

Nordisk symposium om trekonstruksjoner, København 1970  
Innlegg fra NBI  
Nordic Symposium on Wood Constructions, Copenhagen 1970  
Contributions by NBRI

# TREKONSTRUKSJONER

## Platekledning på gulv, vegger og tak og utvekslinger i trebjelkelag

**Wood Constructions;  
floor, wall and roof sheathing materials,  
testing of framing of openings in wood joist floors**

**Ved Age Hallquist, Guttorm Megård og Trond Ramstad**

**NORGES BYGGFORSKNINGSINSTITUTT**



## INNHOLD

|   | Side |
|---|------|
| Platekledninger på gulv og tak.<br>Plateegenskapenes innflytelse på dimensjoneringen.<br>Av sivilingeniør Åge Hallquist og lic. techn. Guttorm Megård . . . . | 5    |
| Skivevirkning av platekledde bindingsverksvegger.<br>Av sivilingeniør Trond Ramstad . . . . .   | 9    |
| Utvekslinger i trebjelkelag.<br>Av sivilingeniør Trond Ramstad . . . . .  | 24   |

# Platekledninger på gulv og tak. Plateegenskapenes innflytelse på dimensjoneringen

Sivilingeniør *Age Hallquist*, og lic. techn. *Guttorm Megård*

## Innledning

Det er svært valig å bruke trebaserte bygningsplater i bolighus som bærende underlag for gulvbelegg og taktekkingsmaterialer. Ulike kledningsmaterialer til disse bruksformål er blitt prøvet ved Norges byggforskningsinstitutt for å finne frem til kriterier for, hvorledes materialene egner seg til formålet. NBI har samarbeidet med Statens Byggeforskningsinstitut i Danmark ved undersøkelsene.

Dette innlegget vil bli begrenset til en omtale av plateegenskapenes innflytelse på dimensjoneringen av etasjeskillere og tak for statiske og dynamiske belastninger. Hovedvekten i innlegget vil bli lagt på å vise, hvilken betydning materialeegenskapene har for nedbøyningen av trebjelkelag under en statisk enkellast.

En generell funksjonsanalyse av etasjeskillere, hvor flere av undergulvets funksjoner er analysert, vil bli behandlet i en NBI-rapport som nå er under utarbeidelse.

## Kvalitativ beskrivelse av kledningens bærende funksjoner

### Tak

En bærende platekledning på tak skal kunne overføre belastningene som påføres taket til sperrer, åser eller bjelker.

Platene må da ha så stor bæreevne og være slik sammenføyet og forankret at deres bruddsikkerhet og stabilitet ved belastning er betryggende. For eksempel skal man ved arbeid på taket kunne bevege seg uten fare for gjennomstyrting.

Platene må også være så sterke og stive, at sjenerende eller skadelige effekter ikke oppstår. Av slike effekter nevnes oppdemning på grunn av bakfall, lekkasje som følge av lokale skader på taktekkingen ved gjennomtramp, vinkelendring ved understøttelsene og åpning eller sprang i skjøter.

Kledningen kan også som en del av takkonstruksjonene ha til oppgave å avstive huset mot horisontale belastninger.

### Gulv

Når kledningen anvendes som undergulv, skal belastninger på gulvet overføres til understøttelsene, som kan være tilfarere eller bjelker.

Kledningene skal bidra til en konstruksjon med tilfredsstillende bruddsikkerhet, og stivheten skal være slik, at sjenerende rystelser eller skjevheter på møbler o.l. ikke inntreffer ved normalt bruk av boligen. En feltundersøkelse, av hva beboerne oppfatter som sjenerende rystelser av spikrede trebjelkelag, er publisert i NBI-rapport nr. 26 (1). Bjelkelagenes svingningsegenskaper er her forsøkt karakterisert ved nedbøyningen under en statisk enkellast.

Undergulvet kan også ha til oppgave å avstive huset mot horisontale belastninger f.eks. fra vindtrykk eller jordtrykk. Spesielle krav må stilles til undergulvet, når det skal danne arbeidsplattform under byggingen av huset.

## Plateegenskapenes innflytelse på dimensjoneringen

### Tak

Ved jevnt fordelt belastning avhenger spennviddene man kan anvende for platekledningen av materialets tillatte spenninger og dets bøyestivhet. Kravene til bøyestivhet er nærmere beskrevet i (2).

I mange tilfeller vil nedbøyning og bruddlast under enkellast være dimensjonerende for platene. Platenes bøyestivhet i de to retninger i plateplanet vil være avgjørende for deres stivhetsegenskaper. — Hvilke andre faktorer enn bøyefastheten, som influerer på platenes gjennomlokningsstyrke vil bli nærmere utredet.

Hvilke plateegenskaper, som må være kjent ved dimensjonering mot dynamiske belastninger, er ikke undersøkt. Man støtter seg her til undersøkelser bl.a. ved SBI (3).

### Gulv

De samme plateegenskaper som nevnt under avsnittet om tak vil også være avgjørende for et undergulvs stivhet og styrke mellom understøttelse-

ne. Men i tillegg må man vurdere, hvilke plateegenskaper som influerer på samvirket mellom platekledningen og bjelkene i et bjelkelag, da man utnytter dette samvirket ved dimensjonering av bjelkelaget.

Ved spennvidder over ca. 2 m, har en i Norge funnet, at bjelkelagets svingningsegenskaper er dimensjonerende i bolighus. På grunnlag av den forannevnte feltundersøkelsen (1), har man valgt å karakterisere bjelkelagets svingningsegenskaper ved dets nedbøyning under en statisk enkellast. Kravet i de norske byggeforskrifter er, at beregnet nedbøyning for etasjeskillere av tre ikke må være større enn 0,9 mm ved 100 kp enkellast plassert i ugunstigste stilling på en bjelke.

