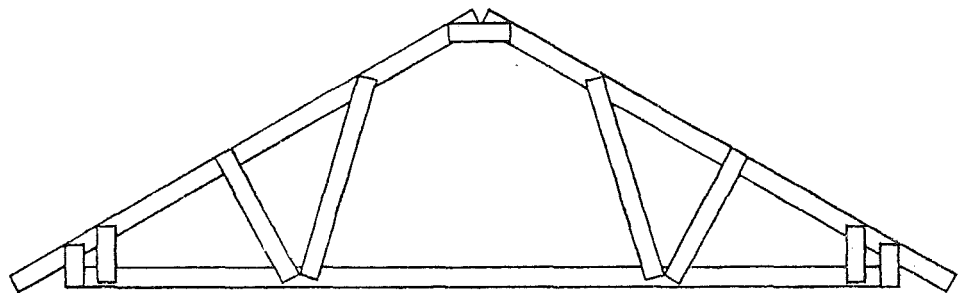


INSTITUTIONEN FÖR KONSTRUKTIONSTEKNIK
TEKNISKA HÖGSKOLAN I LUND

PLATTAKSTOL, FASTSTÄLLANDE AV BROTTLASTEN GENOM
FULLSKALEPROVNING OCH DATORBERÄKNING



EXAMENSARBETE AV
GEORGIOS XOURAFIS

LUND HT-84

FÖRORD

Denna rapport, i kombination med det utförda laborationsarbete som krävdes, utgör författarens examensarbete, som är ett avslutande moment för utbildningslinjen för Väg- och Vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola.

Genom detta vill jag framföra ett tack till Sture Åkerlund som har handlett mig under arbetet och som alltid visat vänlighet samt verkligt intresse för studenternas bästa.

Lund i september 1984

Georgios Xourafis

INLEDNING

Fullskaleprovningen och studiet av plåttakstolen, som redovisas i denna rapport, utfördes på Institutionen för Konstruktionsteknik, avdelningen för Bärande Konstruktioner vid Lunds Tekniska Högskola.

Provningen utfördes på begäran av Ahlsell Profil, som konstruerat plåttakstolen, och syftade till att bedöma konstruktionens hållfasthet och beteende vid lastpåverkan.

Profilerad tunnplåt som konstruktionsmaterial för takstolar är något nytt, med tanke på den traditionella trätakstolen som idag dominerar i byggnadssammanhang. Plåttakstolen anses vara konkurrenskraftig gentemot trätakstolen, i första hand för lätta konstruktioner, då en minskning av transport- och monteringskostnader gör att ett byggobjekt blir lönsammare. (Plåttakstolen kan levereras i lösa delar och monteras med skruvförband på byggplatsen.) För plåtprofilens stålkvalité och mått samt takstolens geometriska utformning redogörs i figur 1.

Träforskningsinstitutet, Statens Byggeforskningsinstitut samt andra institutioner i Norden har länge utfört fullskaleprovningar med trätakstolar enligt vissa provningsmetoder. Provningsmetoden som i det följande redovisas är av samma princip, dock något modifierad för att anpassas till den profilerade tunnplåt som det här är frågan om.

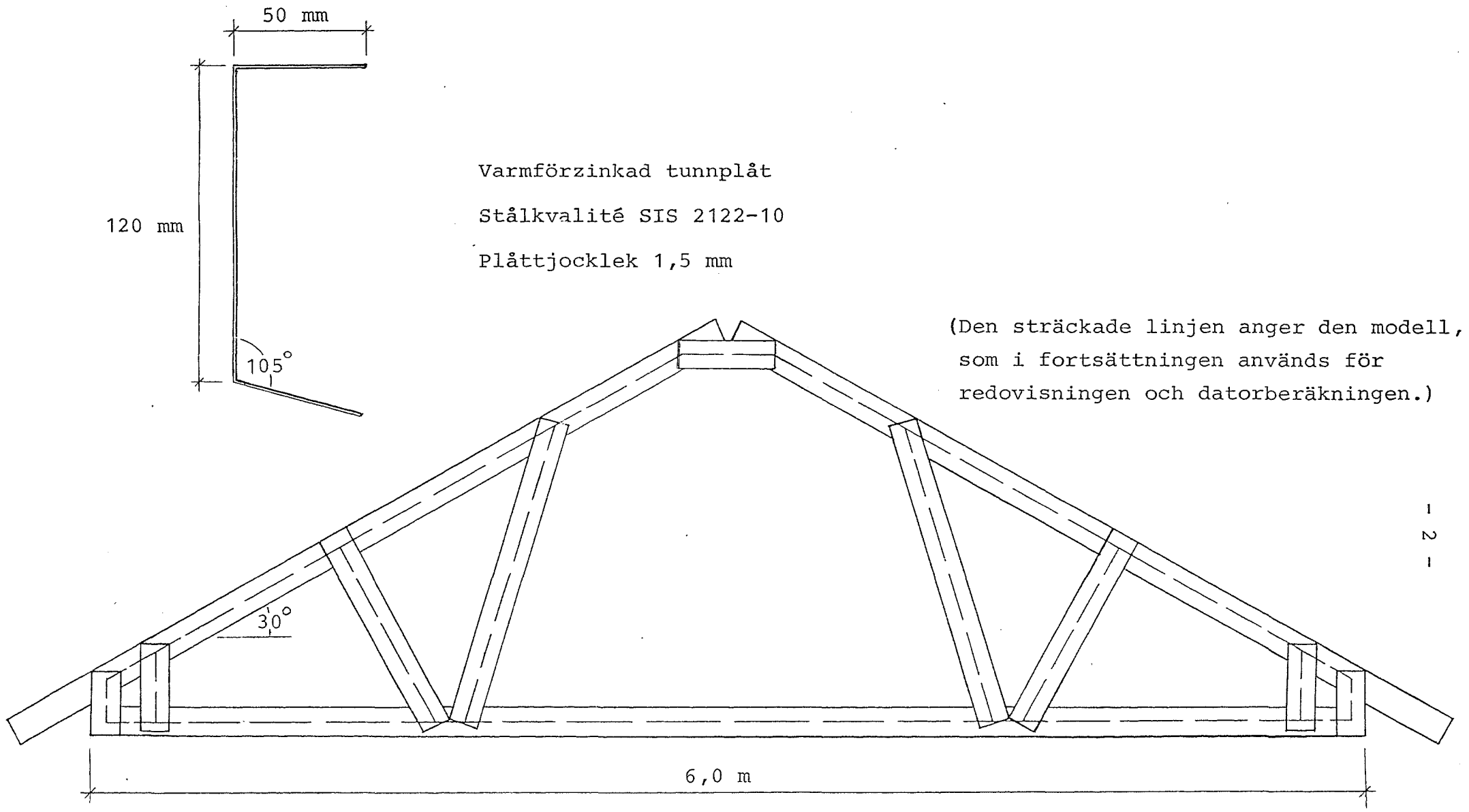
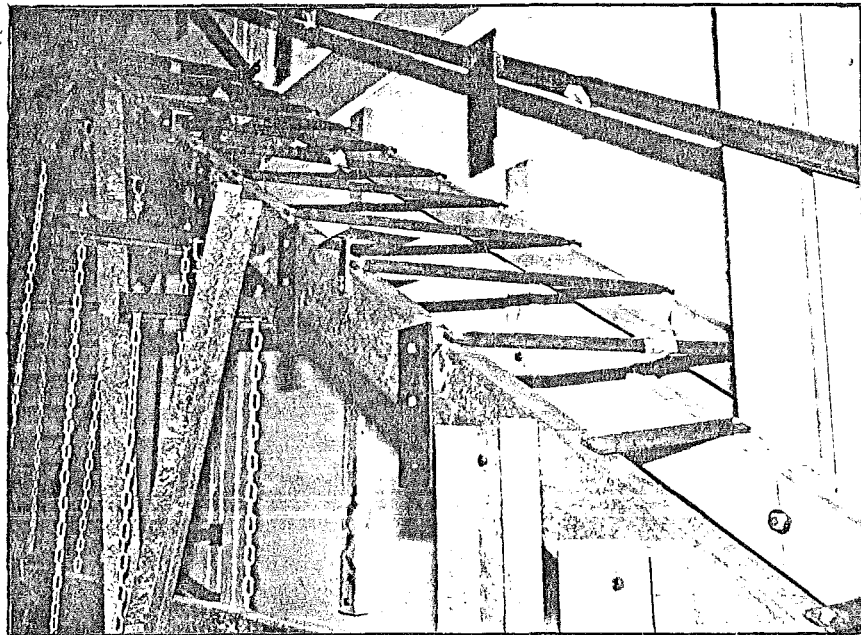


FIG. 1: Plåtprofilens mått och data samt plåttakstolens geometriska utformning.

