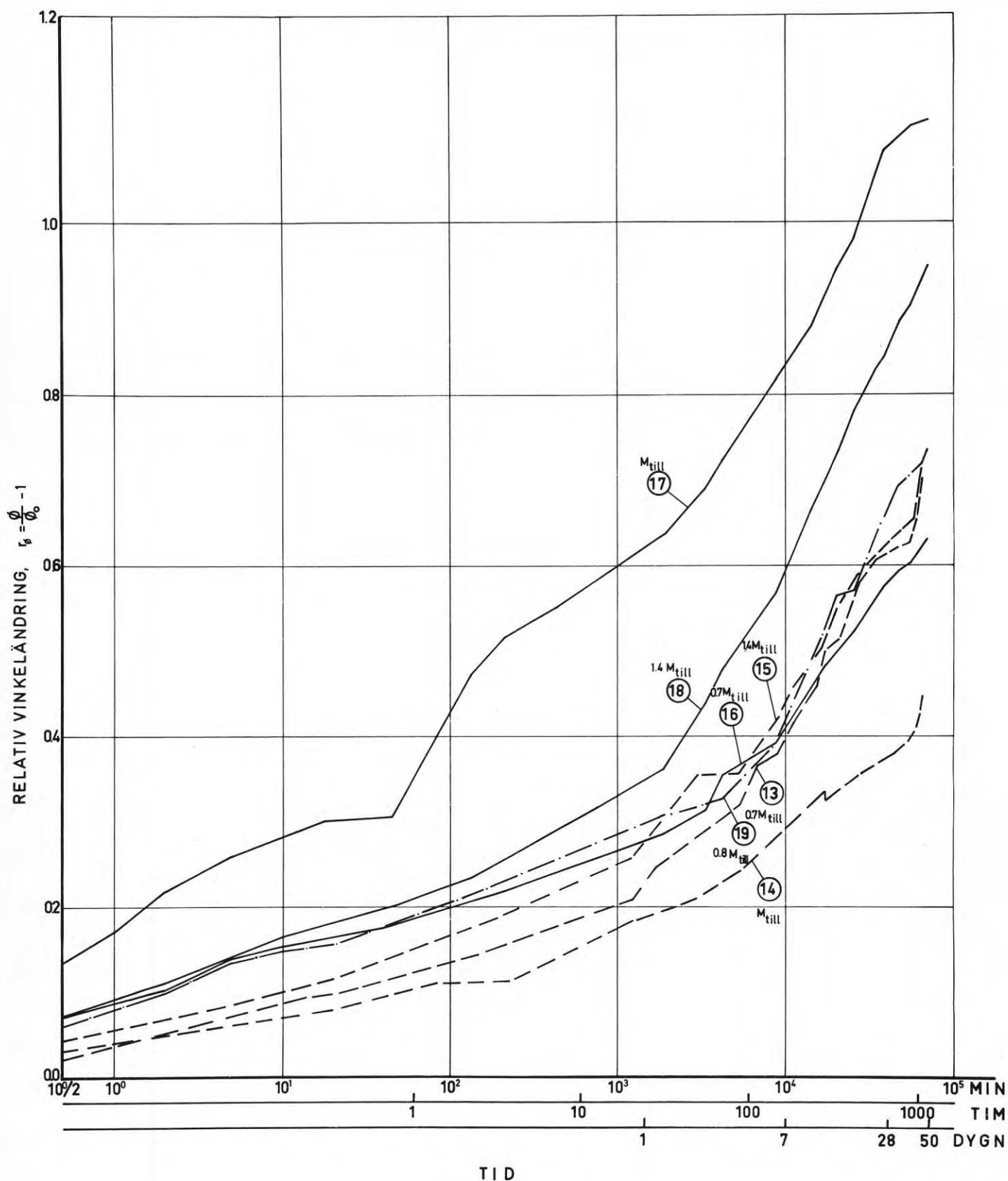
9.4 Diskussion av resultaten

Som framhållits inledningsvis, är syftet med under detta avsnitt utförda försök att ge en uppfattning om den relativa krypningen i spikplåtsförband är densamma som för spikförband. Försöken är för få för att några definitiva slutsatser skall kunna säkras om inverkan på krypningen av lastnivå och volymvikt hos virket.

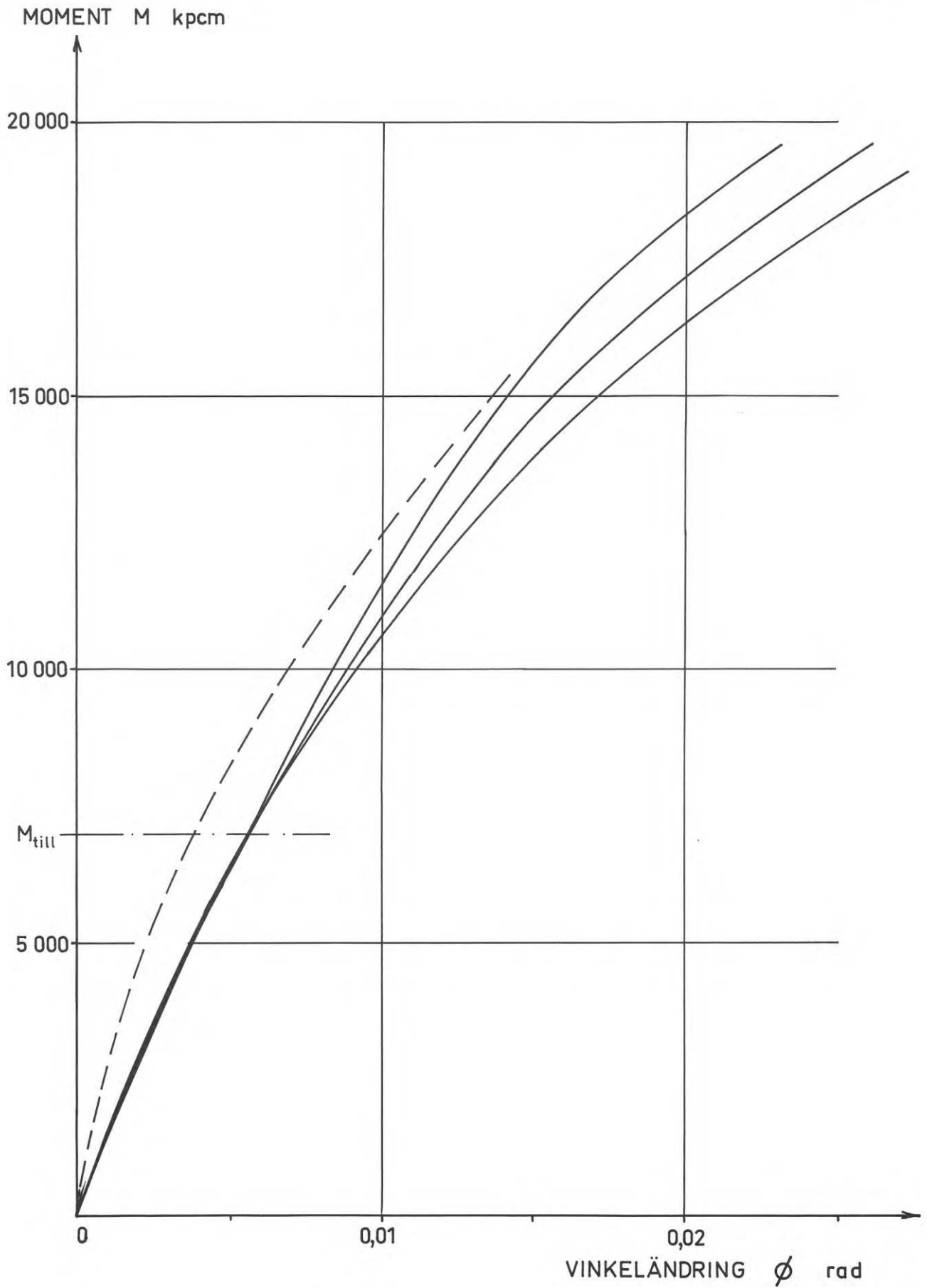
Av figur 9.3 och 9.4 framgår att för förbandstyp Ia kan ingen skillnad utläsas mellan relativa krypningar vid olika volymvikter. Det är svårare



Figur 9.5 Lastförskjutningskurvorna för prov nr 1-6 vid belastning till brott efter avslutad långtidsbelastning. Den streckade kurvan anger förskjutningen vid korttidsbelastning enligt avsnitt 4.



Figur 9.6 Relativ vinkeländring r_ϕ för förband överkade av moment. Prov nr 13-15 är utförda i 45 x 120 mm virke med 102 x 152 mm stora spikplåtar. Prov nr 16-18 är utförda i 45 x 170 mm virke med 127 x 152 mm stora spikplåtar. Prov nr 19 är utfört i samma virkesdimension men med 102 x 114 mm stora spikplåtar.



Figur 9.7 Vinkeländringen över skarven vid belastning till brott efter avslutad långtidsbelastning. Den streckade kurvan anger motsvarande vinkeländring vid korttidsbelastning enligt avsnitt 6.

att bedöma lastnivåns inverkan. Den höga relativa krypningen på förband nr 6 torde till stor del bero på att plåten var ofullständigt inpressad på grund av att spikarna pressades i något snett. Mellanrummet mellan plåt och trä uppgick över vissa delar av plåten till 2 mm. Det understryker vad som sagts i avsnitt 5 att större glapp än 2 mm ej bör tillåtas.

I /11/, sid 43, redovisar Norén den relativa krypningen för spikförband vid första pålastning. Noréns kurvor visar att den relativa krypningen r är ungefär 0,25 efter 1 dygn och 0,7 à 0,75 efter 50 dygn.

Dessa värden stämmer väl överens med de värden som redovisats i figurerna 9.3 och 9.4.

Av figur 9.5 framgår att förbandens korttidsegenskaper är oförändrade efter en längre tids belastning upp till tillåten last.

Enligt figur 9.6 är den relativa krypningen av samma storleksordning för förband åverkade av böjande moment som för axiellt belastade förband. Den ligger snarare något lägre för förband åverkade av moment. Det kan bero på att det är svårt att utföra förbanden utan ett spel om någon eller några tiondels millimeter. Ett spel ger i sin tur ett för högt värde på initial-vinkeländringen ϕ_0 . Vid pålagd last däremot har spelet gått ihop och den krypning som registreras gäller då för förband utan spel. Det ger ett något för lågt värde på kvoten ϕ/ϕ_0 . Som framhållits tidigare, hade förband nr 13-15 ett något större spel än övriga förband. Dessa förband har också erhållit den lägsta relativa krypningen, vilket styrker resonemanget ovan.

Även vid belastning med moment framgår av figur 9.7 att förbandens korttidsegenskaper är oförändrade efter den aktuella belastningstiden

vad gäller hållfastheten. Däremot ökar vinkeländringen över skarven upp till tillåtet moment, varefter kurvan löper parallellt med kurvan över vinkeländringen vid korttidsbelastning. Avlastning av förbanden efter långtidsbelastningen ger alltså ett spel som motsvarar krypningen, vilket är att vänta.

De utförda försöken har alltså visat att spikplåtsförband har långtids-egenskaper som överensstämmer med de som redovisas för spikade förband. Belastningstiden har varit för kort för att en säker uppfattning skall erhållas om den relativa krypningen efter en längre tids belastning. För förband med slanka spikar har Norén /11/ konstaterat, att krypningen retarderas något på grund av spikarnas böjning, som ökar hålkantspänningens koncentration till området närmast fogen. Motsvarande torde gälla för spikplåtar, där spikarna kan betraktas som slanka åtminstone i huvudriktningen. I förband med slanka spikar erhålls alltså den största krypningen i början av belastningen.

Här kan nämnas att man i anvisningar för typprovning av träkonstruktioner /18/ anger att nedböjningen efter 24 h belastning högst får uppgå till 70% av tillåten nedböjning för konstruktioner med mekaniska förband. Sättes den relativa krypningen efter 24 h till 0,3 erhålls alltså följande relation mellan momentan nedböjning y_0 och tillåten nedböjning y_{till}

$$y_{till} = 1,3 y_0 / 0,7 = 1,85 y_0 \quad (9:2)$$

Det innebär med andra ord att den relativa krypningen antagits till 0,85. Detta värde förefaller dock väl lågt för själva förbanden. Här antages i fortsättningen den relativa krypningen till 1,2. Utsättes konstruktionen för uttorkning under belastningstiden, ligger det föreslagna värdet på osäkra sidan. Värdet gäller endast för fuktklass I dvs fuktkvoten skall vara mindre än 18 %.

10. FÖRSÖK MED KONTINUERLIGA TRESTÖDSBALKAR SKARVADE MED SPIKPLÅTAR

10.1 Försökets uppläggning

I avsnitten 6 - 9 har visats hur balkar längdskarvade med spikplåtsförband kan behandlas ur hållfasthets- och deformationssynpunkt. För konstruktören torde det inte erbjuda några större problem att tillämpa de angivna metoderna för bestämning av förbandens hållfasthet. Däremot kan det vara vissa svårigheter att inpassa angivna uttryck på deformationsökningen i de beräkningsmodeller som finns för deformationerna hos en konstruktion. Spikplåtsförband måste därvid behandlas som elastiska leder. I nästa avsnitt skall visas hur nuvarande beräkningsmetoder kan vidgas så att de även omfattar deformationer i förbanden. Innan teoretiska modeller skapas är det emellertid lämpligt att först studera vilka tillskottsdeformationer som förbanden ger upphov till i några enkla konstruktionsexempel.