Nedbøyningen er bare en av mange faktorer, som influerer på et bjelkelags svingningsegenskaper. Kravet er derfor sannsynligvis bare relevant for trebjelkelag, som er utført på tilsvarende måte som de ved feltundersøkelsen. Innledende svingningsmålinger av trebjelkelag er i gang ved NBI for å bli bedre kjent med svingningsegenskapene til slike konstruksjoner.

Det man nå vil presentere, er en beregningsmodell for beregning av nedbøyningen til trebjelkelag. Modellen er utprøvet ved å sammenligne beregningsresultater med prøvningsresultater for trebjelkelag prøvet i laboratoriet. Ulike kledningsmaterialer og spennvidder for bjelkene er prøvet.

Et typisk bjelkelag er vist på fig. 1. Bjelkene er fritt opplagt og har spennvidde 1. Senteravstanden mellom bjelkene er lik a. Platen er spikret til bjelkene og har ortogonalt anisotrope materialegenskaper i akseretningene x og y.

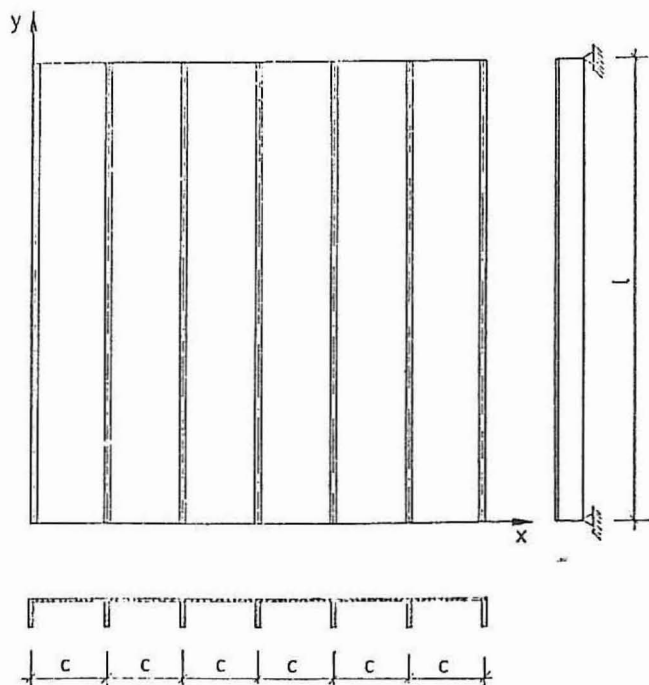


Fig. 1. Trebjelkelag prøvet i laboratoriet.

Spikerforbindelsen gjør, at en får samvirke mellom platen og bjelkene. Laboratoriprøving viste, at på grunn av T-virkningen i y-retning fikk bjelkelaget en vesentlig stivhetsøkning.

For en vilkårlig vertikal belastning på bjelkelaget, blir derfor platen påkjent av både bøyemomenter og skivekrefter. På grunn av dette har en valgt å regne bjelkelaget som et plant ortotrop lag skall understøttet av bjelker. Mellom platen og overkant av bjelken har en innført fjærer, som skal representere spikerforbindelsen se fig. 2. En nøyaktig beskrivelse av beregningsmodellen er gitt i (4).

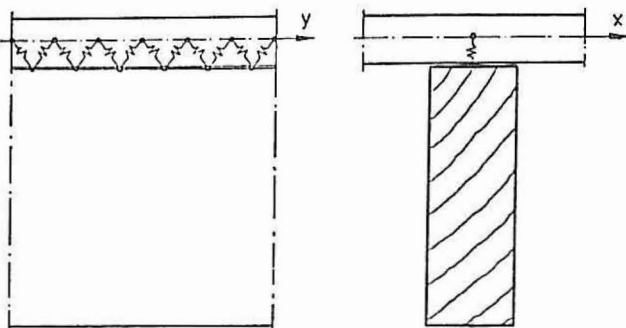


Fig. 2. Fjærsystem som representerer spikerforbindelsen.

Elastisitetlovene for ortotrope plater:

For sponplater og kryssfiner er materialegenskapene forskjellig i de tre akseretninger x, y, z. Når man skal lage en beregningsmodell, er det derfor naturlig å ta utgangspunkt i ortotrop skive- eller plateteori.

På fig. 2 er vist en plate hvor x, y-aksen representerer de ortotrope retningene. For et enkelt ortotrop lag har en denne sammenhengen mellom tøyningene og spenningene:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E_x} - \nu_y \frac{\sigma_y}{E_y} \\ \epsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E_y} - \nu_x \frac{\sigma_x}{E_x} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G}\end{aligned}\quad (1)$$

hvor

$E_x, E_y$  = elastisitetsmodulen i henholdsvis x- og y-retning.

$\nu_x, \nu_y$  = Poissons tall.

G = skjærmodulen.

Ifølge Betty's sats har en at:

$$\nu_x E_y = \nu_y E_x \quad (2)$$



For et gitt lag i platen trenger en derfor kjenne fire materialkonstanter, dvs.  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $\nu_x$ , ( $\nu_y$ ),  $G$ .  
En får dette uttrykket for spenningene:

$$\sigma_x = \frac{E_x}{1 - \nu_x \nu_y} (\epsilon_x + \nu_y \epsilon_y) = E'_x \epsilon_x + E'' \epsilon_y$$

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{E_y}{1 - \nu_x \nu_y} (\epsilon_y + \nu_x \epsilon_x) \\ &= E'_y \epsilon_y + E'' \epsilon_x \end{aligned}$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy}$$

Består platen av mange lag med ulike material-egenskaper, må en finne uttrykk for elastisitetsegenskaperne for hele platen.