BESKRIVNING AV FULLSKALEPROVNINGEN

Takstolen ställdes i vertikalt läge på ett rullager och ett fixlager vid de respektive stödpunkterna. Med hjälp av rörstänger, vars ena ända fästes på överramens övre fläns och andra ända vinkelrätt mot den intilliggande väggen, förhindrades takstolens sidorörelser så att den behöll sitt vertikala läge under provningen. Arrangemanget visas i bild nedan.



Stabilisering av takstolen i vertikalt läge.

De olika, jämnt fördelade lasterna, som verkar på takstolen simulerades med tio punktlaster, P_1 , på överramen och fyra punktlaster, P_2 , på underramen. Lasterna placerades så att symmetriskt lastfall åstadkoms. Av figur 2 framgår den principiella lastplaceringen för provningen. P_1 motsvarar den jämnt fördelade lasten av yttertakets egentyngd och snölasten, medan P_2 motsvarar den jämnt fördelade lasten av innertakets egentyngd (ca $220 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$) och beräknades till 0,4 kN per punktlast. P_2 var alltså konstant last, medan P_1 ökades successivt med jämna laststeg (ca 50 N per punktlast och minut) tills brott inträffade.

Belastningen skedde med hjälp av två hydrauliska domkrafter, som var och en påförde lika stor last på högra respektive vänstra över-

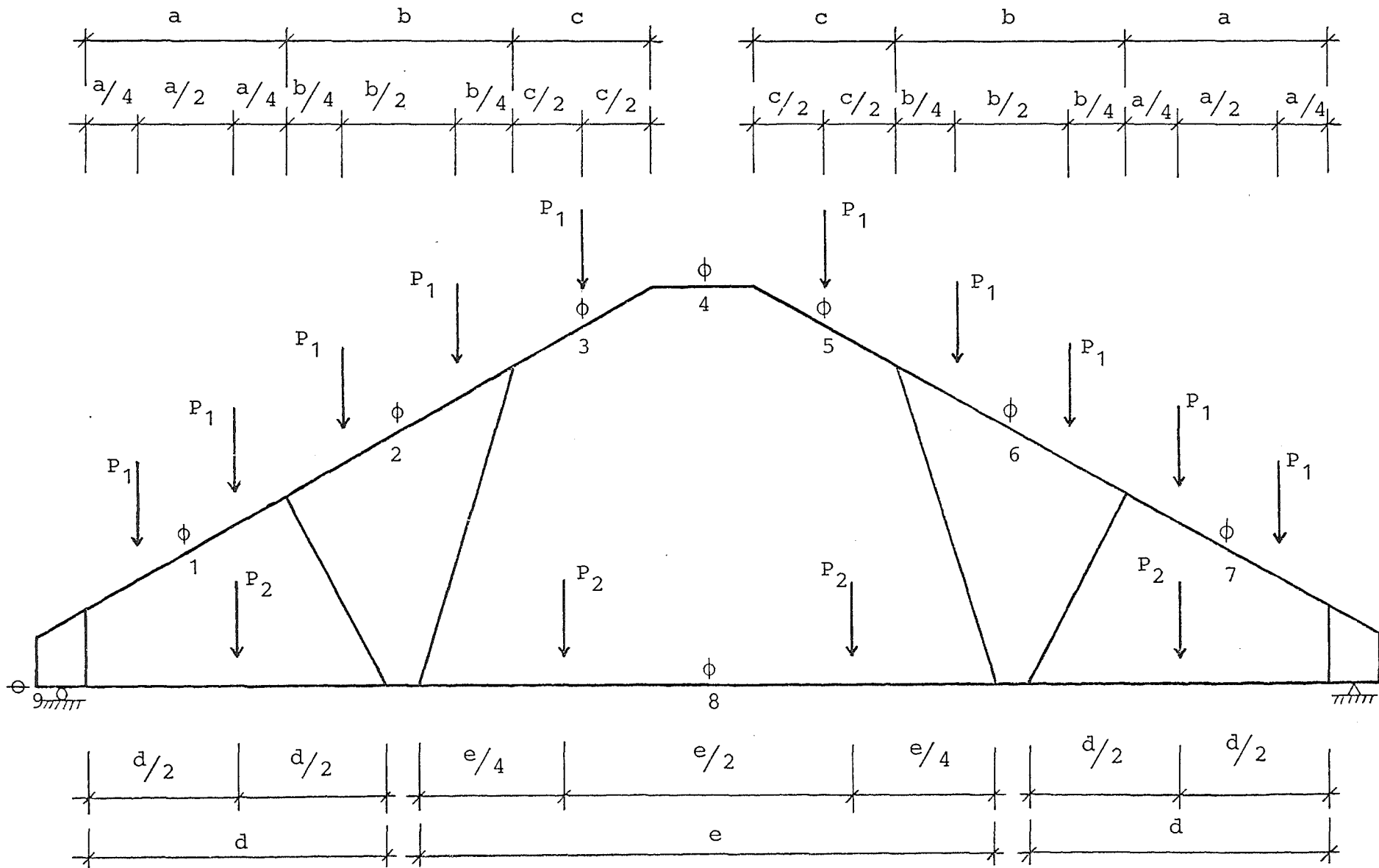


FIG. 2: Placering av laster och transduktorer för fullskaleprovnigen.

ramen där P_1 -lasterna angriper. Lastöverföringen åstadkoms genom ett jämviktssystem som bestod av stålbalkar och kättingar. P_2 -lasterna verkade i form av tyngder (40 kg per styck), som hängdes på underramen. I figur 3 och 4 visas den principiella uppställningen av provningsanordningen. Nedböjningen avlästes med hjälp av åtta transduktorer som placerades symmetriskt i olika punkter av takstolen, samt en transduktor för avläsning av den horisontella förskjutningen vid rullagrets sida (se fig. 2).

Transduktorerna och domkrafterna kopplades till en dator med vars hjälp nedböjningen vid varje laststeg avlästes. I figur 5 redovisas takstolens nedböjning i de olika mätpunkterna som funktion av pålagd last. Som framgår av figuren inträffade brottet vid $P_{tot} = 24,0$ kN (där $P_{tot} = 10 \cdot P_1 + 4 \cdot 0,4$) i form av lokal buckling huvudsakligen i överramens övre fläns. Brottets läge och utseende visas i figur 3 respektive 6.



: Hängande vikt (40 kg)