Ett typiskt exempel på konstruktioner där deformationskraven i allmänhet avgör valet av dimensioner är bjälklag. Här skall visas hur olika placering av skarven i ett bjälklag på tre stöd inverkar på bjälklagets nedböjning. Stödavståndet är lika i båda facken. Undersökningen genomfördes i följande steg:

- 1) Först bestämdes nedböjningen om balkarna var oskarvade och fritt upplagda i vardera facket
- 2) Sedan skarvades balkarna i den teoretiska momentnollpunkt som erhålls om bjälklaget betraktas som kontinuerligt och oskarvat. Nedböjningskurvan och vinkeländringen över skarven bestämdes vid samma yttre last som under 1). Ett prov belastades med konstant last i 24 h och krypningen registrerades

- 3) Slutligen skarvades balkarna över stödet och samma mätningar som under 2) genomfördes.

Det aktuella bjälklaget utfördes med en spännvidd av 3,5 m i vardera facket. Mellanstödet utfördes fast och de yttre stöden rörliga. Bjälklaget antogs belastat med en jämnt fördelad last om 100 kg/m. Den jämnt fördelade lasten ersattes med punktlaster så placerade och av sådan storlek att samma stödmoment och upplagsreaktion för mellanstödet erhöles som vid jämnt fördelad last. Figur 10.1 visar punktlasternas storlek och läge samt fördelning av moment- och tvärkrafter. Vid jämnt fördelad last ligger momentnollpunkten 0,95 m från mellanstödet. Skarven i fältet har placerats där, vilket innebär att den utsätts för ett moment om ungefär 20 kpm. Skarvens eftergivlighet gör att momenten omlagras något, varför det visade momentdiagrammet ej gäller exakt.

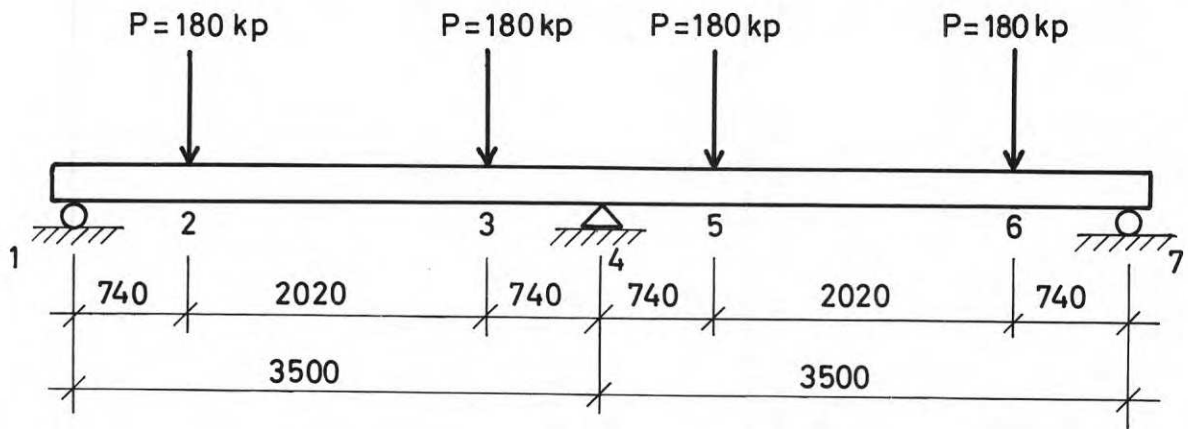
Virke i dimensionen 45 x 170 mm och ej av lägre kvalitet än T200 valdes. Momentet över stödet uppgår till -158 kpm. Enligt ekvation (6:38) krävs då en effektiv area, A , om

$$A = \frac{3M}{\tau_0 B} = \frac{3 \cdot 15800}{14 \cdot 17} = 215 \text{ cm}^2$$

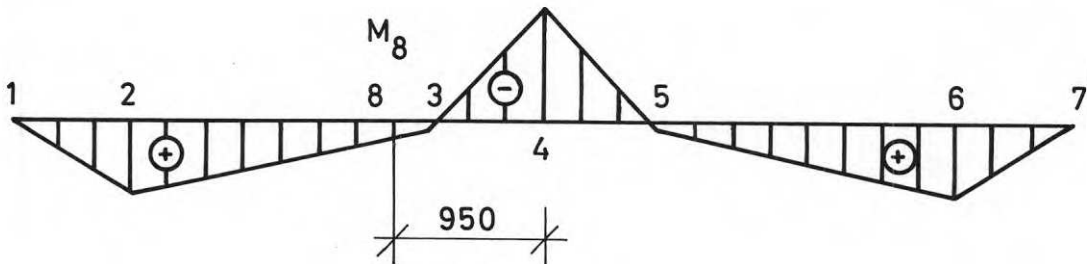
Största tillgängliga plåtbredd b är 15,2 cm, vilket ger ett minimikrav på plåtlängden a om

$$a = \frac{A}{b} + 2c = \frac{215}{15,2} + 2 = 16,1 \text{ cm.}$$

Här har valts att använda 2 st plåtar om 15,2 x 15,2 cm (6"x6"), vilket ger en lätt underdimensionering. Å andra sidan får man räkna med en viss reduktion av stödmomentet på grund av skarvens eftergivlighet.



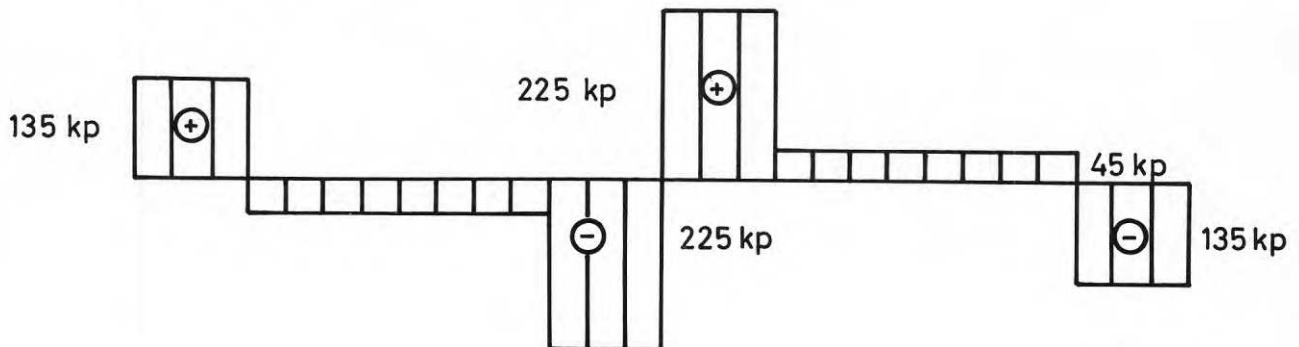
FÖRDELNING AV MOMENT M



$$M_2 = M_6 = 100 \text{ KPM} \quad M_3 = M_5 = 9 \text{ KPM} \quad M_4 = -158 \text{ KPM}$$

$$M_8 = 20 \text{ KPM}$$

FÖRDELNING AV TVÄRKRAFTER T



Figur 10.1 Belastningens storlek och läge samt fördelning av moment och tvärkrafter.

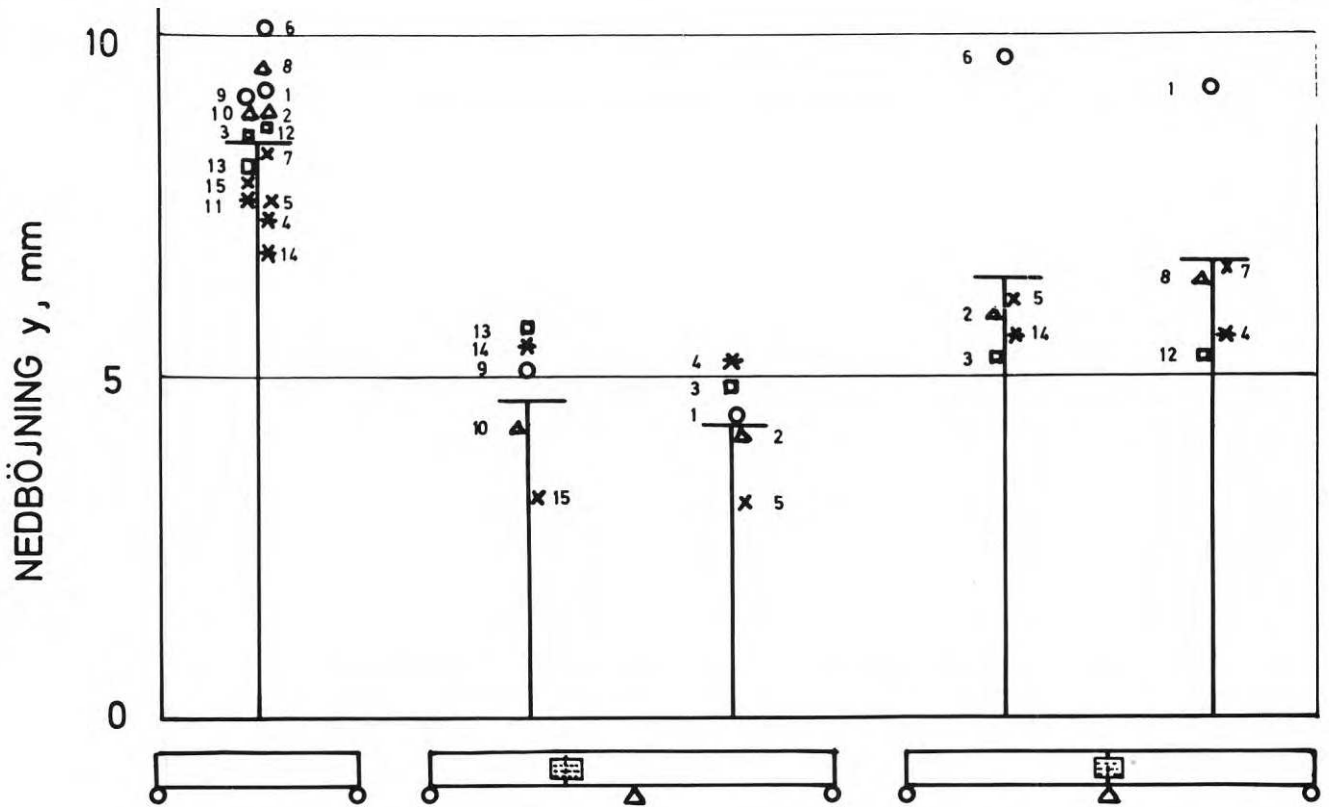
För att visa inverkan av skarvens styvhet på nedböjningen användes samma plåtstorlek vid skarvning i fältet där momentet endast är 12 à 15% av stödmomentet.

I vardera av försöksetapperna 2) och 3) ingick 5 identiska prov. Samtliga virkesbitar belastades under etapp 1) och med ledning av nedböjningsresultaten parades bitarna ihop i etapp 2) och 3) så att bitar med samma styvhet skarvades samman, se figur 10.2.