Antar en, at materialegenskapene er symmetriske om midtsnittet av platen, og at tøyningene er gitt i følge vanlig plateteori dvs.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= u_{,x} + z w_{,xx} \\ \epsilon_y &= v_{,y} + z w_{,yy} \\ \gamma_{xy} &= u_{,y} + v_{,x} + 2z w_{,xy} \end{aligned} \quad (4)$$

får en følgende uttrykk for skivekreftene og bøyningmomentene, se figur 3:

$$\begin{aligned} N_x &= \int_A \sigma_x dz = C_x u_{,x} + C_1 v_{,y} \\ N_y &= \int_A \sigma_y dz = C_y v_{,y} + C_1 u_{,x} \\ N_{xy} &= \int_A \tau_{xy} dz = C_{xy} (u_{,y} + v_{,x}) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} M_x &= -\int_A \sigma_x z dz = -D_x w_{,xx} - D_1 w_{,yy} \\ M_y &= -\int_A \sigma_y z dz = -D_y w_{,yy} - D_1 w_{,xx} \end{aligned} \quad (6)$$

$$M_{xy} = -\int_A \tau_{xy} z dz = -2D_{xy} w_{,xy}$$

Ligningene ovenfor representerer nå elastisitetssloven for platen. Tverrsnittskonstantene  $C_x$ ,  $C_1$ ,  $C_y$ ,  $C_{xy}$  og  $D_x$ ,  $D_1$ ,  $D_y$ ,  $D_{xy}$  kan finnes, når en kjenner materialegenskapene for hvert lag.

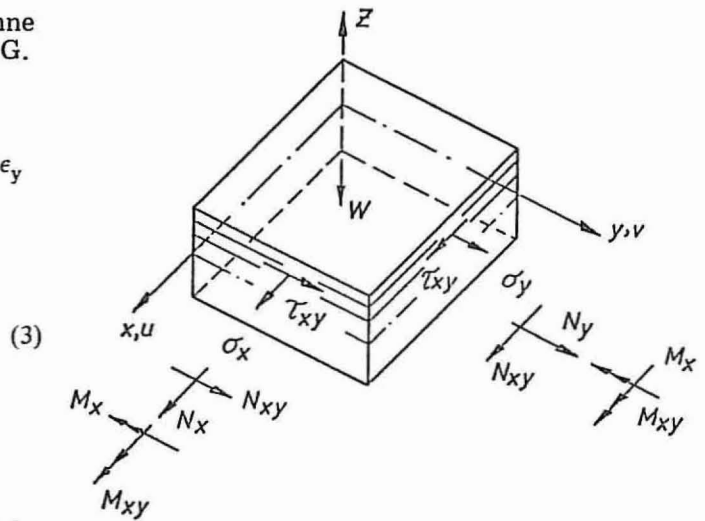


Fig. 3. Ortotrop plateelement.

Består platen av  $k$  lag, får en følgende uttrykk for tverrsnittskonstantene, konferer ligning (3):

$$\begin{aligned} C_x &= \sum_1^k E'_{xi} \int_A f dz, & C_y &= \sum_1^k E'_{yi} \int_A f dz \\ C_1 &= \sum_1^k E''_i \int_A f dz, & C_{xy} &= \sum_1^k G \int_A f dz \\ D_x &= \sum_1^k E'_{xi} \int_A f z^2 dz, & D_y &= \sum_1^k E'_{yi} \int_A f z^2 dz \\ D_1 &= \sum_1^k E''_i \int_A f z^2 dz, & D_{xy} &= \sum_1^k G \int_A f z^2 dz \end{aligned}$$

I de fleste tilfeller vil det være enklest å finne tverrsnittskonstantene direkte ved prøvning.  $C_x$ ,  $C_1$ ,  $C_y$  finnes da ved strekk eller trykkprøver og  $C_{xy}$  ved en skjærprøve.  $D_x$ ,  $D_1$ ,  $D_y$  og  $D_{xy}$  finnes ved bøyep prøver.

En skal nå se, hvilket tverrsnittskonstanter som betyr mest for et trebjelkelags stivhet og lastfordelende evne:

Ved en enkellast på 100 kp plassert over en av bjelkene er det klart, at bøyestivheten  $D_x$  betyr mye for bjelkelagets evne til å fordele lasten i x-retningen. Beregningsmodulen viste da også, at en liten variasjon av  $D_x$  ga store endringer i nedbøyningen.

Endringer i de andre bøyestivhetene dvs.  $D_y$ ,  $D_1$ ,  $D_{xy}$  hadde forholdsvis liten innflytelse på nedbøyningen.

På grunn av T-virkningen av bjelkene i y-retning bør en skaffe til veie nøyaktige data for  $C_y$ . En skal dessuten merke seg at beregningsmodellen vis-

te at  $C_{xy}$ , dvs. "skjærmotstanden", har stor innvirkning på den medvirkende platebredde og dermed på bjelkelagets stivhet.

En forandring av fjærkonstanten dvs. stivheten av spikerforbindelsen hadde forholdsvis liten betydning.

Av de undersøkelsene, som hittil er foretatt, skulle det da framgå, at det er svært viktig å kjenne nøyaktige verdier på  $D_x$ ,  $C_y$  og  $C_{xy}$ . En feil i disse størrelsene får stor innvirkning på nedbøyningen. En liten unøyaktighet i de andre størrelsene spiller mindre rolle.

En sammenligning mellom beregnede og målte nedbøyninger for et gulv med sponplate til undergulv er vist på fig. 4.

### Referanser

- (1) Hansen, Henry. Nedbøyning av trebjelkelag. Norges byggforskningsinstitutt, rapport nr. 26, Oslo 1958.
- (2) Hallquist, Åge. Dimensjonering av bærende underlag på gulv og tak. Tekn. Ukeblad, Bd. 117, nr. 15, Oslo 1970.
- (3) Johansen, Marius. Styrke- og stivhedskrav til gulve og tagunderlag. Statens Byggeforskningsinstitut, særtryk 200, København 1969.
- (4) Beregning av nedbøyning for trebjelkelag. Norges byggforskningsinstitutt, intern arbeidsrapport nr. F-624/4, Oslo 1970.