: Brottpunktens läge



: Nedåtriktad domkraft

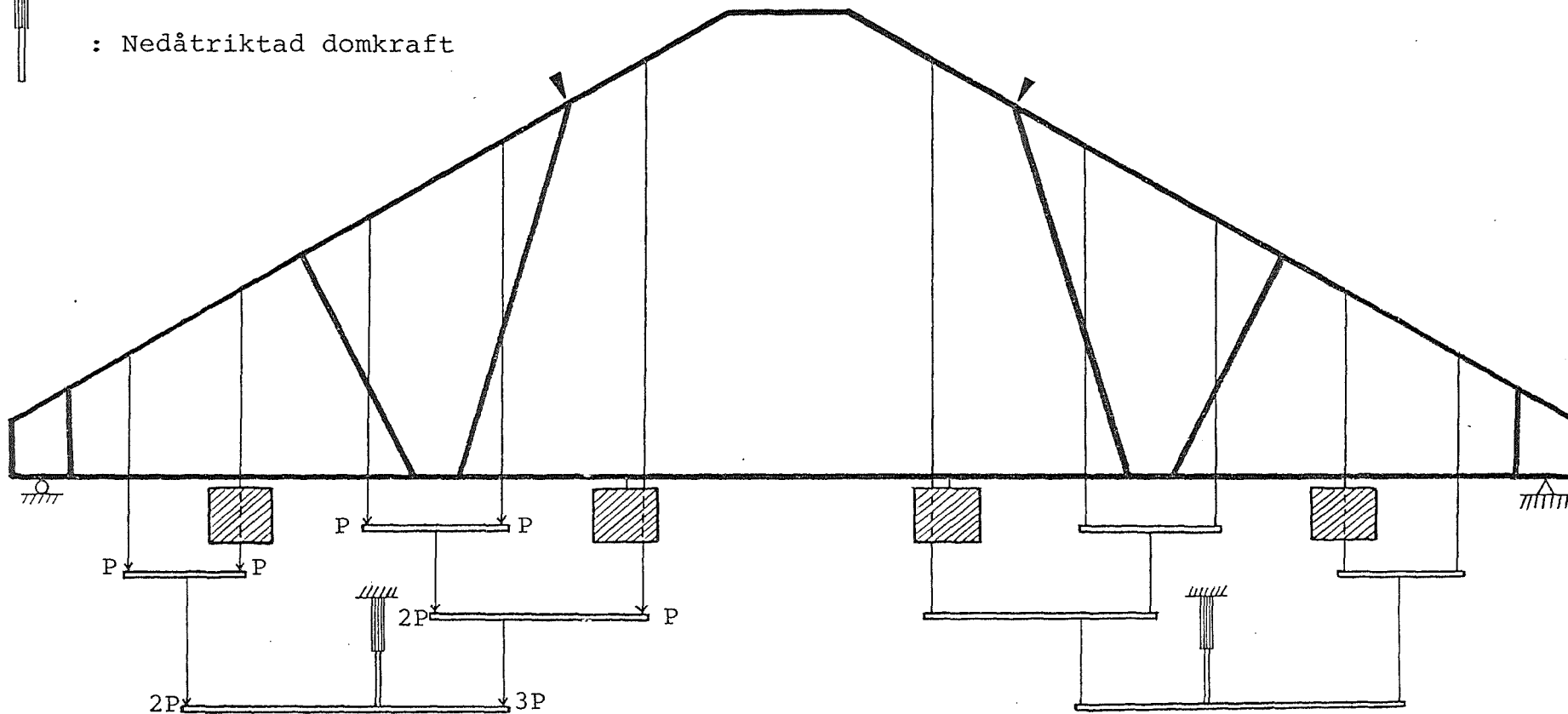


FIG. 3: Principiell uppställning av provningsanordningen.

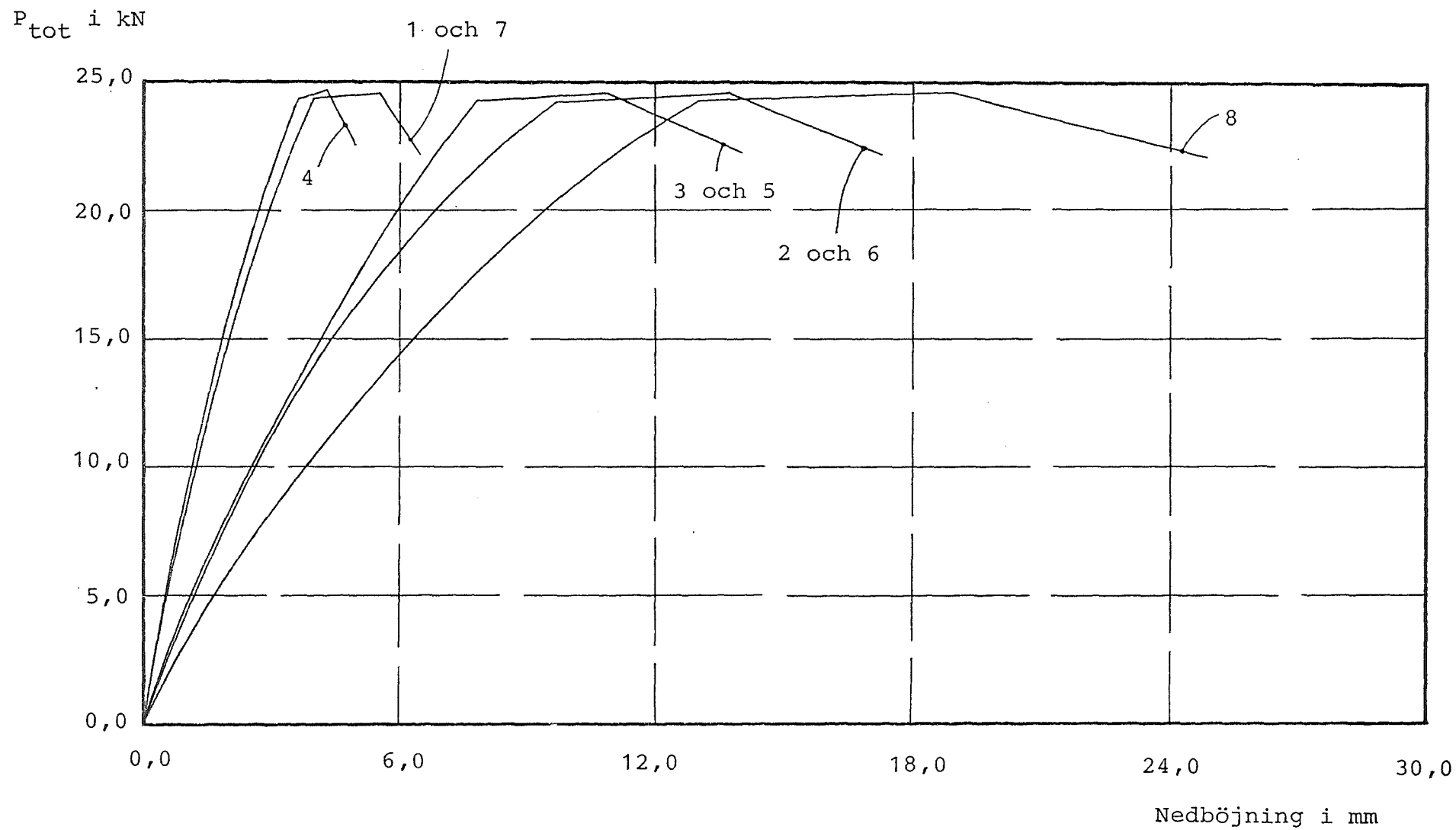


FIG. 5: Nedböjning som funktion av pålagd last vid de olika mätpunkterna.

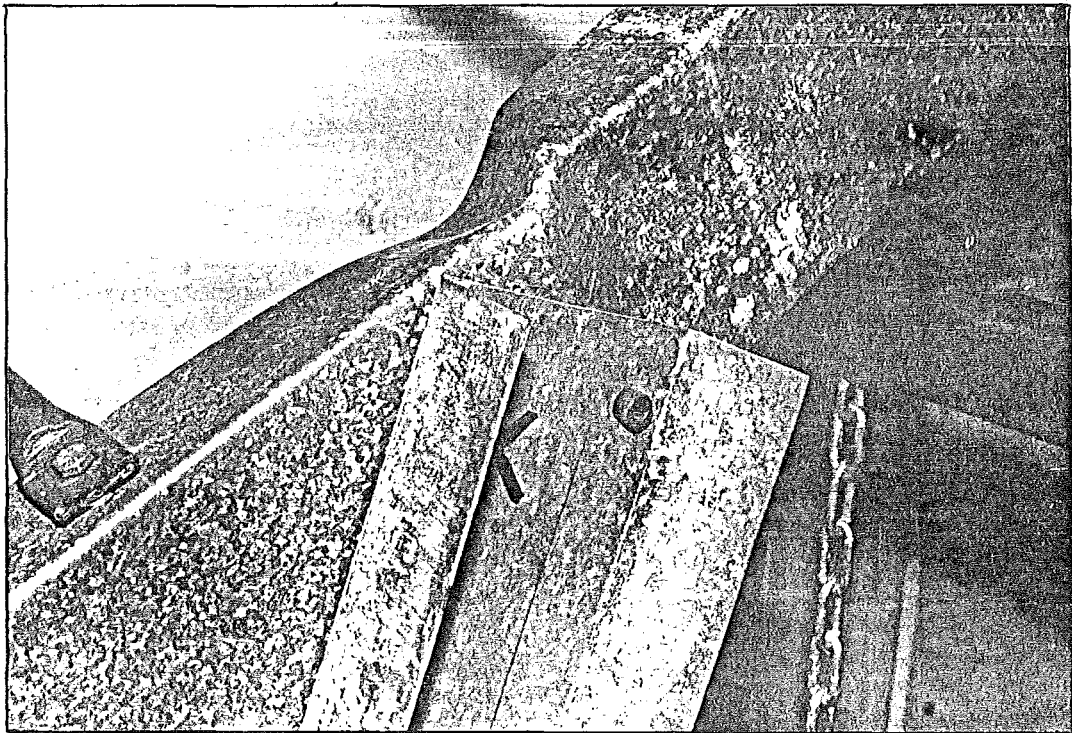
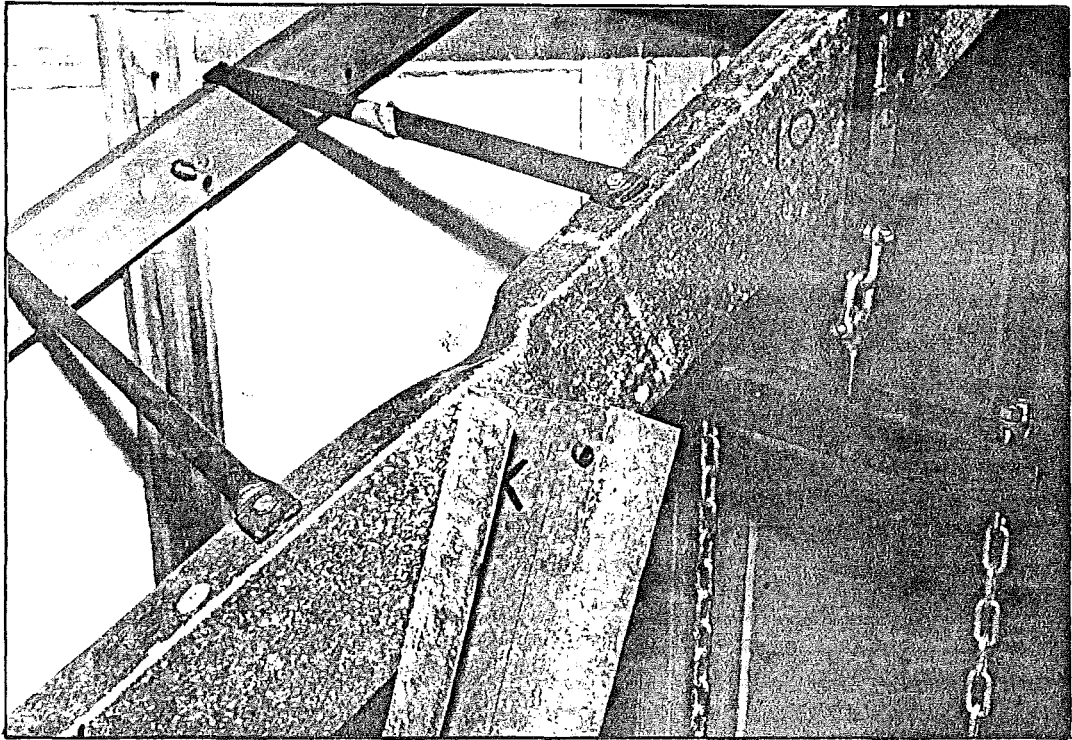