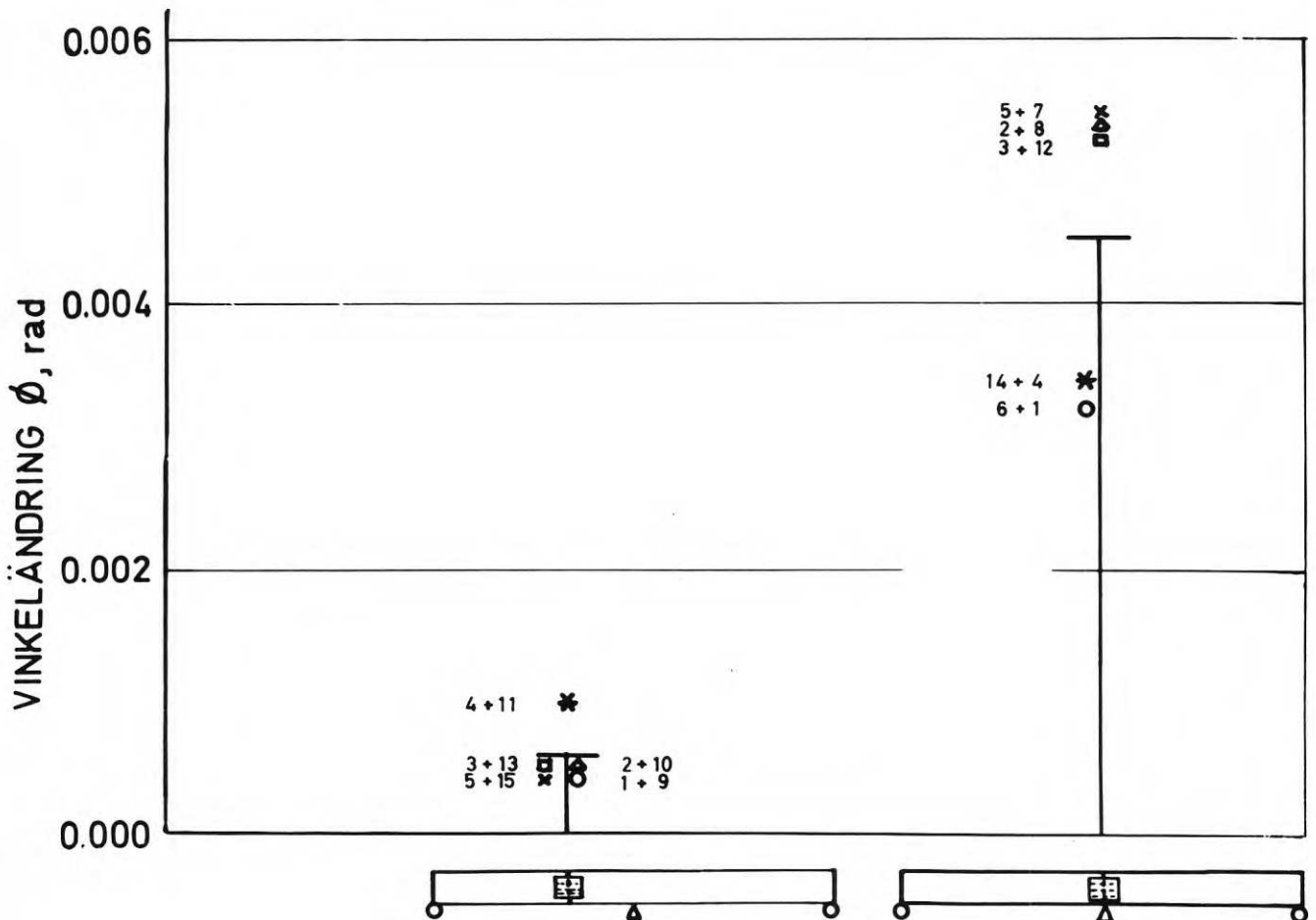
10.2 Försöksresultat

Virkets fuktkvot vid provningen uppgick till 12%. Försöksresultaten är redovisade i följande figurer:

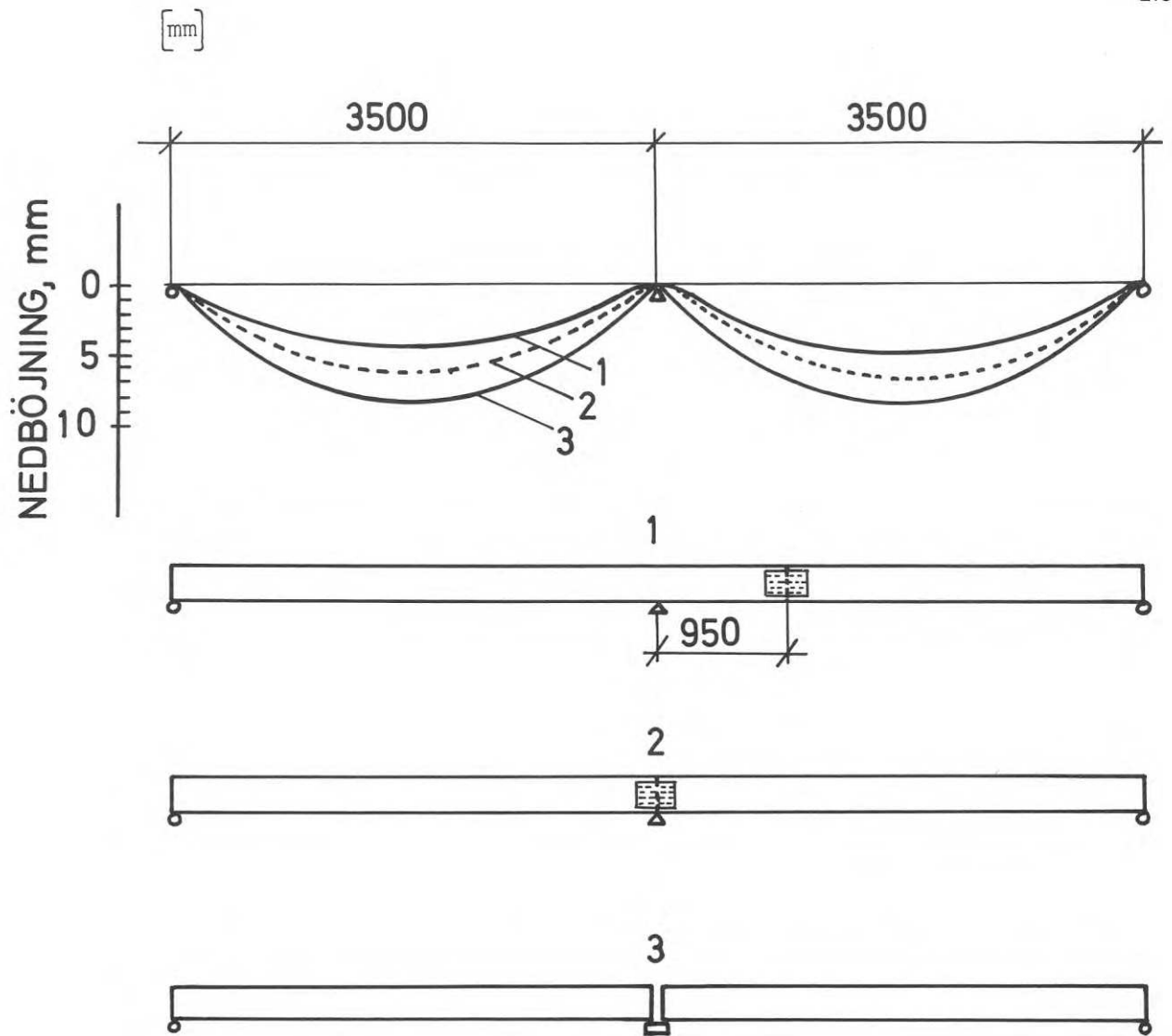
- Figur 10.2 Nedböjningen i mitten av varje fack vid olika skarvplaceringar jämfört med nedböjningen vid fri uppläggning. Införda symboler anger vilka bitar som hör ihop.
- Figur 10.3 Vinkeländringen över skarven vid placering av skarven över stöd respektive i fältet. Införda symboler anger vilka bitar som hör ihop.
- Figur 10.4 Nedböjningskurvans utseende vid olika skarvplaceringar jämfört med nedböjningen vid fri uppläggning. Kurvorna är baserade på medelvärden för varje provserie.
- Figur 10.5 Samband mellan nedböjning i fältmitt och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad över mittstödet. Brottet inträffade i virket.
- Figur 10.6 Samband mellan vinkeländring över skarven och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad över mittstödet.



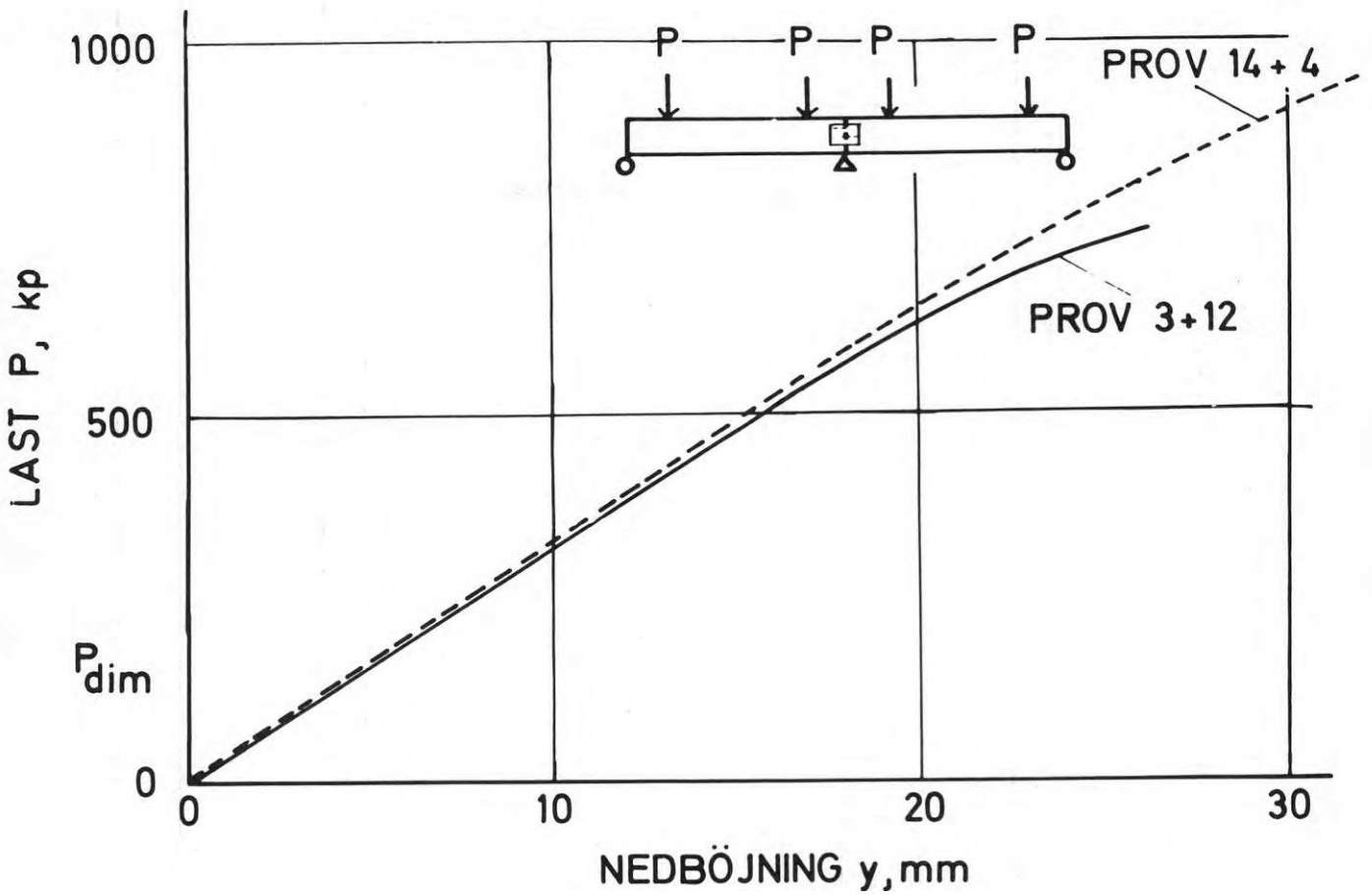
Figur 10.2 Nedböjningen i mitten av varje fack vid olika skarvplaceringar jämfört med nedböjningen vid fri uppläggning. Införda symboler anger vilka bitar som hör ihop.



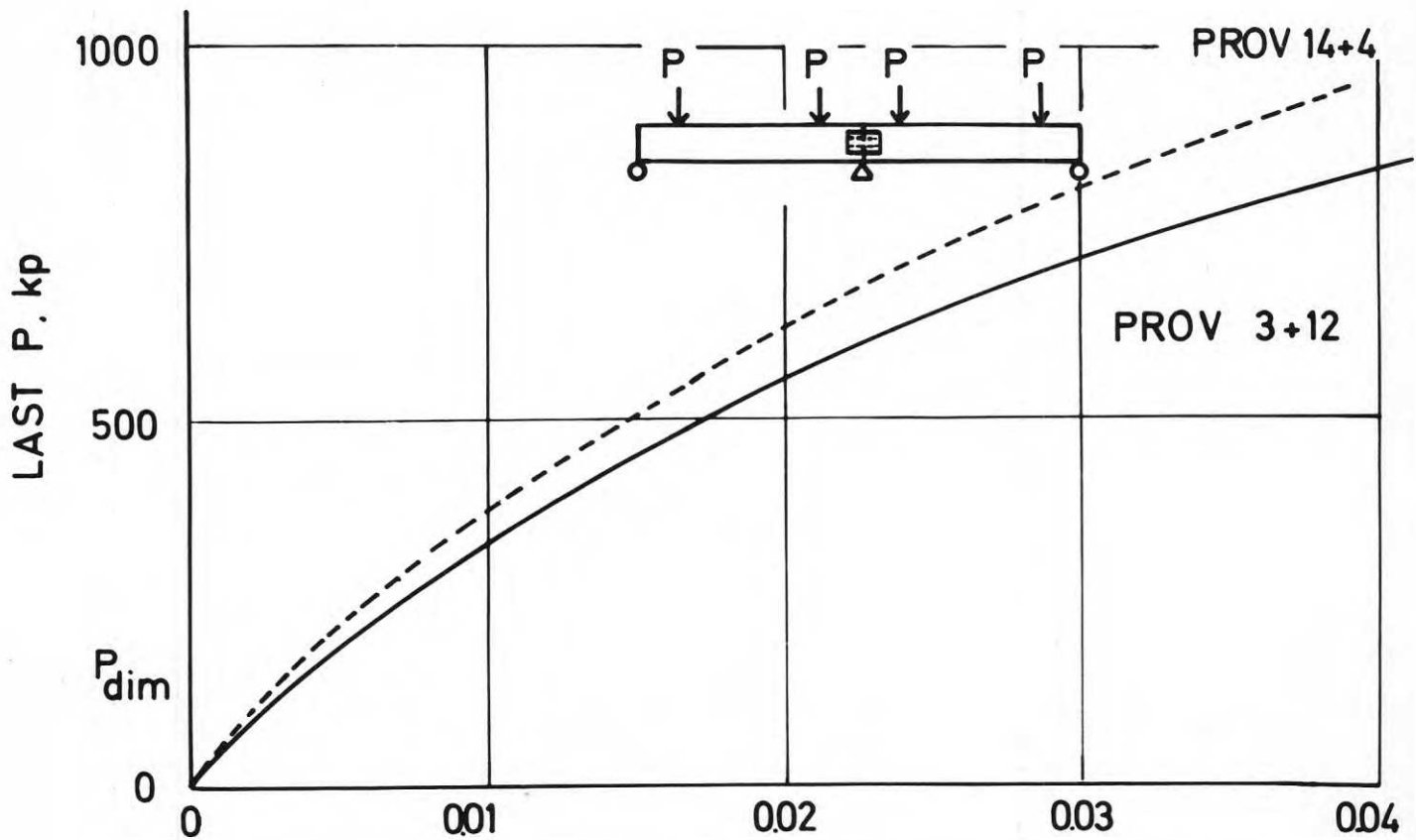
Figur 10.3 Vinkeländringen över skarven vid placering av skarven över stöd respektive i fältet. Införda symboler anger vilka bitar som hör ihop.