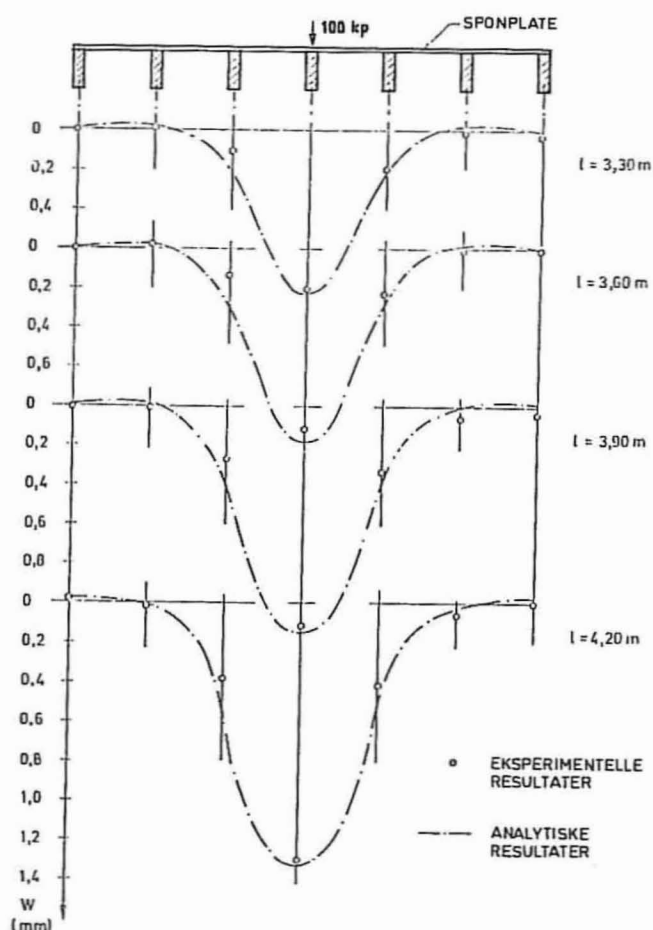


Fig. 4. Sammenligning mellom beregnede og målte nedbøyninger for  $y = l/2$ .

# Skivevirkning av platekledd bindingsverksvegger

Sivilingeniør Trond Ramstad

Tradisjonelt har innfelte skråbånd av bord vært benyttet i bindingsverksvegger for å gi disse nødvendig stivhet og styrke til å oppta horisontale krefter, som forårsakes av vindbelastning, og som virker i veggens plan. Idag benyttes plater i stor utstrekning som kledning av bindingsverk, og i motsetning til panel (bordkledning) er plater vel egnet til å oppta krefter i veggens plan. Det hersker imidlertid usikkerhet om, hvor store belastninger man kan regne, at en vegg kan ta, når denne er kledd med en eller flere av de vanlige platekledningene, som benyttes idag. Det er utført en lang rekke forsøk i mange land med sideavstivning av bindingsverksvegger, spesielt med vegger kledd med kryssfinerplater eller skrålagte bord, men disse forsøksresultatene er vanskelig å benytte i Norden, fordi vi her benytter andre platematerialer og andre festemetoder.

Ved Norges byggforskningsinstitutt undersøkes nå hvordan våre vanlige kledningsplater virker som avstivende skiver i en vegg, og hensikten med undersøkelsene er å komme fram til praktiske maksimallaster for dimensjonering av sidestivheten til et hus. Det undersøkes også, hvordan stivhet og styrke av platekledd vegger kan beregnes utfra materialegenskaper hos platekledningene samt stivhet og styrke av stiftforbindelsen mellom plate og bindingsverk. Undersøkelsene hittil omfatter prøvebelastning av veggfelter med dimensjon 2,4 m x 2,4 m, hvor det er prøvet 14 ulike kombinasjoner av plater og stift. Videre er det registrert last/deformasjonskurver for belastning av en stift montert gjennom et platemateriale og inn i trevirke tilsvarende det, som benyttes i bindingsverk, ialt er det prøvet 13 kombinasjoner av stifttype og platetype. For å undersøke nærmere ved hvilke deformasjonsområde sjenerende deformasjoner kan oppstå, er det også foretatt prøvebelastning av en ferdig oppbygget yttervegg med både utvendig og innvendig kledning, vindu, og tilslutninger til himling og tverrgående vegg.

## Prøvebelastning av veggfelter

Prøvebelastning av veggfelter utføres i prinsippet som beskrevet i ASTM prøvemethode nr. E-72-66. Veggene består av et bindingsverk, hvor både toppsvill, bunnsvill og stendere er gran i dimensjon

48 mm x 98 mm, og hvor platekledningen, som skal prøves, spikres på bindingsverkets ene side. Stenderavstanden er c/c 60 cm og veggens høyde 2,4 m. En type kledning ble prøvet med veggengde 1,20 m, men alle andre forsøk er gjort med veggengde 2,40 m, se fig. 1. Prøveveggen bunnsvill boltes fast til laboratoriets betonggulv, og for å hindre veggens i å bevege seg normalt på veggens plan styres toppsvillen av fire hjul plassert som vist på fig. 1. Veggens belastes horisontalt langs veggens med en hydraulisk trykksylinder, og kraften overføres til veggens gjennom en firkant, som er boltet til veggens toppsvill. For å hindre veggens i å løfte sig ved den siden der kraften påføres, er det montert et strekkstag i betonggulvet, som holder veggens nede gjennom et rullelager over toppsvillen. Påført kraft registreres med en elektrisk lastcelle plassert mellom trykksylinderen og veggens. Horisontal deformasjon av prøveveggen ved belastning registreres med et måleurl plassert mot toppsvillen (måleurl nr. 1, fig. 1), og uret registrerer veggens utbøyning målt i forhold til betonggulvet. For registrering av eventuell forskyvning av bunnsvill eller løftning av sidestenderen nærmest kraftpåføringspunktet monteres også to måleurl nederst på veggens som vist. Veggens horisontale utbøyning ved toppsvill registreres som deformasjon avlest på måleurl 1 minus deformasjoner avlest på måleurl 2 og 3.