FIG. 6: Bilder över brottutseendet.

BROTTLASTBERÄKNING MED HJÄLP AV DATOR

Datorprogrammet som användes är avsett för att beräkna de olika snittkrafter som normalkraft, moment, spänning o.dyl. som verkar i konstruktionens olika snitt vid ett givet lastfall och en given geometrisk utformning.

I figur 7 visas det för beräkningen aktuella lastfallet och konstruktionens motsvarande deformationsfigur. Vad beträffar lastplaceringen är den den samma som vid fullskaleprovningen och P_1 sattes lika med 1,0 kN.

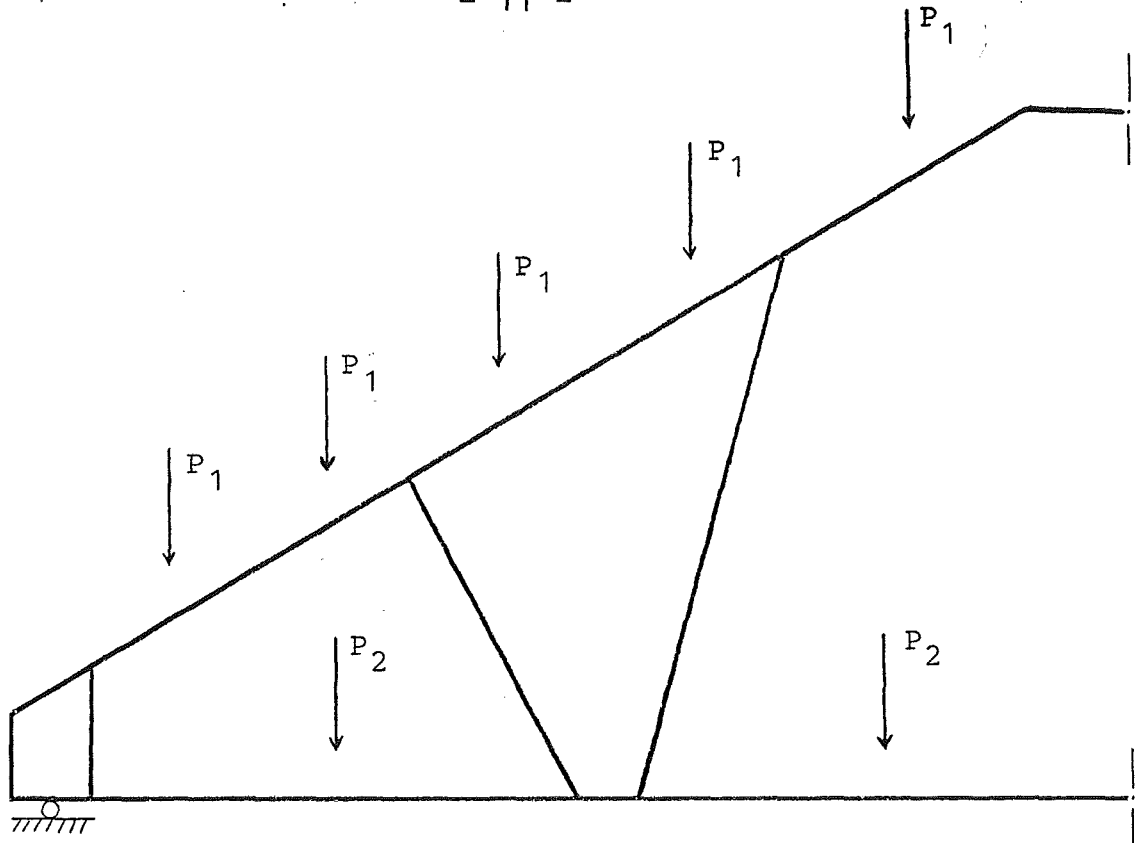
Knutpunkterna mellan konstruktionens olika delar antogs vara momentstyva, något som ligger nära verkligheten. För jämförelsens skull företogs dock ytterligare en datorberäkning, där knutpunkterna antogs vara ledade. Nedan visas en tabell där nedböjningen i de mätpunkter som betraktades vid fullskaleprovningen och för $P_{tot} = 11,6$ kN (se fig. 5) jämförs med nedböjningen som erhöles i samma punkter vid de två olika datorberäkningarna:

| Punkt | Nedböjning i mm | | |
|---------|-----------------|------------|-------------------|
| | Datorberäkning | | Fullskaleprovning |
| | Ledad | Momentstyv | |
| 1 och 7 | 11 | 0,6 | 1,4 |
| 2 och 6 | 21 | 1,6 | 3,1 |
| 3 och 5 | 19 | 1,2 | 2,9 |
| 4 | 16 | 0,6 | 1,4 |
| 8 | 25 | 2,2 | 4,3 |
| * 9 | -0,3 | -0,1 | -0,2 |

*) : Horisontell förskjutning. Minustecken anger att punkten förskjuter sig till vänster (se fig. 2).

Av ovanstående tabell kan man konstatera att knutpunkterna kan betraktas som momentstyva trots att en viss deformation i skruvförbanden förekommer.

Av figur 8 framgår den momentfördelning som råder på över- och underramen enligt datorberäkningen. Av datorresultaten erhålls