Figur 10.4 Nedböjningskurvans utseende vid olika skarvplaceringar jämfört med nedböjningen vid fri uppläggning. Kurvorna är baserade på medelvärden för varje provserie.



Figur 10.5 Samband mellan nedböjning i fältmitt och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad över mittstödet. Brottet inträffade i virket.



Figur 10.6 Samband mellan vinkeländring över skarven och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad över mittstödet.

Figur 10.7 Samband mellan nedböjning i fältmitt och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad 95 cm från mittstödet. Brottet inträffade i virket.

Figur 10.8 Samband mellan vinkeländring över skarven och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad 95 cm från mittstödet.

Figur 10.9 Relativ nedböjningskrypning r_y och relativ vinkeländringskrypning r_ϕ efter 24h belastning av balk skarvad över mittstödet.

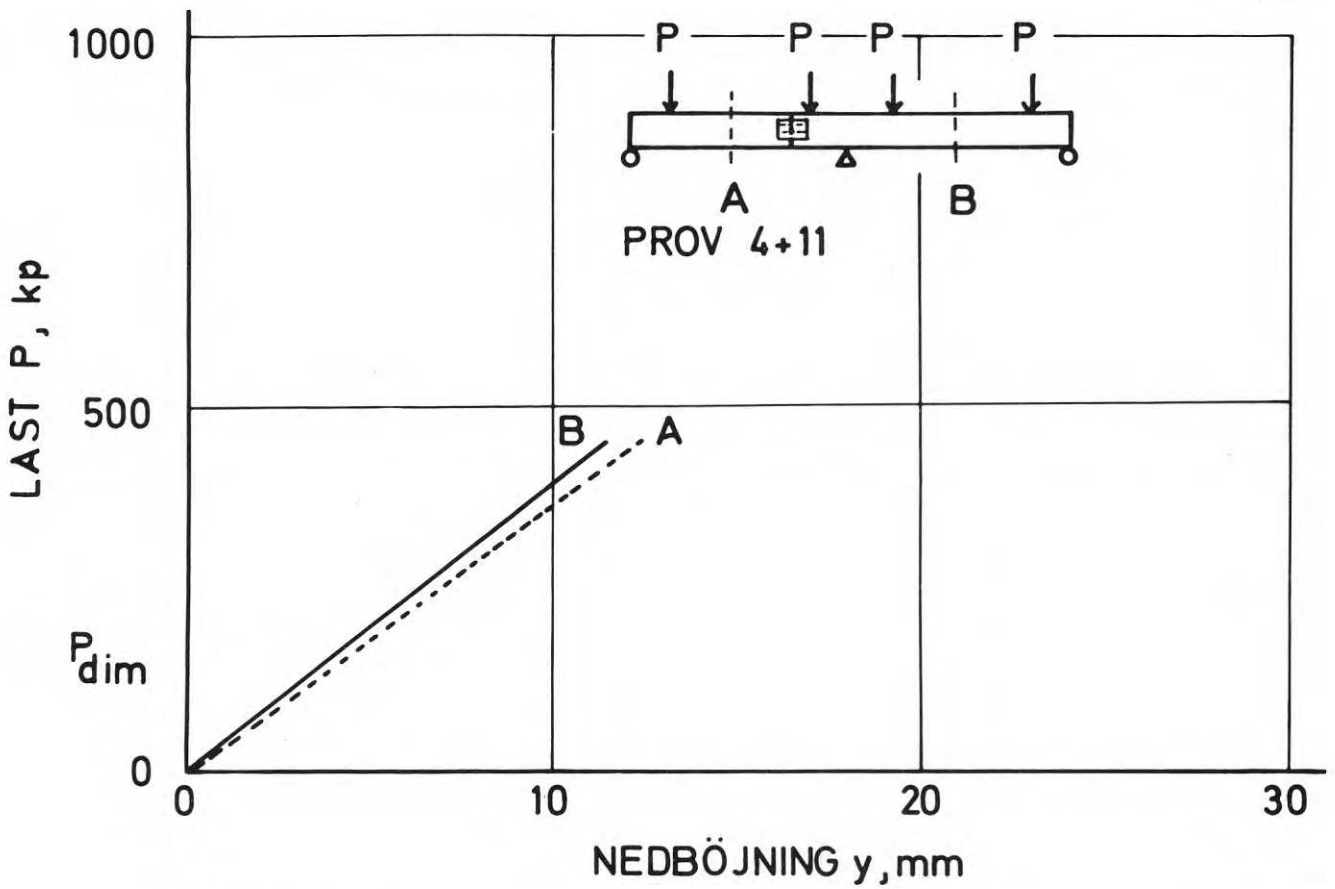
Figur 10.10 Relativ nedböjningskrypning r_y och relativ vinkeländringskrypning r_ϕ efter 16h belastning av balk skarvad 95 cm från mittstödet.

10.3 Diskussion av resultaten

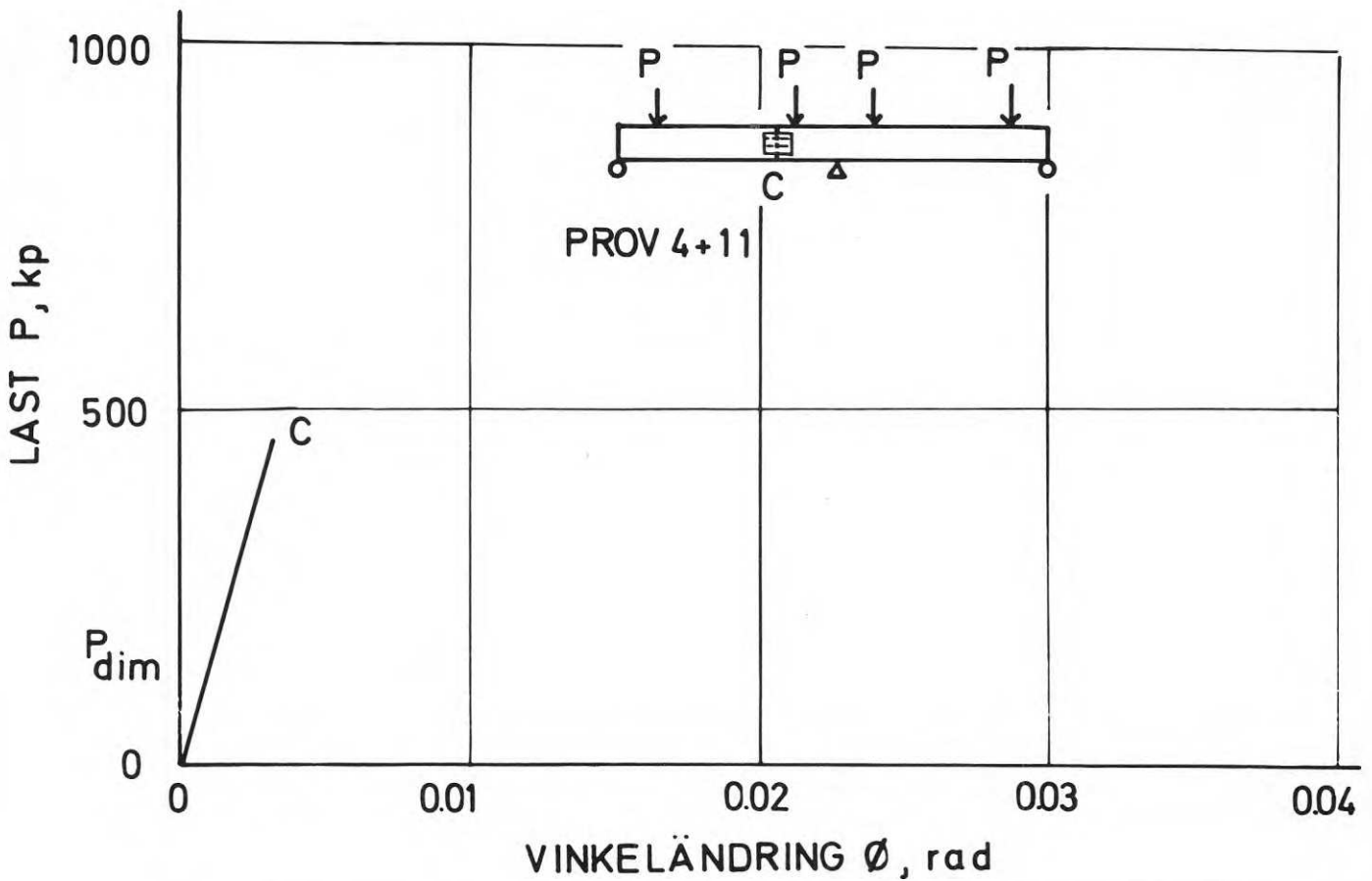
Det visade sig mycket svårt att tillverka förbanden utan att spel om någon eller några tiondels millimeter uppstod mellan virkesdelarna. Detta har i sin tur givit upphov till onödigt stor spridning i försöksresultaten. Svårigheterna vid tillverkningen av förbanden kan till stor del övervinnas om man har tillgång till en utrustning som pressar samman virkesdelarna vid plåtarnas ipressning.

Av figur 10.2 framgår att placering av skarven i ett snitt med lågt moment reducerar nedböjningen väsentligt jämfört med nedböjningen vid fri uppläggning. Vid skarvning över stöd har nedböjningen i ett fall minskat obetydligt, trots att förbandet var väl utfört.