Prøveveggene belastes først opp til 200 kp og avlastes deretter igjen. Så belastes veggene til 400 kp og avlastes igjen. Til slutt belastes veggene til brudd inntreffer. Som brudd regnes den maksimale last som veggens klarer å holde. For veggtypene nr. 1, 2 og 4 (se tabell 1) var belastningen noe anderledes, da disse ble avlastet etter henholdsvis 500 kp og 1000 kp horisontal last. Veggens utbøyning ble registrert ved hver 50 kp pålastning opp til 400 kp, deretter for hver 200 kp pålastning. Etter hver avlastning ble "varig" deformasjon avlest 5 minutter etter avlastning.

Tabell 1 viser de 14 veggtypene som er prøvet. For hver veggtype er 3 like vegger prøvebelastet. Fig. 2 — 8 viser i detalj, hvordan platene er festet til bindingsverket.

Samtlige plater er 2,4 m høye. Stiftavstanden er 100 mm langs alle platekanter og 200 mm inne på platene (100 mm for veggtype 12 og 14, 150 mm for veggtype 8).

| Veggtype nr. | Platetype                                 | Platebredde og skjøttype                    | Stifttype                                   | Montering av plater se fig. |
|--------------|---|---|---|-----------------------------|
| 1            | 12 mm panelplater                         | 1,20 m, limt fals                           | 20/40 firkant                               | 1                           |
| 2            | 12 mm panelplater                         | 1,20 m, limt fals                           | 19/35 platestift                            | 1                           |
| 3            | 12 mm panelplater                         | 1,20 m, (vegg lengde 1,20 m)                | 19/35 platestift                            | 2                           |
| 4            | 12 mm panelplater                         | 0,60 m, limt fals                           | 19/35 platestift                            | 3                           |
| 5            | 12 mm panelplater                         | 0,60 m, ulimt not og fjær (skjult spikring) | 19/35 platestift                            | 4                           |
| 6            | 12,5 mm asfaltimpr. porøse trefiberplater | 1,20 m, butt i butt                         | 20/50 firkant                               | 5                           |
| 7            | 13 mm gipsplater                          | 1,20 m, butt i butt                         | 23/35 gipsplatestift                        | 5                           |
| 8            | 3,2 mm Internit                           | 1,20 m, butt i butt                         | 28/25 pappstift                             | 5                           |
| 9            | 13 mm sponplater                          | 1,20 m, limt fals                           | 20/40 firkant                               | 1                           |
| 10           | 13 mm sponplater                          | 1,20 m, limt fals                           | 29/65 platestift                            | 1                           |
| 11           | 13 mm sponplater                          | 0,60 m, ulimt not og fjær (skjult spikring) | 20/40 firkant                               | 4                           |
| 12           | 13 mm sponplater                          | 1,20 m, limt fals                           | 20/40 firkant og pl. limt til bindingsv.    | 1                           |
| 13           | 13 mm gipsplater                          | 1,20 m, horisontal sparklet skjøt           | 23/35 gipspl. stift (ingen stift i toppsv.) | 6                           |
| 14           | 13 mm gipsplater                          | 1,20 m, vertikal sparklet skjøt             | 23/35 gipspl. stift (ingen stift i toppsv.) | 7                           |

Tabell 1. Prøvede veggtyper.

| Veggtype nr. | Horisontal deformasjon ved last som angitt (mm) |        |        |        |         | Varig horisontal deformasjon etter last som angitt (mm) |        |        | Maksimal last (kp) |
|--------------|---|--------|--------|--------|---------|---|--------|--------|--------------------|
|              | 200 kp  | 400 kp | 600 kp | 800 kp | 1000 kp | 200 kp  | 400 kp | 500 kp |                    |
| 1            | 0,76  | 1,50   | 2,40   | 3,52   | 4,59    |   |        | 0,76   | 1885               |
| 2            | 1,26  | 2,27   | 3,29   | 4,78   | 6,63    |   |        | 1,88   | 1740               |
| 3            | 3,87  | 7,30   | 16,23  |        |         | 1,19  | 1,54   |        | 735                |
| 4            | 0,62  | 1,41   | 2,35   | 3,55   | 5,02    |   |        | 0,86   | 1965               |
| 5            | 3,34  | 10,29  |        |        |         | 5,22  | 9,21   |        | 475                |
| 6            | 4,38  | 8,54   |        |        |         | 1,32  | 4,03   |        | 600                |
| 7            | 0,91  | 2,32   | 4,30   | 7,46   | 13,22   | 0,57  | 0,90   |        | 1510               |
| 8            | 0,87  | 1,70   | 2,69   | 3,56   | 4,74    | 0,21  | 0,43   |        | 2135               |
| 9            | 1,04  | 2,43   | 3,38   | 4,88   | 6,57    | 0,35  | 0,71   |        | 1700               |
| 10           | 0,95  | 2,37   | 3,95   | 5,46   | 6,91    | 0,25  | 1,03   |        | 2965               |
| 11           | 4,47  | 11,31  |        |        |         | 2,51  | 5,86   |        | 615                |
| 12           | 0,85  | 1,72   | 2,50   | 3,08   | 3,73    | 0,10  | 0,26   |        | 2365               |
| 13           | 2,84  | 5,50   | 11,46  |        |         | 1,09  | 3,09   |        | 875                |
| 14           | 1,14  | 3,73   | 7,76   | 14,42  |         | 1,70  | 4,34   |        | 965                |

Tabell 2. Måleresultater for prøvebelastning av veggfelter. (Middeltall av 3 vegger.)