$P_1 = 1,0 \text{ kN}$

$P_2 = 0,4 \text{ kN}$

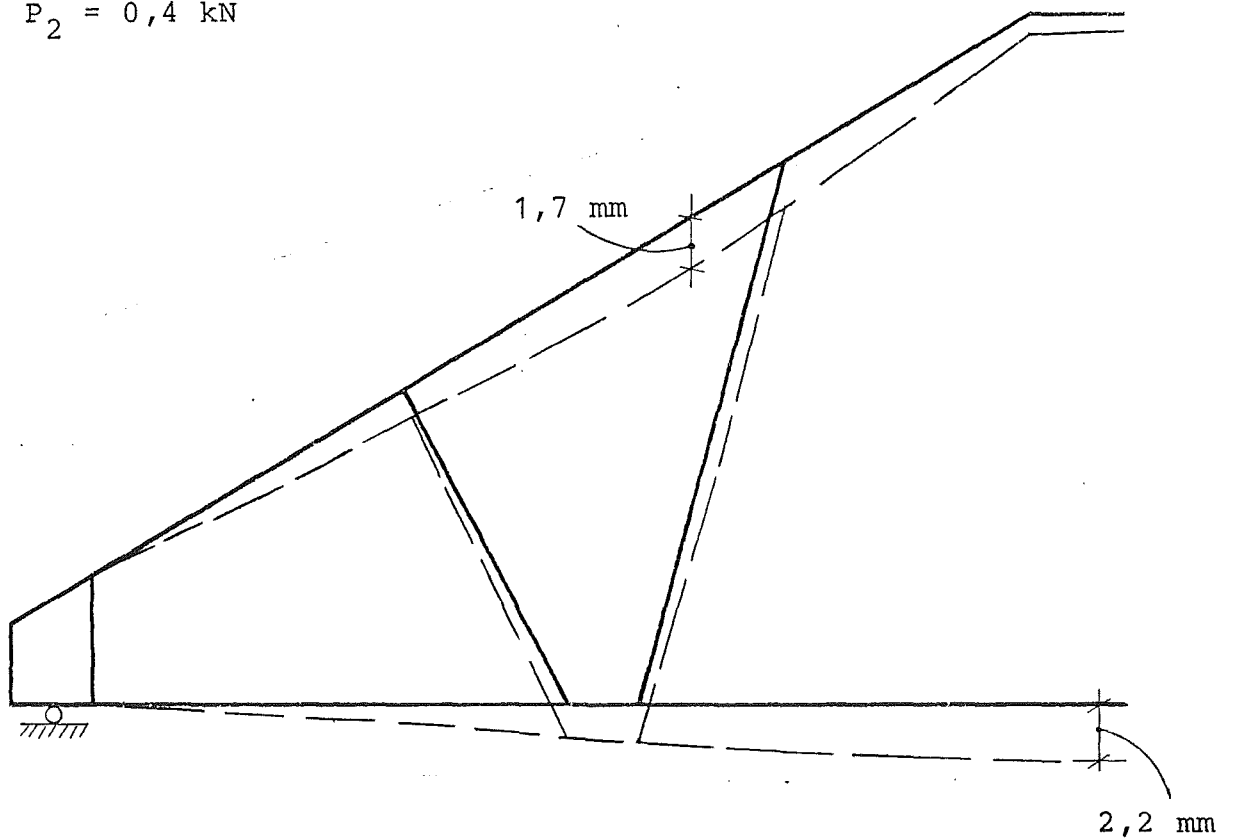
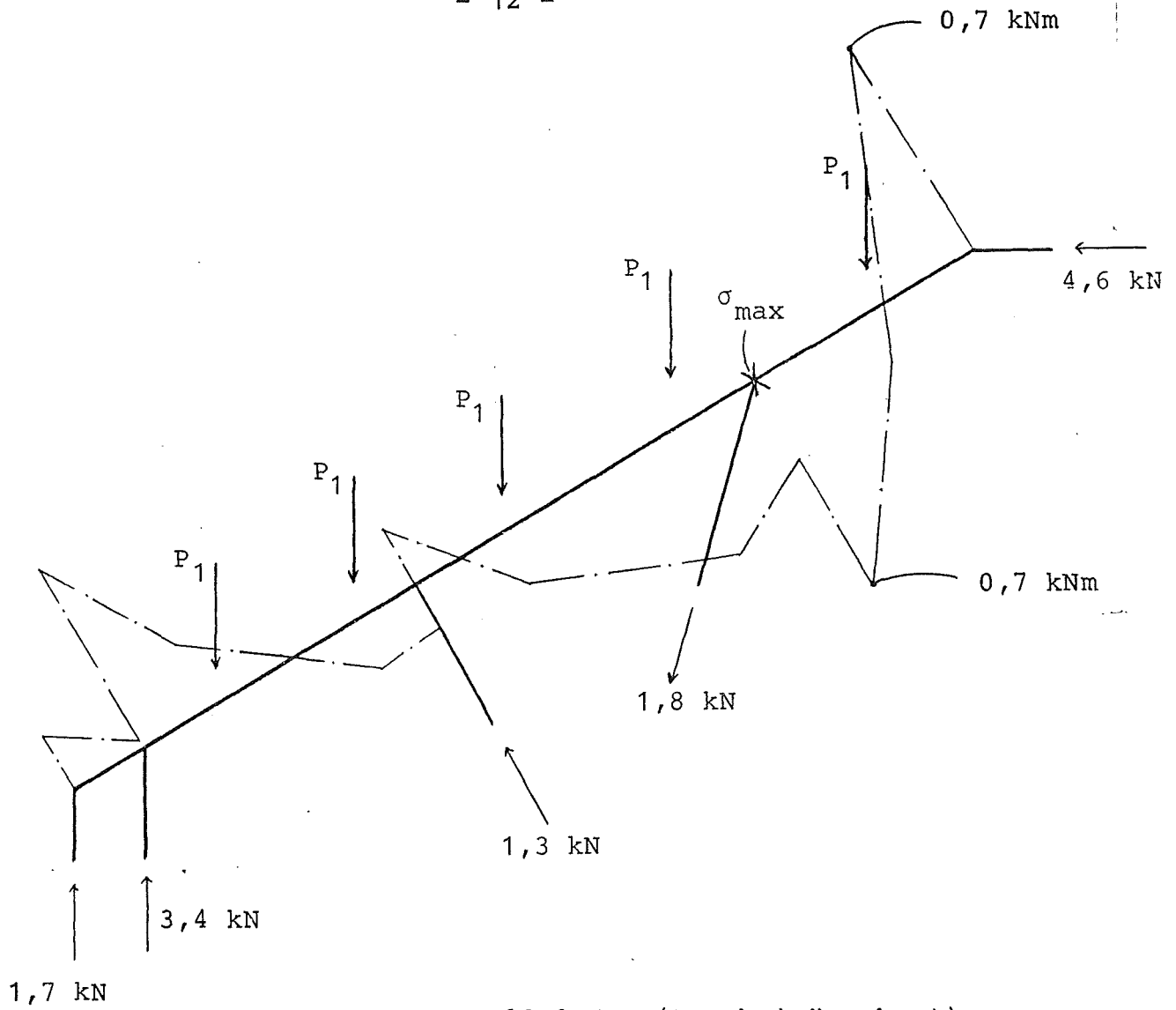


FIG. 7: Aktuellt lastfall och motsvarande deformationsfigur enligt datorberäkningen.



$\sigma_{max} = 66,6 \text{ MPa}$ (tryck i överkant)

$M = 0,7 \text{ kNm}$

$N = 4,46 \text{ kN}$ (tryck)

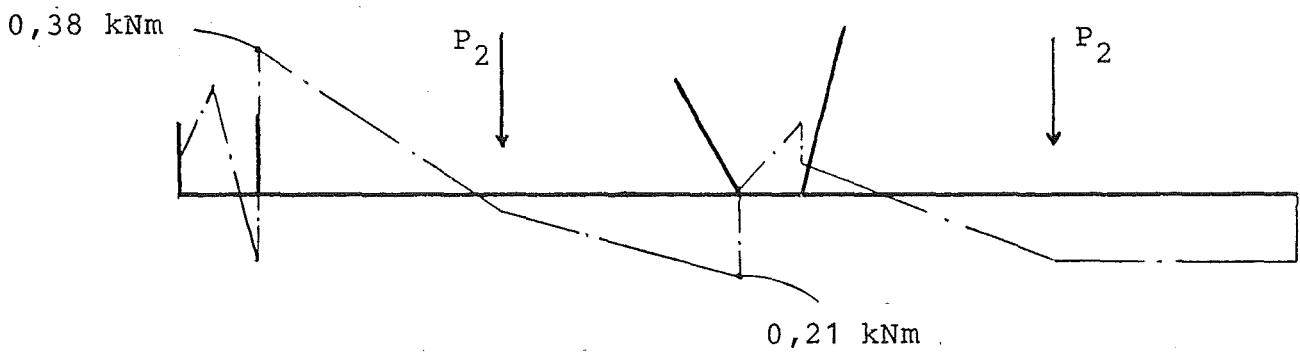


FIG. 8: Momentfördelning som råder på över- och underramen enligt datorberäkningen.

max. spänning, σ_{\max} , i samma snitt som brottet inträffade vid fullskaleprovningen.

Brottlastberäkning:

Som redan har nämnts inträffade brottet i form av lokal buckling huvudsakligen i överramens övre fläns, där σ_{\max} konstaterats. Således beräknas brottlasten genom att betrakta övre flänsen som tryckt plant element.

Beräkningen sker enligt Tunnpåtsnormen, StBK-N5 79. (Hänvisningar till respektive paragraf ges nedan.)

Vid provdragning av den aktuella tunnpåtsen erhöles sträckgräns $f_y = 283$ MPa.