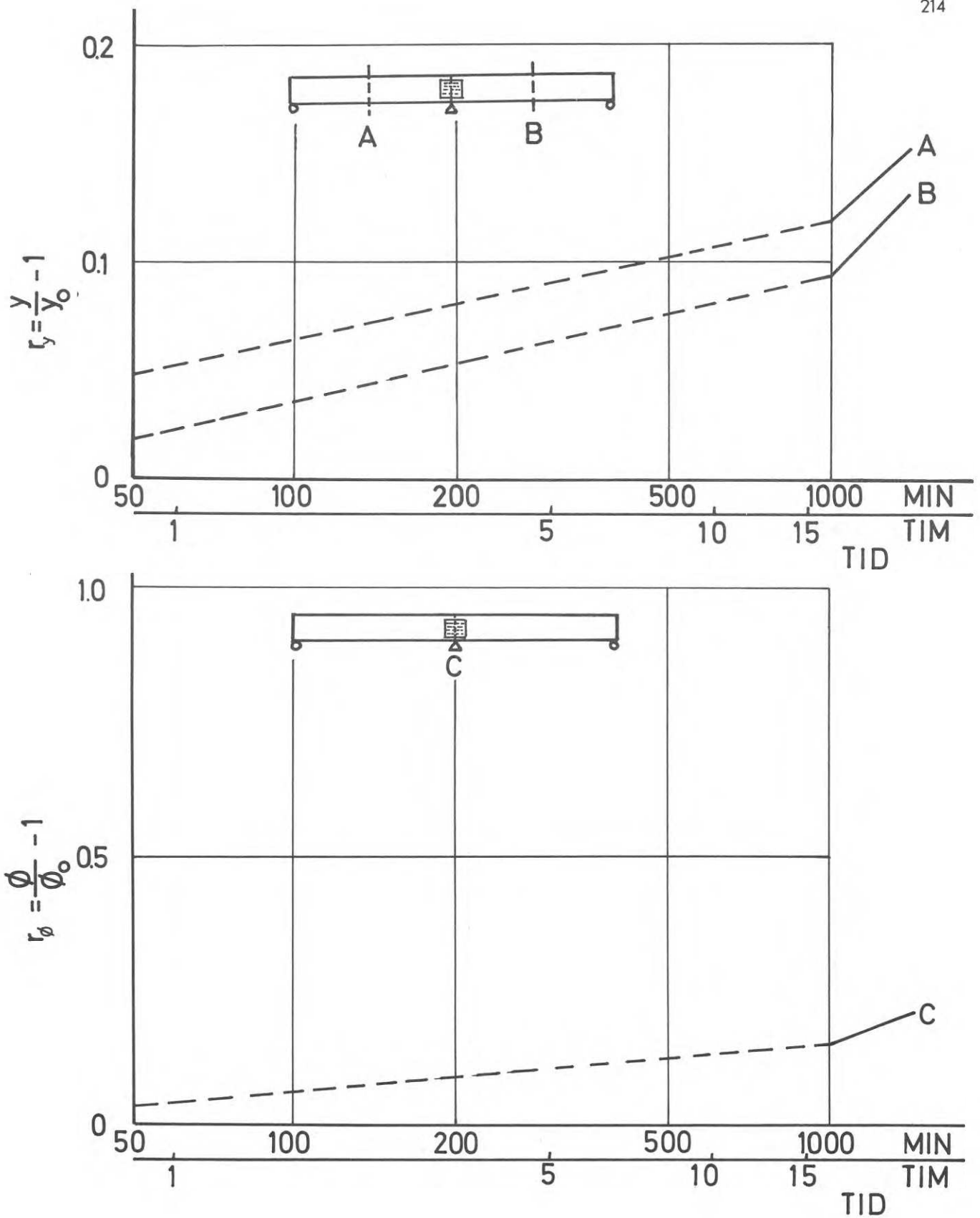
För en kontinuerlig balk på tre stöd med lika spännvidd i båda facken är vid symmetrisk belastning tangenten till nedböjningskurvan horisontell över mittstödet. Enligt figur 10.4 är tangenten ej längre horisontell om balken skarvas med spikplåtar. Största vinkeländringen erhålls om balken skarvas över mittstödet. Skarvar man över stödet, kan skarven framträda som en rygg i det färdiga golvet. Ryggeffekten minskas vid en överdimensionering.



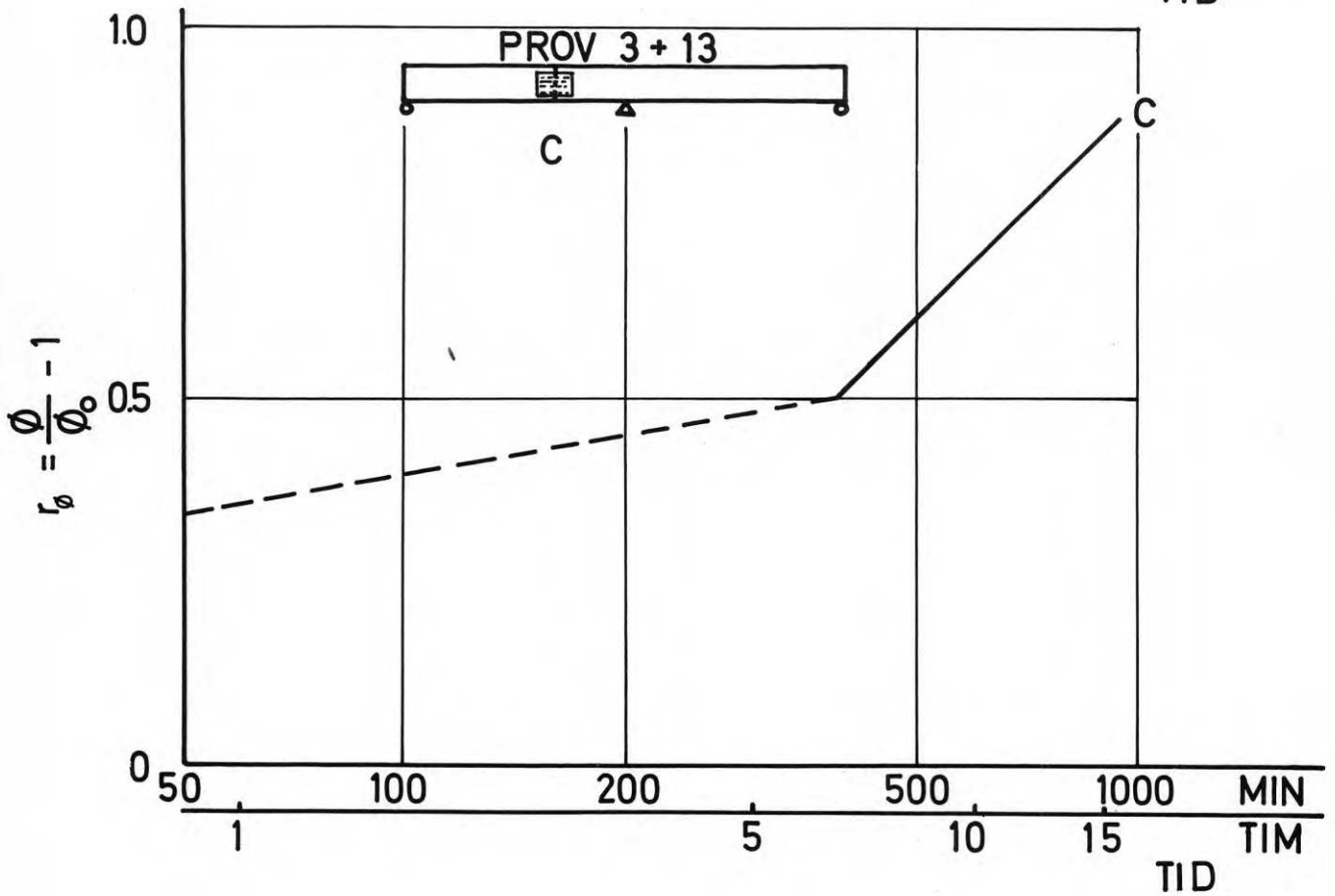
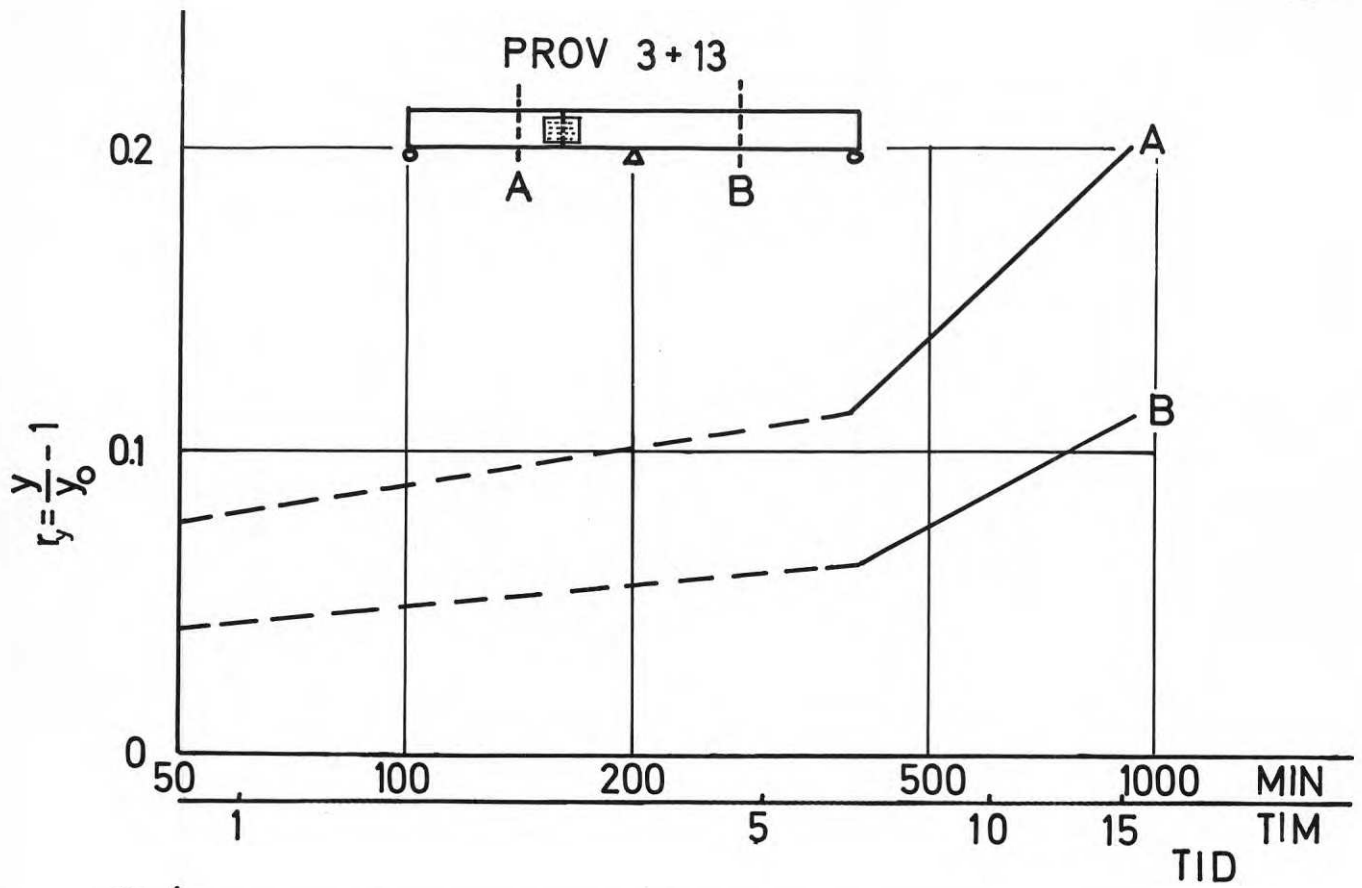
Figur 10.7 Samband mellan nedböjning i fältmitt och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad 95 cm från mittstödet.



Figur 10.8 Samband mellan vinkeländring över skarven och yttre last vid belastning till brott av balk skarvad 95 cm från mittstödet.



Figur 10.9 Relativ nedböjningskrypning r_y och relativ vinkeländringskrypning r_ϕ efter 24h belastning av balk skarvad över mittstödet



Figur 10.10 Relativ nedböjningskrypning r_y och relativ vinkeländringskrypning r_ϕ efter 16h belastning av balk skarvad 95 cm från mittstödet

nering av plåten. Om man vill undvika att ryggen framträder alltför tydligt, bör man tillse att skarven hamnar vid en vägg eller i anslutning till inredningsdetaljer. Placeras skarven ungefär i den teoretiska momentnollpunkten är risken mindre att den framträder i det färdiga bjälklaget.

Vid belastning av de skarvade balkarna till brott är skarvens eftergivlighet så stor att brottet utlöses i virket, se figur 10.5 — 10.8.

Brott kan inträffa i skarvar i fältet om tvärkraften är stor i förhållande till momentet.

Av figurerna 10.9 och 10.10 framgår att den relativa nedböjningen är av något mindre storleksordning än den relativa vinkeländringen över skarven. Orsaken till den stora krypningen för skarvar i fältet är förmodligen spel mellan virkesdelarna. Med hänsyn till krypningen är det troligt att nedböjningskurvan för balkar skarvade över stödet närmar sig nedböjningskurvan för fritt upplagda balkar. Önskar man genom skarvningen erhålla en reduktion av nedböjningen, bör därför skarven placeras ungefär i momentnollpunkten.

I nästa avsnitt visas hur man kan dimensionera kontinuerliga balkar skarvade med spikplåtar.

11. EXEMPEL PÅ DIMENSIONERING AV BALKAR LÄNGD-SKARVADE MED SPIKPLÅTSFÖRBAND

11.1 Allmänt

I föregående avsnitt har de formler återgetts varmed hållfasthet och deformationer kan beräknas för enskilda spikplåtsförband använda för längdskarvning av träbalkar. För att underlätta konstruktörens användning av formlerna visas i detta avsnitt exempel på hur påkänningar och deformationer kan beräknas i konstruktioner längdskarvade med spikplåtar.