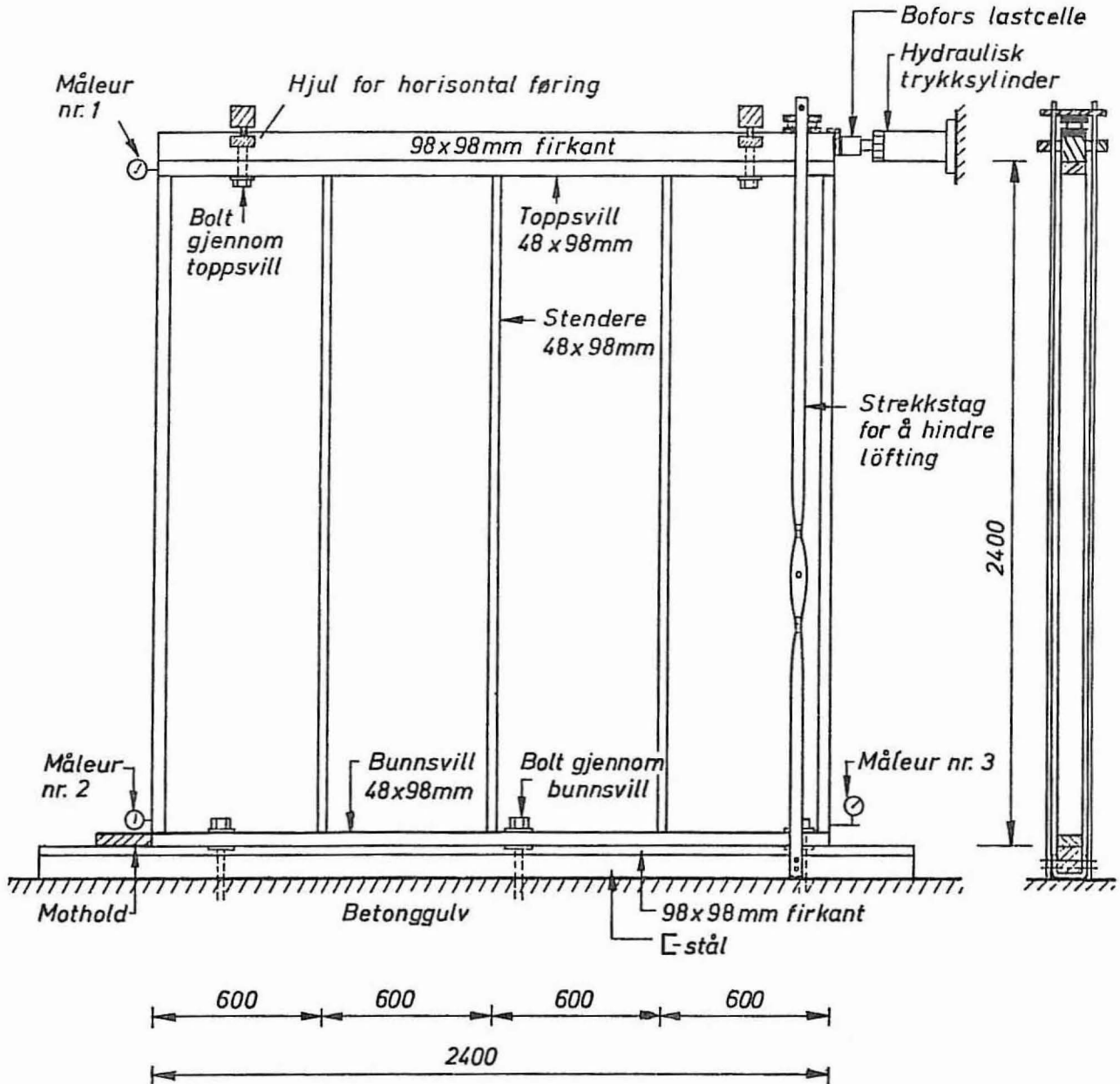
Utdrag av måleresultatene er vist i tabell 2. De viste utbøyninger ved 200 kp–1000 kp er utbøyninger målt etter at prøveveggene har vært belastet opp til 400 kp og avlastet igjen med påfølgende nullstilling av måleurene. Ved første gangs pålastning opptil 200 kp og 400 kp var veggene noe mykere.

Brudd i veggene skjedde fortrinnsvis som bøyning og uttrekking av stiftene som følge av sidebelastning på disse. For vegger med porøse, asfaltimpregnerte trefiberplater og gipsplater ble fortrinnsvis platematerialet rundt stiften deformert. For veggene med Internit og veggene med sponplater festet med stift 29/65 inntraff brudd

ved utknekkning av platene slik, at stifthodet delvis ble trukket gjennom platematerialet. I veggene, der sponplater var limt til bindingsverket, kom brudd forholdsvis brått, idet skjærspenningene i platenes overflate ved limfugene ble for store.

Plater med not og fjær og skjult spikring blir bare festet på tre platekanter, og vegger med plater festet på denne måten blir som ventet betyde-