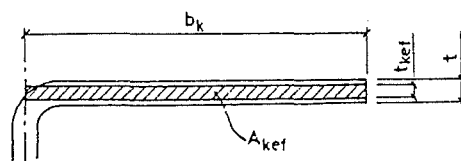
§ 21:321 : $R_{el} = f_y - 20$ MPa, om $f_y < 320$ MPa, detta ger

$$R_{el} = 283 - 20 = 263 \text{ MPa}$$

där R_{el} = undre sträckgräns

Buckling av tryckt plant element med fri kant parallellt med tryckriktningen beaktas genom att en effektiv area, A_{kef} , läggs till grund för beräkningen.

§ 32:241 :



$$A_{kef} = \beta_k \cdot b_k \cdot t$$

$$t_{kef} = \beta_k \cdot t$$

$$\text{då för stål gäller } \beta_k = 0,86 \cdot \frac{t}{b_k} \cdot \sqrt{\frac{k_\sigma \cdot E}{R_{el}}}$$

där k_σ = bucklingskoefficient. Utan utredning sätts 0,5.

Således fås:

$$\beta_k = 0,86 \cdot \frac{1,5}{49,25} \cdot \sqrt{\frac{0,5 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{263}} = 0,523$$

$$A_{kef} = 0,523 \cdot 49,25 \cdot 1,5 = 38,6 \text{ mm}^2$$

Tryckkraften som verkar vid effektiva arean, A_{kef} , då brott in-

träffar ges av:

$$F_b = A_{kef} \cdot R_{el} = 38,6 \cdot 10^{-6} \cdot 263 \cdot 10^3 = 10,1 \text{ kN}$$

Med hjälp av F_b får man tryckspänningen som verkar vid nominella arean, A_N , då brott inträffar

$$\sigma_{Nb} = \frac{F_b}{A_N} = \frac{10,1 \cdot 10^{-3}}{1,5 \cdot 50 \cdot 10^{-6}} = 134,7 \text{ MPa}$$

Då $P_1 = 1,0 \text{ kN}$ och $P_2 = 0,4 \text{ kN}$ erhålls enligt figur 8

$$P_{tot} = 10 \cdot 1,0 + 4 \cdot 0,4 = 11,6 \text{ kN} \quad \text{som ger} \quad \sigma_{max} = 66,6 \text{ MPa}$$

Enligt elasticitetsteorin råder det linjärt samband mellan P_{tot} och σ_{max} så att:

$$k \cdot P_{tot} = \sigma_{max} \Rightarrow k \cdot 11,6 = 66,6 \Rightarrow k = 5,74$$

Det linjära sambandet gäller förstås också mellan den totala brottlasten, $P_{tot,b}$, och tryckspänningen, σ_{Nb} , som verkar då brott inträffar och därför fås:

$$k \cdot P_{tot,b} = \sigma_{Nb} \Rightarrow k \cdot (10 \cdot P_{1,b} + 4 \cdot P_2) = \sigma_{Nb} \Rightarrow$$

$$5,74 \cdot (10 \cdot P_{1,b} + 4 \cdot 0,4) = 134,7 \Rightarrow P_{1,b} = 2,19 \text{ kN} \quad \text{som ger}$$

$$q_{brott} = \frac{10 \cdot 2,19}{6 \cdot 1,2} = 3,04 \text{ kN/m}^2 \quad \text{eller} \quad q_{till} = \frac{q_{brott}}{1,5} \Rightarrow$$

$$q_{till} = 2,03 \text{ kN/m}^2$$

Detta ska jämföras med de värden som erhöles vid fullskaleprovningen, nämligen:

$$q_{brott} = \frac{24}{6 \cdot 1,2} = 3,33 \text{ kN/m}^2 \quad \text{eller}$$

$$q_{till} = \frac{3,33}{1,5} = 2,22 \text{ kN/m}^2$$

Man kan påstå att överensstämmelsen mellan värden är tillräckligt tillfredsställande.

JÄMFÖRELSE MED EN TRÄTAKSTOL

Det är inte meningsfullt att företa en direkt jämförelse mellan den aktuella plåttakstolen och en trätakstol av identisk utformning. Detta på grund av att trätakstolar alltid anses ha ledade knutpunkter, något som redan har visats inte gynna konstruktionen med den aktuella utformningen. Vi föredrar därför att redovisa en jämförelse med en trätakstol som har en annan utformning än plåttakstolen men med samma spännvidd och lutning.

Av figur 9 framgår trätakstolens utformning och lasternas placering samt deformationsfigur för detta lastfall enligt datorberäkningen. Lasterna bestämdes och placerades så att deras summa och placering motsvarar det lastfall som hittills har betraktats.

Genom att dela upp lastfallet så att två olika lastfall erhålls kan man betrakta P_1 :s respektive P_2 :s och P_3 :s inverkan på konstruktionen. Detta visas i figur 10 respektive 11 i form av momentfördelning över konstruktionen och kommer att användas i beräkningen som följer.

Beräkning av tillåten last:

Trätakstolens virke antas ha nedanstående data:

Tvårsnitt : 120 × 45 mm

Elasticitetsmodul : 8000 MPa

Konstruktionsvirke: T 24

Av figur 10 framgår att det är två snitt som anses vara farliga med tanke på brott, ett vid stödet och ett vid överramens mitt. Snittkrafterna som verkar på de två snitten kommer att läggas till grund för beräkningen.

Beräkningen sker enligt KB-metoden.

**** Snitt 1 (vid stödet)

Lastfall 1 enligt fig. 10 ger: $M_{11} = 0,51 \text{ kNm}$

$N_{11} = 6,98 \text{ kN (drag)}$

$(P_{akt} = 1,25 \text{ kN})$

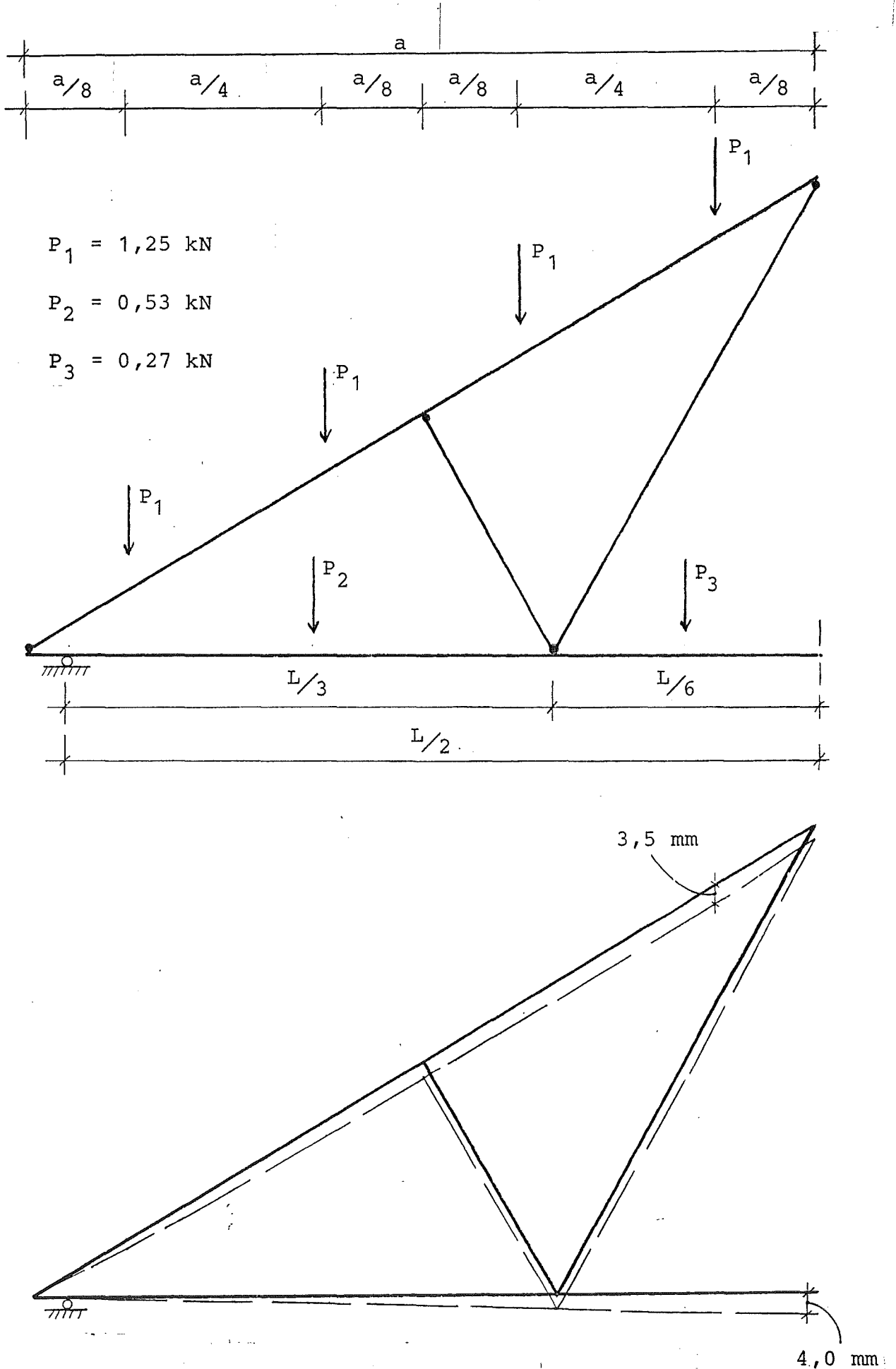


FIG. 9: Aktuellt lastfall och motsvarande deformationsfigur enligt datorberäkningen.