11.2 Tvåstödsbalk skarvad med spikplåtar

Vid statistiskt bestämda konstruktioner kan tillskottsdeformationerna på grund av skarven bestämmas på ett enkelt sätt. Nedan visas beräkningsgången för en fritt upplagd horisontell balk utsatt för endast vertikal belastning. Lastfallet framgår av figur 11.1. Beräkningen genomförs i följande steg:

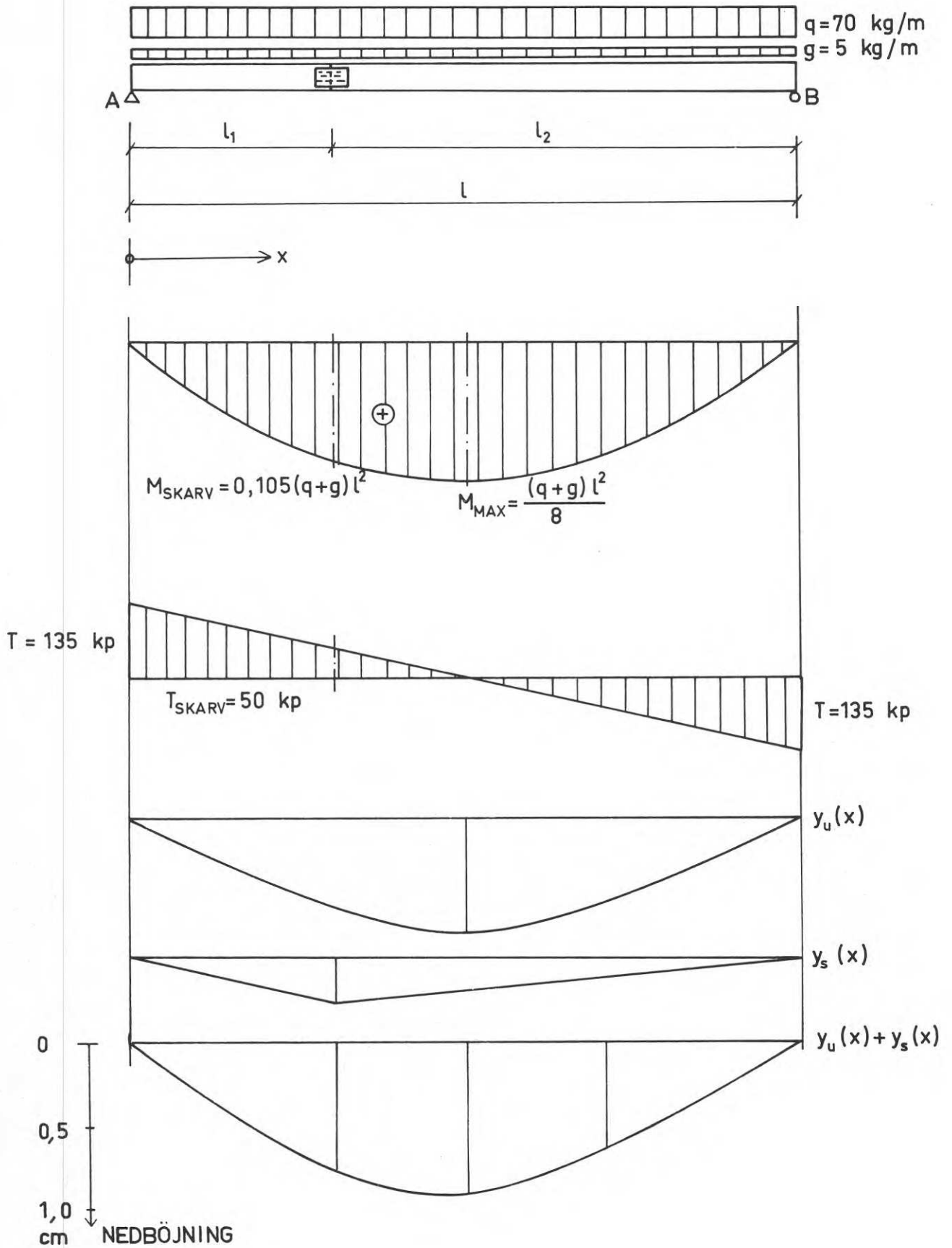
- a) Betrakta balkdelen A-B som oskarvad och bestäm erforderlig virkesdimension.
- b) Bestäm med ledning av ekvationerna i avsnitt 6 erforderlig plåtstorlek med hänsyn till momentet i det snitt där skarven skall placeras.
- c) Beräkna nedböjningen $y_u(x)$ för balken betraktad utan skarv och tillskottsnedböjningen $y_s(x)$ på grund av skarven. Den senare kan med beteckningar enligt figur 11.1 tecknas

$$y_s(x) = \frac{l_2}{l} \cdot \Phi \cdot x \quad \text{då } x \leq l_1 \quad (11:1)$$

$$y_s(x) = \frac{l_1}{l} \cdot \Phi (1 - x) \quad \text{då } x \geq l_1 \quad (11:2)$$

Φ anger vinkeländringen över skarven enligt avsnitt 6.

- d) Kontrollera om summan av nedböjningen för balken betraktad utan skarv $y_u(x)$ och tillskottsnedböjningen $y_s(x)$ i något snitt är större än tillåten nedböjning y_{till} .



Figur 11.1 Behandling av fritt upplagd tvåstödsbalk skarvad med spikplåtar.

Om $(y_u(x) + y_s(x))_{\max} > y_{\text{till}}$ ökas i första hand plåtens och i andra hand virkets dimensioner till dess att villkoret

$$(y_u(x) + y_s(x))_{\max} \leq y_{\text{till}} \text{ uppfylles.}$$

e) Kontrollera att skjuvpåkänningen mellan plåt och trä och i plåten ej överskrider tillåtna värden, se avsnitt 8.

Numeriskt exempel för en fritt upplagd balk

Bestäm erforderliga dimensioner för en fritt upplagd balk i konstruktionsvirke T200 ($\sigma_{b,\text{till}} = 80 \text{ kg/cm}^2$; $E = 80000 \text{ kg/cm}^2$) med en spännvidd l om 3,6 m. Balken skall skarvas med spikplåtar av märket Hydro-Nail E, $0,3 \cdot l = 1,08 \text{ m}$ från ena upplaget. Balken belastas med en nyttig last q om 70 kg/m. Egenvikten g är 5 kg/m. Tillåten nedböjning på grund av nyttig last är $l/400 = 0,9 \text{ cm}$, se figur 11.1.

a) I första steget bestäms balkens dimensioner utan hänsyn till skarven. Momentfördelningen framgår av figur 11.1. Följande villkor skall uppfyllas:

Erforderligt böjmotstånd

$$W \geq \frac{(q + g) l^2}{8 \cdot \sigma_{b,\text{till}}} = \frac{0,75 \cdot 3,6^2 \cdot 10^4}{8 \cdot 80} = 152 \text{ cm}^3$$

Erforderligt tröghetsmoment

$$I \geq \frac{5 q l^4 \cdot 400}{384 E l} = \frac{5 \cdot 0,75 \cdot 3,6^4 \cdot 10^8 \cdot 400}{384 \cdot 8 \cdot 10^4 \cdot 3,6 \cdot 10^2} = 2520 \text{ cm}^4$$

I detta fall blir nedböjningskravet avgörande för virkets dimension. Enligt exempelvis handboken Byggträ TAB.S03 erfordras 45 x 195 mm, T200.

b) Nu gäller det att bestämma erforderlig plåtstorlek över skarven. Momentet över skarven p g a egenvikt och nyttig last är

$$M_{\text{skarv}} = 0,105(q + g) l^2 = 10200 \text{ kpcm (Bygg 162:901,4)}$$

Spikplåtarna utnyttjas bäst om de placeras nära den dragna kanten. Här antas att plåten placeras 10 mm från den dragna kanten, dvs $d = 1 \text{ cm}$. Om plåtens bredd b är större än $(2B - 3d)/3$ kan erforder-

lig effektiv plåtarea A bestämmas ur ekvation (6:32). B anger virkets höjd. Nu kan b_{\min} beräknas

$$b_{\min} = \frac{2B - 3d}{3} = \frac{2 \cdot 19,5 - 3}{3} = 12 \text{ cm}$$

Välj närmast större standardbredd som är 12,5 cm

Ekvation (6:32) ger

$$A_{\text{erf}} = \frac{3b \cdot M_{\text{skarv}}}{\tau_0 B(B - 2d)} = \frac{3 \cdot 12,5 \cdot 10200}{13 \cdot 19,5 \cdot 17,5} = 86 \text{ cm}^2$$

Att den valda plåtbredden är tillräcklig med hänsyn till plåthållfastheten kontrolleras med hjälp av ekvation (6:33).

$$M_{\text{till}(p_0)} = \frac{2p_0 B(B - 2d)}{3} = 22700 \text{ kpcm} > M_{\text{skarv}} = 10200 \text{ kpcm}$$

Sedan A och b bestämt kan plåtens längd a beräknas som

$a = A/b + 2c$ där c för Hydro-Nail E är 1 cm, dvs $a = 9$ cm. Då nedböjningskravet avgjort balkens dimensioner kan det vara lämpligt att öka a något. Pröva plåtstorleken 125 x 150 mm.

c) Nu skall tillskottsnedböjningen på grund av skarven beräknas. I avsnitt 6 har lämnats anvisningar om hur vinkeländringen över skarven beräknas. Med spelet lika med noll kan vinkeländringen över skarven beräknas enligt ekvation (6:46) som ger

$$\Phi = k_{\text{tid}}(10 - 0,32B) \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M_{\text{skarv}}}{A} \cdot \frac{b}{B - 2d} + 0 = 0,35 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

Tillskottsnedböjningen $y_s(x)$ över skarven erhålls som

$$y_s(x = 0,3 \cdot 1) = \frac{0,31}{1} \Phi \cdot 0,7 \cdot 1 = 0,264 \text{ cm}$$

Nedböjningslinjens ekvation utan hänsyn till skarven tecknas

$$y_u(x) = \frac{q_1^3 x}{24EI} \left(1 - \frac{2x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3} \right)$$

d) Nu återstår att kontrollera om

$$(y_s(x) + y_u(x))_{\max} < y_{\text{till}}$$

$(y_s(x) + y_u(x))_{\max}$ bestäms enklast grafiskt, se figur 11.1.

Av figuren framgår att $(y_s(x) + y_u(x))_{\max}$ är 0,9 cm

$y_{\text{till}} = 1/400 = 0,9$ cm, dvs den valda skarven uppfyller nedböjningsvillkoret.

e) Slutligen skall kontrolleras att tillåten tvärkraft T_{till} ej har överskridits. För 2 st 125 x 150 mm Hydro-Nail E erhålls

$$T_{\text{till}}(\tau_o) = \tau_{90^\circ} \cdot A = \tau_o(1 - 0,6 \sin 90^\circ) \cdot A = 850 \text{ kp}$$

$$T_{\text{till}}(s_o) = 2b \cdot s_o = 2 \cdot 12,5 \cdot 50 = 1250 \text{ kp}$$

(beträffande τ_{90° , s_o , se typgodkännandet för Hydro-Nail E)

s_o är tillåten skjuvpåkänning i plåten.

$$T_{\text{dim}} = 50 \text{ kp} \ll T_{\text{till}}$$

Balken utförs alltså med 45 x 195 mm virke i kvaliteten T200 och skarvas med 2 st spikplåtar om 125 x 150 mm av märket Hydro-Nail E. Plåtarna placeras 10 mm från den dragna kanten.

11.3 Flerstödsbalk skarvad med spikplåtar

Längdskarvning med spikplåtar av balkar torde i första hand bli aktuellt för flerstödsbalkar. Vid kontinuerliga balkar på flera stöd måste jämviktsvillkoren kompletteras med deformationsvillkor för att i balken uppträdande krafter och moment skall kunna bestämmas. Om balkarna är skarvade med förband, vars styvhet avviker från balkens måste detta beaktas. I figur 11.2 visas en kontinuerlig skarvad balk belastad med en yttre last $q(x)$. Om man antar att den skarvade balken uppfyller elasticitetsteorins villkor kan balk och förband dimensioneras i följande steg, se figur 11.2.