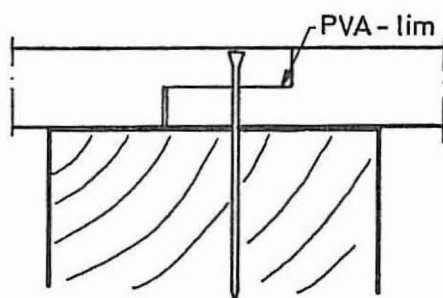
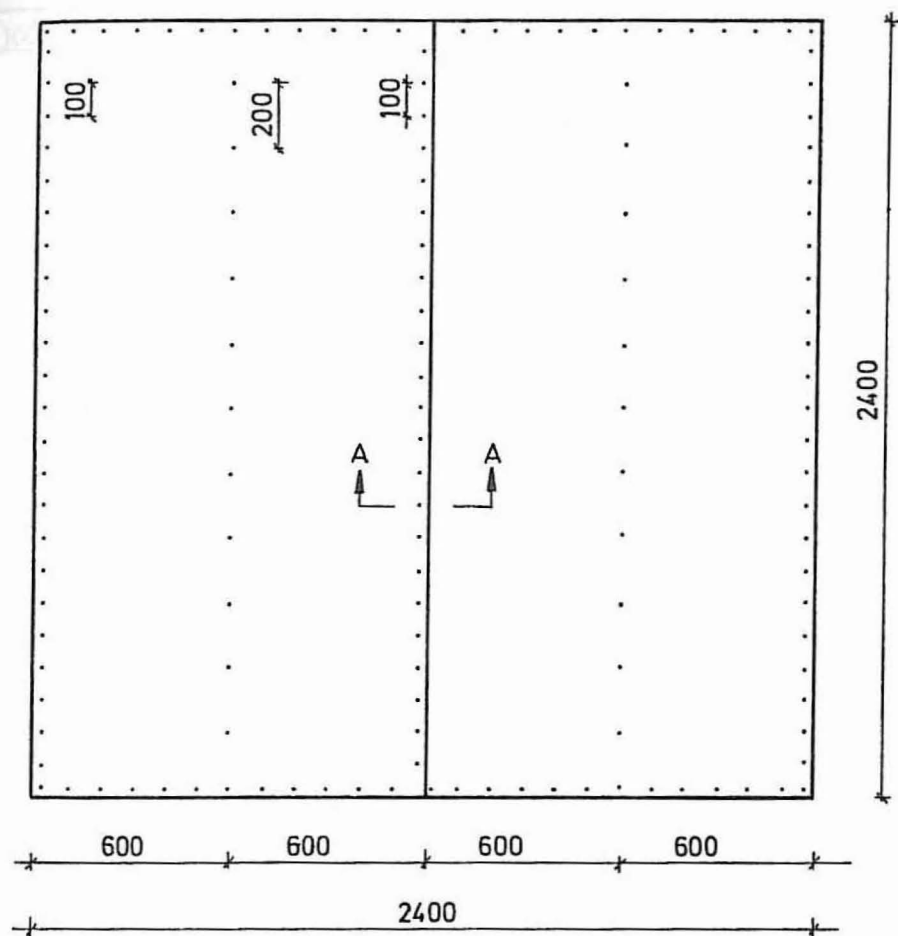
lig svakere enn for veggtyper, hvor platene festes langs alle kanter. Det fremgår av forsøkene, at når platene limes sammen i skjøtene (PVA-lim), virker disse sammen som en stiv skive, og skjærbrudd i fugen inntraff ikke i noen av de prøvede vegger. Forsøkene viser også, at panelplater, sponplater og gipsplater ikke utnyttes maksimalt med den spikring, som er vanlig i dag. Større stivhet og styrke kan oppnås spesielt ved bruk av tykkere stift.



Trykksylinder med lastcelle spenner mot stålrigg.

Måleurene festes til frittstående ramme og til betonggulvet.

Fig. 1. Forsøksoppstilling for sidebelastning av bindingsverksvegg.

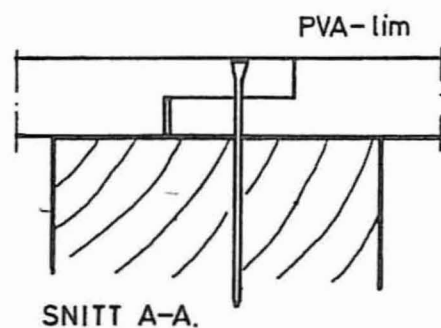
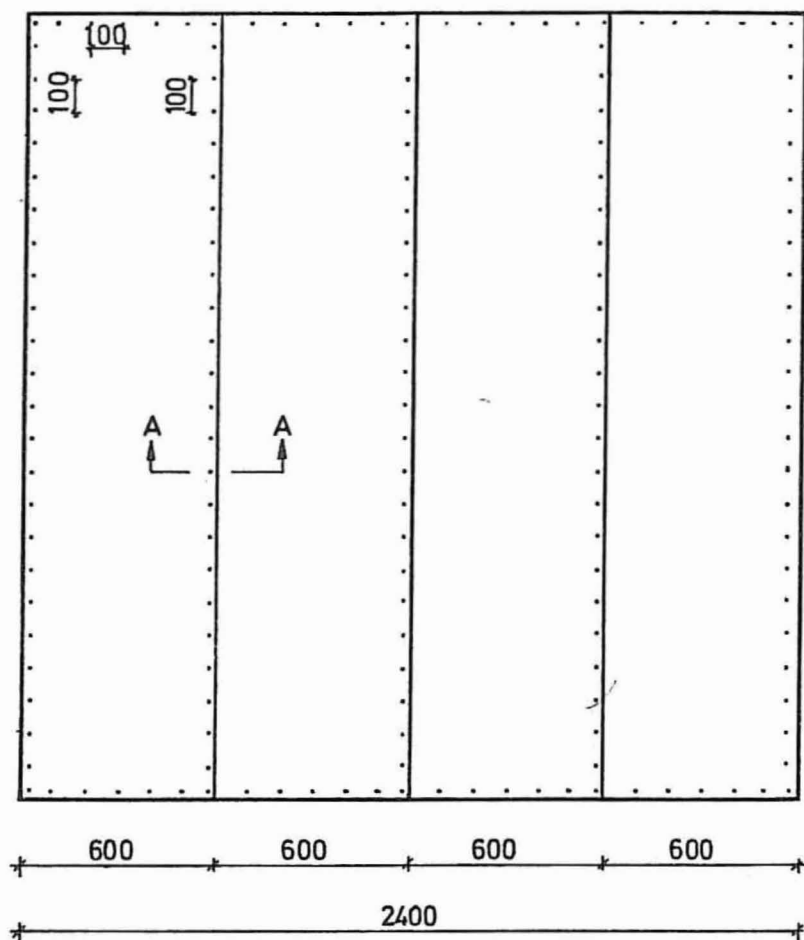
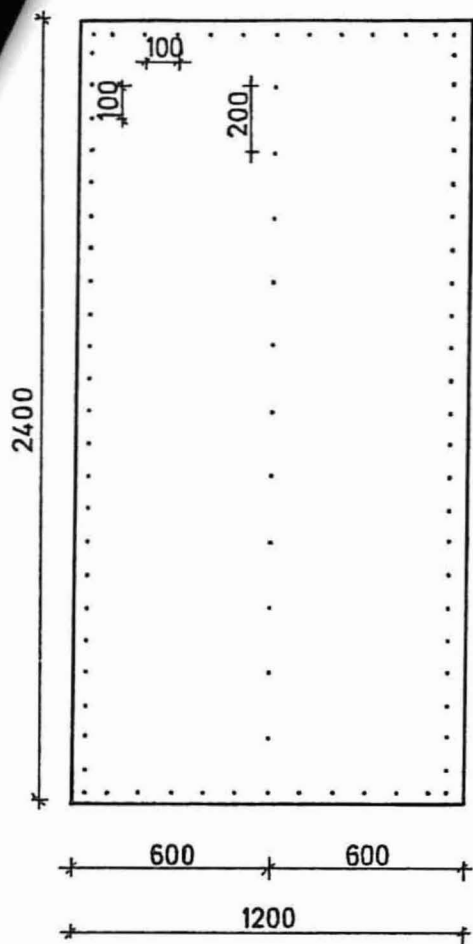