LASTFALL 1

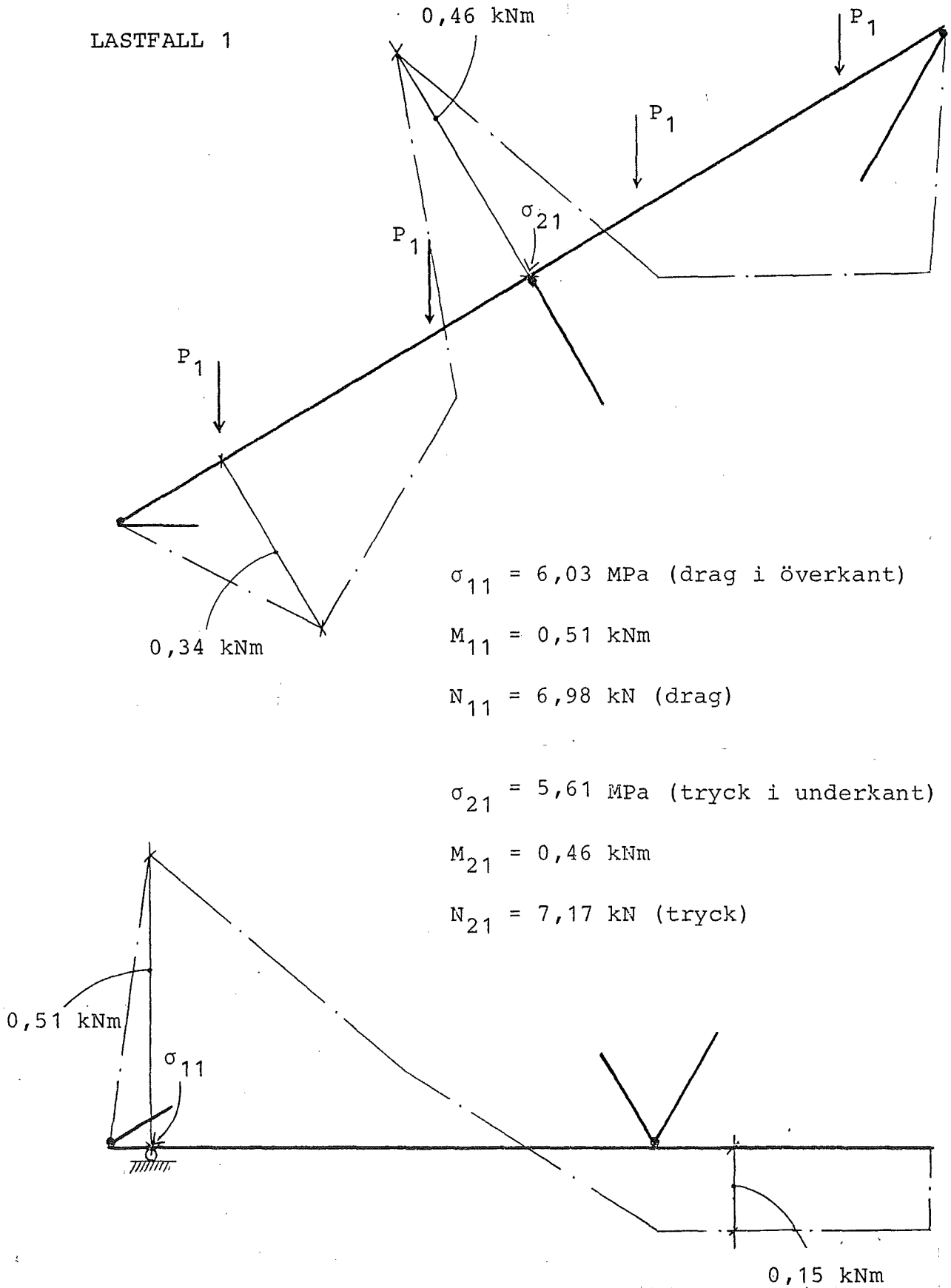
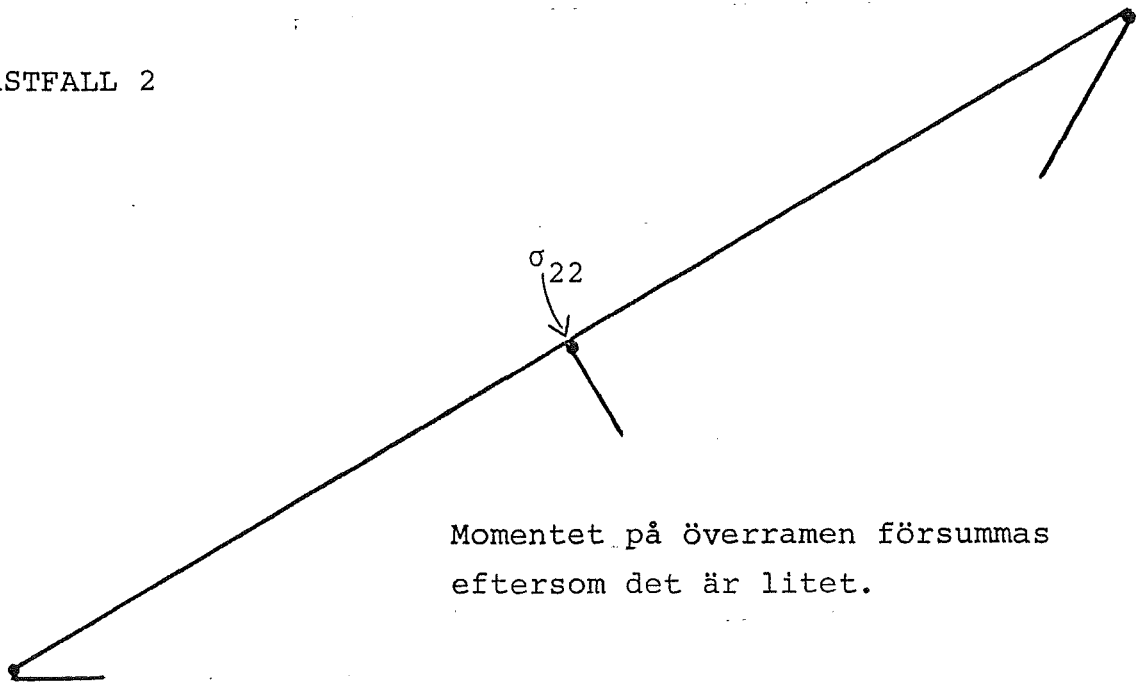


FIG. 10: Momentfördelning på grund av P_1 's inverkan på överramen enligt datorberäkningen.