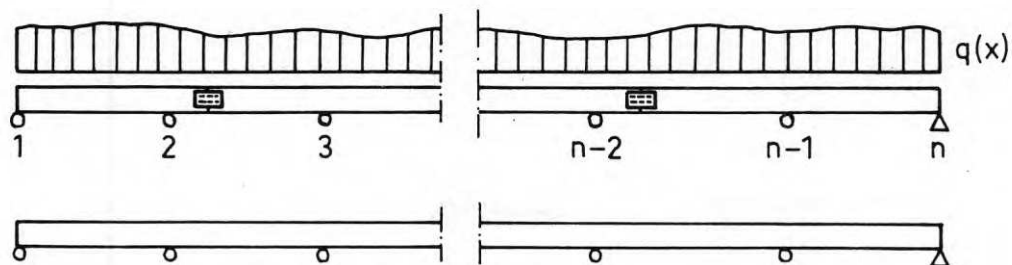
- a) Balken betraktas som oskarvad. Moment, tvärkraft och upplagsreaktioner bestäms och balken dimensioneras för dessa påkänningar.
- b) Skarvar införs i avsedda snitt. Lämpligen placeras skarvarna i zoner med litet moment. Spikplåtarna dimensioneras för uppträdande krafter och moment erhållna i a). Lämpligen väljs något större plåtar än vad hållfasthetsvillkoren ger. Detta då skarvens styvhet i allmänhet blir avgörande.
- c) Nu skall skarvarnas inverkan på fördelning av krafter och moment bestämmas. Ett sätt att göra detta är att enligt figur 11.2 ta bort mellanstöden och införa krafterna $R_2 \rightarrow R_{n-1}$ i stödpunkterna. Därefter tecknas nedböjningen i stödpunkterna 2, 3 ... n - 1 för den nu fritt upplagda balken 1 \rightarrow n dels på grund av den yttre lasten q dels på grund av punktlasten i varje stödpunkt. Hänsyn tas till skarvarna. Införs så villkoret att nedböjningen skall vara noll över stöden erhålls följande ekvationssystem

$$\begin{aligned}
 (y_2)_{q(x)} + (y_2)_{R_2} + (y_2)_{R_3} + \dots + (y_2)_{R_{n-1}} &= 0 \\
 (y_3)_{q(x)} + (y_3)_{R_2 \rightarrow R_{n-1}} &= 0 \\
 \vdots & \\
 (y_{n-1})_{q(x)} + (y_{n-1})_{R_2 \rightarrow R_{n-1}} &= 0
 \end{aligned} \tag{11:3}$$

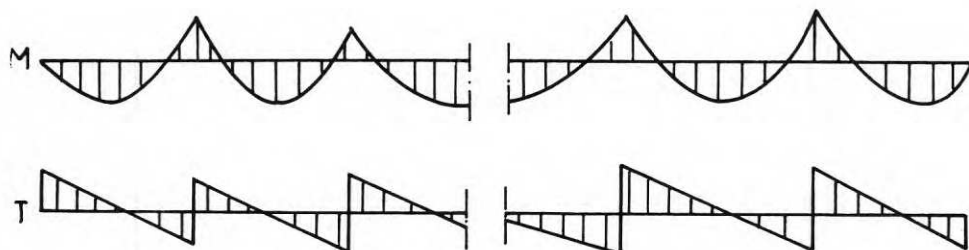
Ur detta ekvationssystem kan upplagsreaktionerna bestämmas och sedan kan fördelningen av moment och tvärkrafter beräknas ur jämviktsvillkoren. Kontrollera att tillåtna påkänningar för virke och förband ej överskrides.

d) Därefter snittas balken över stöden enligt figur 11.2 och varje balkdel betraktas som fritt upplagd åverkad av yttre laster och bestämda snittkrafter. Nedböjningen i varje fack kan nu beräknas på sätt som angivits under avsnitt 11.2. Vidare kontrolleras att tillåtna moment och tvärkrafter för förbanden ej överskrides.

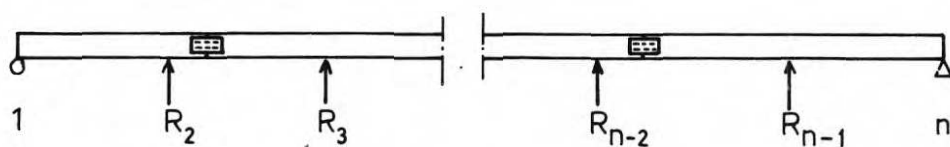
e) Om deformations- och hållfasthetsvillkoren ej uppfylles ökas i första hand plåtens och i andra hand virkets dimension och beräkningen görs om från punkt c) till dess att villkoren uppfylls.



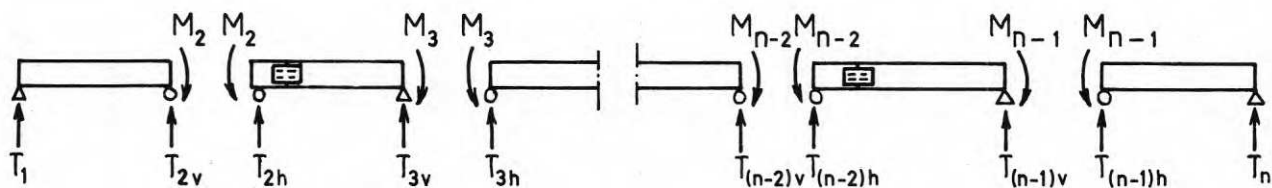
BALKEN BETRAKTAS SOM OSKARVAD



MED LEDNING AV MOMENT OCH TVÄRKRAFT DIMENSIONERAS SPIKPLÅTARNA



UPPLAGEN ERSÄTTS MED UPPÅTRIKTADE KRAFTER R



REAKTIONER OCH MOMENT BESTÄMS VAREFTER BALKEN SNITTAS I

DELELEMENT, VARJE DELELEMENT BEHANDLAS SOM ANGIVITS I KAP.11:2

Figur 11.2 Behandling av kontinuerlig flerstödsbalk skarvad med spikplåtar.

Vid flerstödsbalkar med många skarvar och varierande belastningar blir beräkningarna arbetskrävande och användning av datorer rekommenderas.

Beräkningsexempel för trestödsbalk

I exemplet behandlas dels allmänna uttryck för beräkning av en trestödsbalk med godtyckligt placerad skarv och belastad med jämnt fördelad last, dels visas ett numeriskt exempel. Det allmänna lastfallet för en trestödsbalk belastad med jämnt fördelad last framgår av figur 11.3. Använda värden gäller för spikplåtar av märket Hydro-Nail E.

a) Balken betraktas som oskarvad. Moment, tvärkraft och upplagsreaktioner bestäms och balken dimensioneras för dessa påkänningar. Dimensionerande moment erhålls normalt över mittstödet. Med beteckningar enligt figur 11.3 kan om balken betraktas som oskarvad stödmomentet M_B , upplagsreaktionen R_B samt nedböjningskurvan för respektive delfack tecknas (se t ex Bygg 162):

$$M_B = - \frac{q_1 e^3 + q_2 (1-e)^3}{8 \cdot l} \quad (11:4)$$

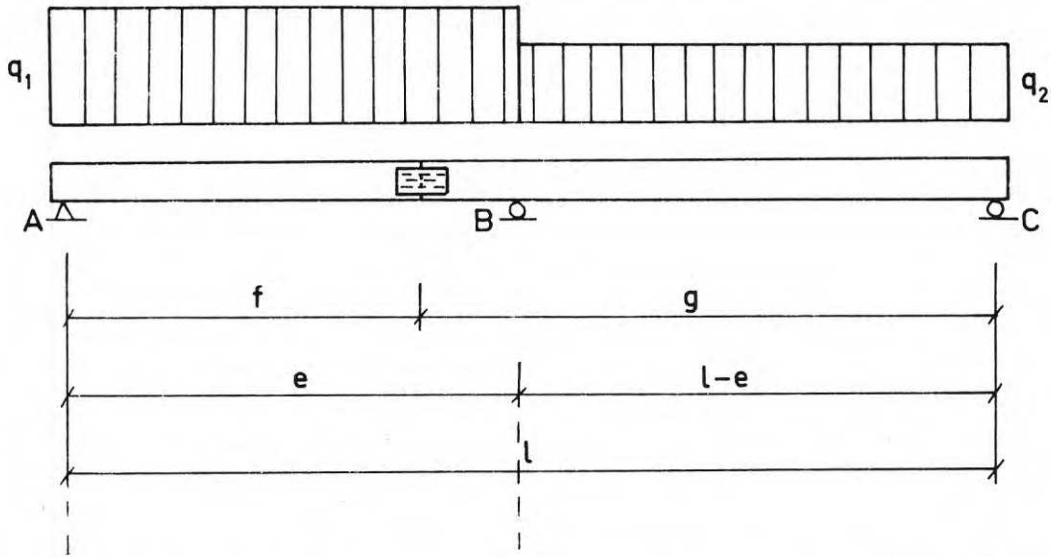
$$R_B = \frac{q_1 e}{2} + \frac{q_2 (1-e)}{2} - \frac{M_B}{e} - \frac{M_B}{1-e} \quad (11:5)$$

$$y_{A-B} = \frac{q_1 e^3 x}{24EI} \left(1 - \frac{2x^2}{e^2} + \frac{x^3}{e^3} \right) + \frac{M_B e x}{6EI} \left(1 - \frac{x^2}{e^2} \right) \quad (11:6)$$

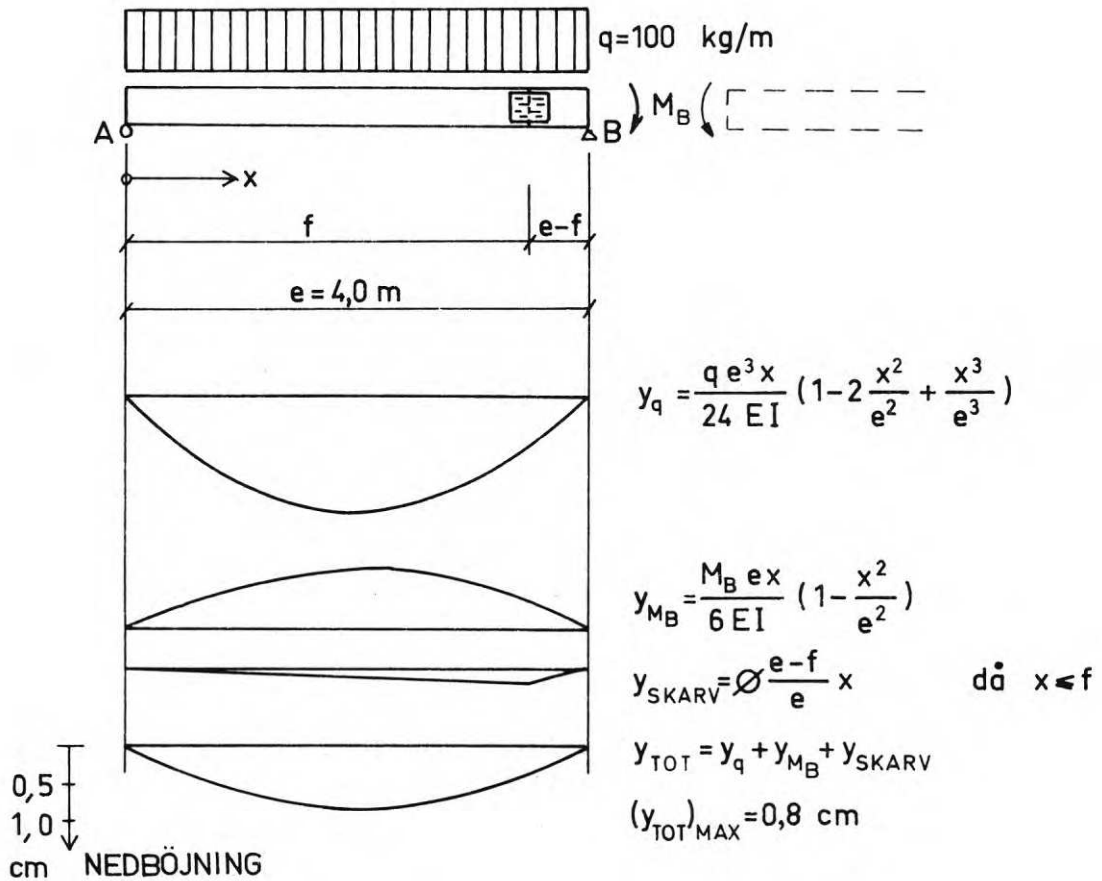
$$y_{B-C} = \frac{q_2 (1-e)(x-e)}{24EI} \left(1 - \frac{2(x-e)^2}{(1-e)^2} + \frac{(x-e)^3}{(1-e)^3} \right) + \frac{M_B (1-e)(x-e)}{6EI} \left(1 - \frac{(x-e)^2}{(1-e)^2} \right) \quad (11:7)$$

Om skarven skall placeras i fack A-B erhålls ur jämviktsvillkoren momentet i den tänkta skarvpunkten som

$$M_{\text{skarv}} = \frac{q_1 e f}{2} + \frac{M_B f}{e} - \frac{q_1 f^2}{2} \quad (11:8)$$



Figur 11.3 Balk på tre stöd med jämnt fördelad last i vardera facket.



Figur 11.4 Grafisk bestämning av maximal nedböjning för balkdel A-B i figur 11.3.

Om skarven skall placeras i fack B-C ger jämviktsvillkoren momentet i det avsedda skarvsnittet som

$$M_{\text{skarv}} = \frac{q_2(1-e)g}{2} + \frac{M_B g}{1-e} - \frac{q_2 g^2}{2} \quad (11:9)$$

Ur jämviktsvillkoren erhålls vid skarv i fack A-B avskärningskraften T i den tänkta skarvpunkten som

$$T = \frac{q_1 e}{2} + \frac{M_B}{e} - q_1 f \quad (11:10)$$

och vid skarv i fack B-C

$$T_{\text{skarv}} = \frac{q_2(1-e)}{2} + \frac{M_B}{1-e} - q_2 g \quad (11:11)$$

b) Spikplåtarna dimensioneras nu för enligt a) i skarvsnittet uppträdande avskärningskraft och moment. Vilket av placeringsfallen enligt avsnitt 6 som skall tillämpas för plåtarna får avgöras från fall till fall. Normalt är det ekonomiskt att placera plåtarna nära den dragna kanten. Om risk föreligger att balkarna vänds fel vid monteringen bör plåtarna placeras symmetriskt över fogen mitt på virkets flatsida. Med hänsyn till att skarvens styvhet normalt är dimensionerande kan det vara beräkningsbesparande att redan i detta skede öka den enligt någon av ekvationerna under avsnitt 6 erhållna plåtstorleken en à två steg. Speciellt om skarven placerats i områden med lågt moment.

c) Om skarven antas utförd utan spel ($s=0$) inses att sambandet mellan vinkeländring Φ och moment enligt avsnitt 6 kan tecknas

$$\Phi = k_2 M \quad (11:12)$$

Uttrycket på k_2 beror på vilket av placeringsfallen som tillämpas. Stödet B ersätts nu med en uppåtriktad kraft R och nedböjningen y i punkten B tecknas för balken A-C belastad med de yttre lasterna q_1 , q_2 och R_2 . Ur villkoret $y_{q_1, q_2} = y_R$ i punkten B erhålls:

$$\begin{aligned}
 R \left(\frac{e^2(1-e)^2}{3EI} + \frac{k_2 f^2 (1-e)^2}{1^2} \right) &= \frac{q_1 e^4}{24EI} \left(\frac{4l}{e} + \frac{e}{1} - 3 - \frac{2(1-e)}{1} \right) + \\
 + \frac{q_1 k_2 f^2 (1-e)}{1} \left(e - \frac{e^2}{2l} - \frac{f}{2} \right) &+ \frac{q_2 k_2 f^2 (1-e)^3}{2l^2} + \\
 + \frac{q_2 (1-e)^4}{24EI} \left(\frac{4l}{1-e} - 3 - \frac{2(1+e)}{1} + \frac{1-e}{1} \right) & \quad (11:13)
 \end{aligned}$$

Om $e = 1/2$ förenklas ekvation (11:13) till

$$\begin{aligned}
 R \left(\frac{l^3}{48EI} + \frac{k_2 f^2}{4} \right) &= \frac{5q_1 l^4}{768EI} + \frac{q_1 k_2 f^2}{2} \left(\frac{3l}{8} - \frac{f}{2} \right) + \\
 + \frac{5q_2 l^4}{768EI} + \frac{q_2 k_2 f^2 l}{16} & \quad (11:14)
 \end{aligned}$$

EJ är böjstyvhetstalet som förutsättes konstant över hela balken. Då R i B är känt kan R_A och R_C bestämmas ur jämviktsvillkoren och det korrigerade stödmomentet $(M_B)_{\text{korr}}$ erhålls som

$$(M_B)_{\text{korr}} = R_A \cdot e - \frac{q_1 e^2}{2} \quad (11:15)$$

d) Därefter studeras balkdelarna A-B och B-C separat som fritt upplagda balkar åverkade av yttre laster och moment. Virkets och skarvens hållfasthet kontrolleras för erhållna påkänningar och vidare kontrolleras på sätt som angivits under 11.2 att tillåten nedböjning ej överskrides.

Numreriskt exempel

$$q_1 = q_2 = q = 100 \text{ kg/m}$$

$$l = 8,0 \text{ m}; e = 1/2 = 4,0 \text{ m}; f = 3,5 \text{ m}; g = 4,5 \text{ m}$$

Om man bortser från skarven erhålls med beteckningar enligt figur 11.3

$$M_B = - \frac{q(1/2)^3 + q(1/2)^3}{8l} = - \frac{q l^2}{32} = - 20000 \text{ kpcm} \quad (\text{ur } 11:4)$$

$$R_B = \frac{ql}{4} + \frac{ql}{4} - \frac{2M_B}{1} - \frac{2M_B}{1} = \frac{5ql}{8} = 500 \text{ kp} \quad (\text{ur } 11:5)$$

$$M_{\text{skarv}} = \frac{qlf}{4} + \frac{2M_B f}{1} - \frac{q_1 f^2}{2} = -8750 \text{ kpcm} \quad (\text{ur } 11:8)$$

$$T_{\text{skarv}} = \frac{ql}{4} + \frac{2M_B}{1} - qf = 200 \text{ kp} \quad (\text{ur } 11:10)$$

$$(y_{A-B})_{\text{max}} = (y_{B-C})_{\text{max}} = \frac{q(1/2)^4}{185EI} \quad (\text{ur } 11:6)$$

för $x = 0,21 \cdot l$

Balken utföres i T200 ($\sigma_{b,\text{till}} = 80 \text{ kg/cm}^2$; $E = 80000 \text{ kg/cm}^2$)

Tillåten nedböjning är $e/400 = 1 \text{ cm}$. Virkets dimension bestäms ur villkoren:

$$\text{Erforderligt böjmotstånd } W \geq \frac{M_B}{\sigma_{b,\text{till}}} = 250 \text{ cm}^3$$

$$\text{Erforderligt tröghetsmoment } I \geq \frac{q(1/2)^4 400}{185E(1/2)} = 1730 \text{ cm}^4$$

45 x 195 mm erfordras för att uppfylla dessa villkor (se t ex TAB S03 i Byggträ).

Här antages att plåtens och virkets centrumlinjer sammanfaller: Minsta erforderlig plåtbredd b erhålls då ur ekvation (6:39) som

$$b = \frac{3M_{\text{skarv}}}{2p_{oB}} = 6 \text{ cm}$$

Ekvation (6:38) ger minsta erforderlig effektiv area A

$$A = \frac{3M_{\text{skarv}}}{\tau_{oB}} = 103 \text{ cm}^2$$

Välj 2 st 102 x 152 mm Hydro-Nail E. Tvärkraften dimensionerar ej.

Nu skall skarvens inverkan på deformationerna bedömas. Ekvation (11:14) ger upplagsreaktionen R för stöd B som

$$R = \frac{\frac{5ql^4}{384EI} + \frac{k_2 q f^2}{4} (1-f)}{\frac{1^3}{48EI} + \frac{k_2 f^2}{4}}$$

Kontroll $k_2 = 0$ ger $R = \frac{5}{8} ql$, vilket stämmer.

Med $EI = 8 \cdot 2,782 \cdot 10^7 \text{ kpcm}^2$ erhålls efter insättning

$$R = \frac{24,5 + k_2 \cdot 13,8 \cdot 10^6}{4,9 \cdot 10^{-2} + k_2 \cdot 3,07 \cdot 10^4} \quad [\text{kp}]$$

För det aktuella fallet beräknas k_2 enligt ekvation (6:47) och med beaktande av krypningen enligt avsnitt 9 erhålls

$$k_2 = k_{\text{tid}} (10 - 0,32B) \cdot 10^{-5} / A = 6,1 \cdot 10^{-7} \quad [1/\text{kpcm}]$$

$$\text{där } k_{\text{tid}} = 2,2 \quad (s = 0)$$

Nu kan korrigerade värden på upplagsreaktioner och moment bestämmas

$$R = 486 \text{ kp}$$

$$R_A = 0,5(800 - 486) = 157 \text{ kp}$$

$$(M_B)_{\text{korr}} = - \left(\frac{qe^2}{2} - R_A \cdot e \right) = - (800 - 4 \cdot 157) \cdot 10^2 = - 17200 \text{ kpcm}$$

dvs stödmomentet har minskat med drygt 10 %. Momentet över skarven erhålls som

$$M_{\text{skarv}} = - \left(\frac{3,5}{4} \cdot 172 - \frac{3,5}{4} \cdot 100 \right) \cdot 10^2 = - 6300 \text{ kpcm}$$

Vinkeländringen över skarven erhålles om spelet är noll som

$$\Phi = k_2 \cdot M_{\text{skarv}} = 6,1 \cdot 10^{-7} \cdot 6300 = 0,385 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

Vid beräkning av tillskottsnedböjningen på grund av skarv skall betraktas ett lastfall enligt figur 11:4. Analytiskt tecknas nedböjningen $y_s(x)$ som

$$y_s(x) = \frac{qe^3 x}{24EI} \left(1 - \frac{2x^2}{e^2} + \frac{x^3}{e^3} \right) + \frac{M_B e x}{6EI} \left(1 - \frac{x^2}{e^2} \right) + \Phi \frac{e-f}{e} \cdot x$$

för $x \leq f$

En analytisk lösning blir relativt arbetskrävande. Istället visas en grafisk lösning i figur 11:4. Av skalan i figuren framgår att nedböjningen maximalt uppgår till 0,8 cm medan tillåten nedböjning uppgår till 1 cm. Den skarvade balken uppfyller således deformations- och hållfasthetsvillkoren. Utan skarv uppgår nedböjningen till 0,62 cm. Skarven har alltså ökat nedböjningen ungefär 0,2 cm. I vissa fall kan det nu löna sig att undersöka om plåtarnas eller verkets dimension kan minskas utan att nedböjningskravet frångås.

I flertalet fall är lasten ojämnt fördelad och då blir beräkningen mer omfattande men tillvägagångssättet är detsamma. Vid skarvning över stödet finns risk att skarven framträder som en rygg i bjälklaget.

11.4 Skarvning av ramstänger i fackverk

Idag längdskarvas ramstängerna i fackverk med spikplåtar utan att några olägenheter i form av för stora nedböjningar erhålls. Dessa förband utförs ofta med spel. Inför man nu villkoret att förbanden skall utföras utan spel bör man vid skarvning av ramstänger åverkade av moment och dragkraft kunna tillämpa ekvationerna (7:39) och (7:40) som ej ger större vinkeländringar än enbart tillåtet moment. Härvid erhålls ej större vinkeländring över skarven än vad som idag erhålls för förband med spel beräknade enligt nuvarande teorier.

Vid tryckta stänger kan samma ekvationer tillämpas men dragkraften N ersätts med en tredjedel av tryckkraften (se Planverkets anvisningar). Förfarandet ger resultat på säkra sidan ur deformationsynpunkt. Viss försiktighet bör dock iakttas vid skarvning av tryckta stänger med hänsyn till risken för knäckning. Statens Planverk anger att skarvar i tryckta stänger ej får placeras i den mellersta tredjedelen av den fria stånglängden.

Avsikten är att i en senare rapport från STFI redovisa knäckning av stänger längdskarvade med spikplåtar.

LITTERATUR, hänvisad till i rapporten:

-
- /1/ Nordiska Kommittén: VII Riktlinjer för provning av spikplåtar och för byggnadsbestämmelser, 1969 härledning av tillåtna påkänningar (NKB-skrift nr 13, 1971)
- /2/ Statens Planverk, 1968: PM rörande förutsättning för användning av spikgrupplåtar som förbindning vid träförband
- /3/ Nordiska Kommittén för byggnadsbestämmelser, 1969: VI Riktlinjer för utförande och dimensionering av spikplåtsförband
- /4/ Edlund, G., 1970: Beräkning av W-fackverk med spikplåtsförband. Svenska Träforskn. inst. B-medd nr 14, Stockholm
- /5/ Brynildsen, O., & Booth, L.G., 1967: Structural Analysis of Timber Trusses with Semi-rigid Joints. IUFRO Congress, Munich 1967
- /6/ Möller, T., 1951: En ny metod för beräkning av spikförband. Chalmers Tekniska Högskolas handlingar nr 117, Göteborg
- /7/ Jones, W.L., 1964: Vibration, Static Strength and Elastic Properties of Clear Douglas fir at Various Levels of Moisture Content. For. Prod. Jour. p. 409-413, Canada
- /8/ Aune, P., 1970: Investigations on strength and stiffness of joints made with hydro-nail truss plates. Acta Polytechnica Scandinavica Ci 67, Trondheim
- /9/ Thunell, B., 1941: Hållfasthetsegenskaper hos svenskt furuvirke utan kvistar och defekter. Statens Provningsanstalts medd nr 81, Stockholm
- /10/ Nordiska Kommittén för byggnadsbestämmelser, 1967: Nordiska riktlinjer för träkonstruktioner, NKB-skrift nr 7, Helsingfors
- /11/ Norén, B., 1968: Nailed Joints- Their Strength and Rigidity under Short-Term and Long-Term Loading, Statens Nämnd för byggnadsforskning, Handling nr 22/68, Stockholm
- /12/ Norén, B., 1957: Spikförbands momentstyvhet, Väg- och Vattenbyg-garen nr 7, 1957, Stockholm
- /13/ Cederwall, K., 1961: Beräkning av spikade konstruktioner med hänsyn till förbandens deformationsegenskaper. Chalmers Tekniska Högskolans Handlingar nr 248, Göteborg

- /14/ Perkins, R.H.,
Suddarth, S.K, and
Dale, A.C.,1962 Rotational Resistance of Three-Membered
Nailed Joints subjected to Bending Moment.
Research Bulletin No 753, Purdue University,
Lafayette,Indiana
- /15/ Kent,T.,& Teter,N.,1965: The Design of Nailed Joints for Continuous
Timber Beams, International Symposium on
Joints in Timber Structures,London
- /16/ Handboken BYGG,1961,kap. 161
Stockholm
- /17/ Norén, B., 1962: Nailed Joints, A contribution to the theoret-
ical analysis of yield and strength.Sv.
Träforsk.nst.,medd.nr 123B
- /18/ Norén,B., 1970: Typprovning av träkonstruktioner, Sv.Trä-
forsk.nst. B-medd nr 54

R40:1971

Denna rapport avser anslag C 445:1 från Statens råd för byggnadsforskning till Svenska träforskningsinstitutet, Stockholm.

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

Pris: 29 kronor