LASTFALL 2



Momentet på överramen försummas eftersom det är litet.

$$\sigma_{12} = 0,77 \text{ MPa (drag i överkant)}$$

$$M_{12} = 0,06 \text{ kNm}$$

$$N_{12} = 1,05 \text{ kN (drag)}$$

$$\sigma_{22} = 0,31 \text{ MPa (tryck i överkant)}$$

$$M_{22} = 0,01 \text{ kNm}$$

$$N_{22} = 1,19 \text{ kN (tryck)}$$

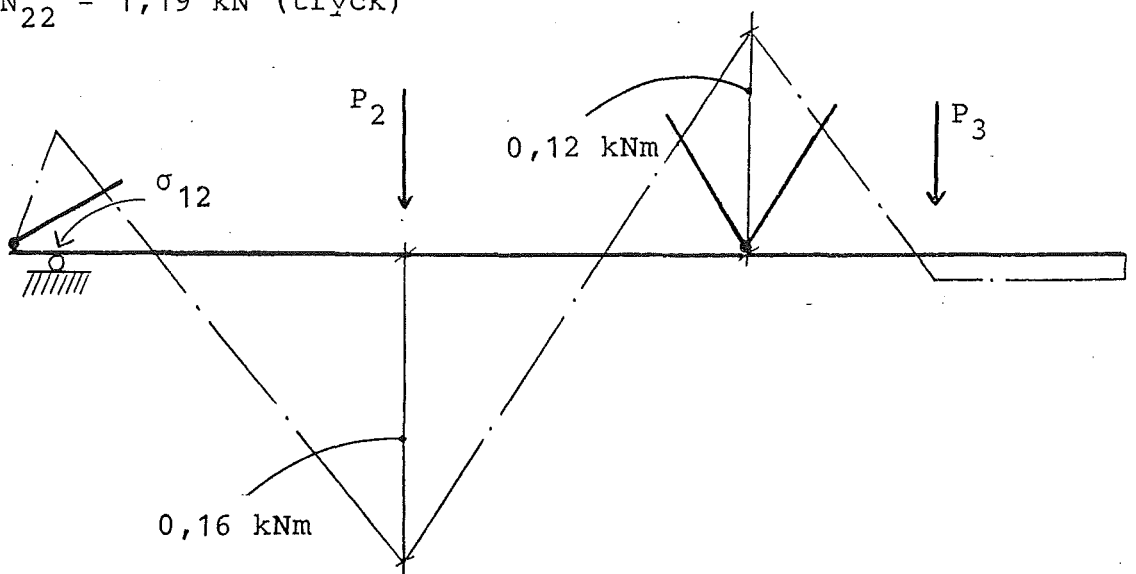


FIG. 11: Momentfördelning på grund av P_2 :s och P_3 :s inverkan på underramen enligt datorberäkningen.

Lastfall 2 enligt fig. 11 ger: $M_{12} = 0,06 \text{ kNm}$

$N_{12} = 1,05 \text{ kN (drag)}$

Tillåtna påkänningar enligt SBN

Böjning : $\sigma_B = 9 \text{ MPa}$

Dragning: $\sigma_D = 6 \text{ MPa}$

Enligt SBN skall en träbalk som är utsatt både för moment

och normalkraft uppfylla villkoret

$$\frac{\sigma_{B_{akt}}}{\sigma_{B_{till}}} + \frac{\sigma_{D_{akt}}}{\sigma_{D_{till}}} \leq 1, \text{ detta kan skrivas om så att}$$

$$\left(\frac{P_{till} \cdot M_{11}}{P_{akt} \cdot W \cdot \sigma_{B_{till}}} + \frac{M_{12}}{W \cdot \sigma_{B_{till}}} \right) + \left(\frac{P_{till} \cdot N_{11}}{P_{akt} \cdot A \cdot \sigma_{D_{till}}} + \frac{N_{12}}{A \cdot \sigma_{D_{till}}} \right) \leq 1$$

där $W = \text{tvärsnittets böjmotstånd} = 1,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

$A = \text{tvärsnittets area} = 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

Alltså:

$$\left(\frac{P_{till} \cdot 0,51 \cdot 10^{-3}}{1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 1,08 \cdot 10^{-4} \cdot 9} + \frac{0,06 \cdot 10^{-3}}{1,08 \cdot 10^{-4} \cdot 9} \right) + \left(\frac{P_{till} \cdot 6,98 \cdot 10^{-3}}{1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 6} + \frac{1,05 \cdot 10^{-3}}{5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 6} \right) \leq 1 \Rightarrow P_{till} = 1,53 \text{ kN}$$

$$\text{detta ger: } q_{till} = \frac{8 \cdot P_{till}}{L \cdot c/c} = \frac{8 \cdot 1,53}{6 \cdot 1,2} \Rightarrow q_{till} = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

**** Snitt 2 (vid överramens mitt)

Lastfall 1 enligt fig. 10 ger: $M_{21} = 0,46 \text{ kNm}$

$N_{21} = 7,17 \text{ kN (tryck)}$

$(P_{akt} = 1,25 \text{ kN})$

Lastfall 2 enligt fig. 11 ger: $M_{22} = 0,01 \text{ kNm}$

$N_{22} = 1,19 \text{ kN (tryck)}$

Tillåtna påkänningar enligt SBN

Böjning: $\sigma_B = 9 \text{ MPa}$

Tryck : $\sigma_T = 9 \text{ MPa}$

Reduktion av tillåten tryckpåkänning med hänsyn till knäcklängden:

$$L_k = \beta \cdot L = 0,6 \cdot 1,66 = 0,99$$

där L = vid snittet längsta intilliggande fack

$$\lambda = \frac{L_k}{i} = \frac{0,99 \cdot \sqrt{12}}{0,12} \Rightarrow \lambda = 29$$

Enligt SBN, tabell 27: 321, för $\lambda=29$ erhålls reduktionsfaktorn $\kappa_1 = 0,92$ och därför fås:

$$\sigma_T = \kappa_1 \cdot 9 = 0,92 \cdot 9 = 8,3 \text{ MPa}$$

KB-metod på samma sätt som ovan:

$$\left(\frac{P_{\text{till}} \cdot M_{21}}{P_{\text{akt}} \cdot W \cdot \sigma_{B_{\text{till}}}} + \frac{M_{22}}{W \cdot \sigma_{B_{\text{till}}}} \right) + \left(\frac{P_{\text{till}} \cdot N_{21}}{P_{\text{akt}} \cdot A \cdot \sigma_{T_{\text{till}}}} + \frac{N_{22}}{A \cdot \sigma_{T_{\text{till}}}} \right) \leq 1$$
$$\left(\frac{P_{\text{till}} \cdot 0,46 \cdot 10^{-3}}{1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 1,08 \cdot 10^{-4} \cdot 9} + \frac{0,01 \cdot 10^{-3}}{1,08 \cdot 10^{-4} \cdot 9} \right) +$$
$$\left(\frac{P_{\text{till}} \cdot 7,17 \cdot 10^{-3}}{1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 8,3} + \frac{1,19 \cdot 10^{-3}}{5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 8,3} \right) \leq 1 \Rightarrow P_{\text{till}} = 1,85 \text{ kN}$$

$$\text{detta ger: } q_{\text{till}} = \frac{8 \cdot 1,85}{6 \cdot 1,2} \Rightarrow q_{\text{till}} = 2,05 \text{ kN/m}^2$$

En jämförelse mellan de erhållna värden visar att för trätakstolen gäller: $q_{\text{till}} = 1,7 \text{ kN/m}^2$

KOMMENTARER

Genom att jämföra de tillåtna lasterna, som erhöles från de redan redovisade beräkningarna för de två olika konstruktionerna, kan man lätt konstatera att plåttakstolen har bättre hållfasthet än den antagna trätakstolen.

Det betyder dock inte att plåttakstolen är idealiskt och genomtänkt konstruerad med tanke på dess beteende under belastningen. Av brottpunktens läge och brottutseendet kan man dra slutsatsen att snedbenens funktion inte svarar mot den avsedda, nämligen att verka som stöd för överramen. Detta bekräftas också av momentfördelningen som erhöles enligt datorberäkningen (se fig. 8). Där kan man se att momentet vid brottpunkten är positivt och inte negativt som det borde vara om det långa snedbenet, som blir draget istället för tryckt, verkligen stödde överramen.

Det finns alltså starka skäl för att studera vidare och komma med ändringar av plåttakstolens geometriska utformning, så att en genomtänkt konstruktion, vars bärförmåga utnyttjas på bästa möjliga sätt, fås fram.

Vad fullskaleprovningen beträffar kan man påstå att sådana försök är det mest pålitliga sättet att studera en konstruktions beteende och med relativt stor säkerhet fastställa dess brottlast. Det kan därför vara nödvändigt att flera provningar utförs, i den mån man är angelägen att utveckla den nya plåttakstolen till en konkurrenskraftig produkt.

LITTERATURFÖRTECKNING

- (1) Arne Rydén Egerup: "Theoretical and experimental determination of the stiffness and ultimate load of timber trusses" - Technical University of Denmark, 1975.
- (2) Odd Brynildsen: "Structural models for trussed rafters" - The Norwegian Institute of wood working and wood technology, Oslo 1979.
- (3) Th. Feldborg & M. Johansen: "Wood trussed rafter design" - SBI-rapport 118, Statens Byggeforskningsinstitut 1981, Hørsholm, Denmark.
- (4) Bo Källsner: "Utformning och dimensionering av takstolar med indragna upplag" - Svenska Träforskningsinstitutet, Stockholm 1981.