SNITT A - A

- Veggtype nr. 1: 12mm panelplater med stift 20/40 el. forsinket dykk.  
 — " — 2: — " — 19/35 kammet el. forsinket platestift  
 — " — 9: 13 mm sponplater — " — 20/40 el. forsinket dykk.  
 — " — 10: — " — 29/65 kammet el. forsinket platestift.  
 — " — 12: — " — 20/40 el. forsinket dykk og platene  
 limt til bindingsverk med PVA-lim

Fig. 2. Feste av 1200 mm x 2400 mm plater med limt fals.





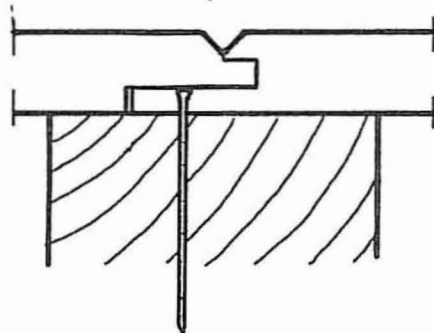
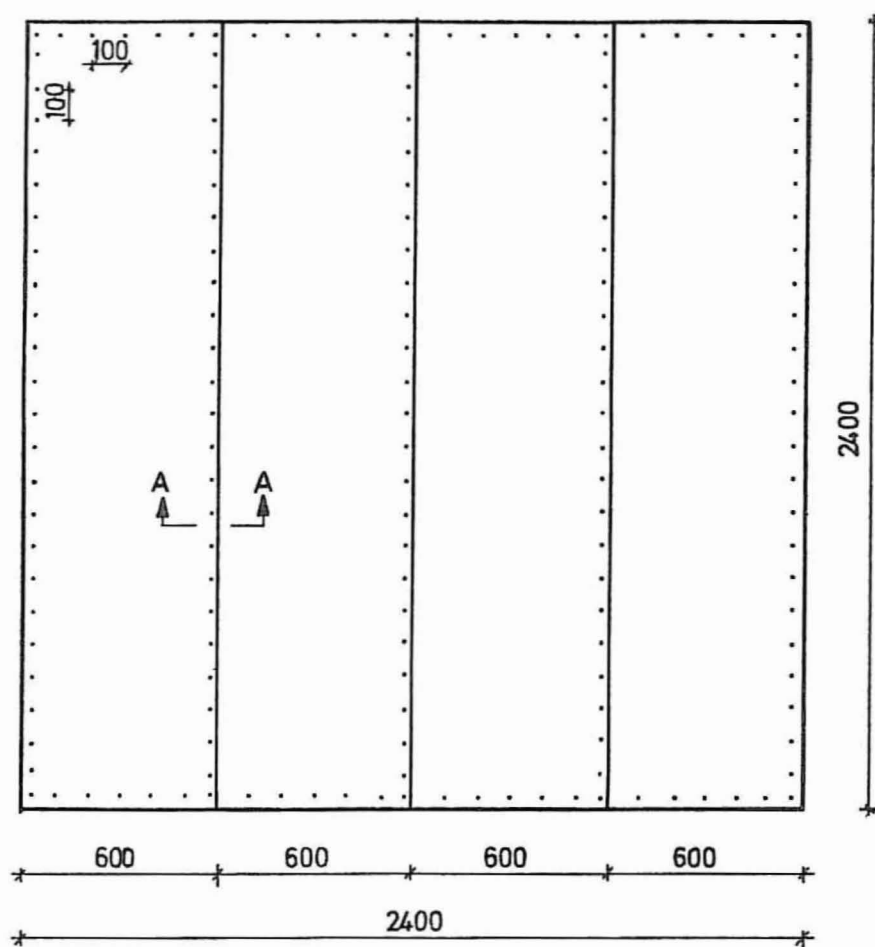
Veggtype nr 3 : 12mm panelplater med stift 19/35 kammet el. forsinket platestift

Veggtype nr.4: 12mm panelplater med stift 19/35 kamme forsinket platestift.

Fig. 3. Feste af 1200 mm x 2400 mm plater på 1200 mm lang vegg.

Fig 4. Feste af 600 mm x 2400 mm plater med limt fals.



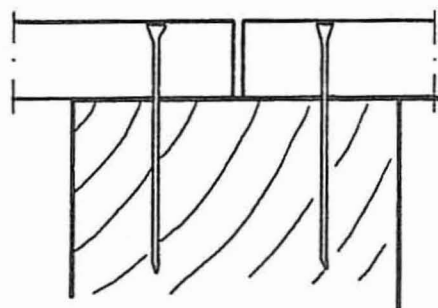
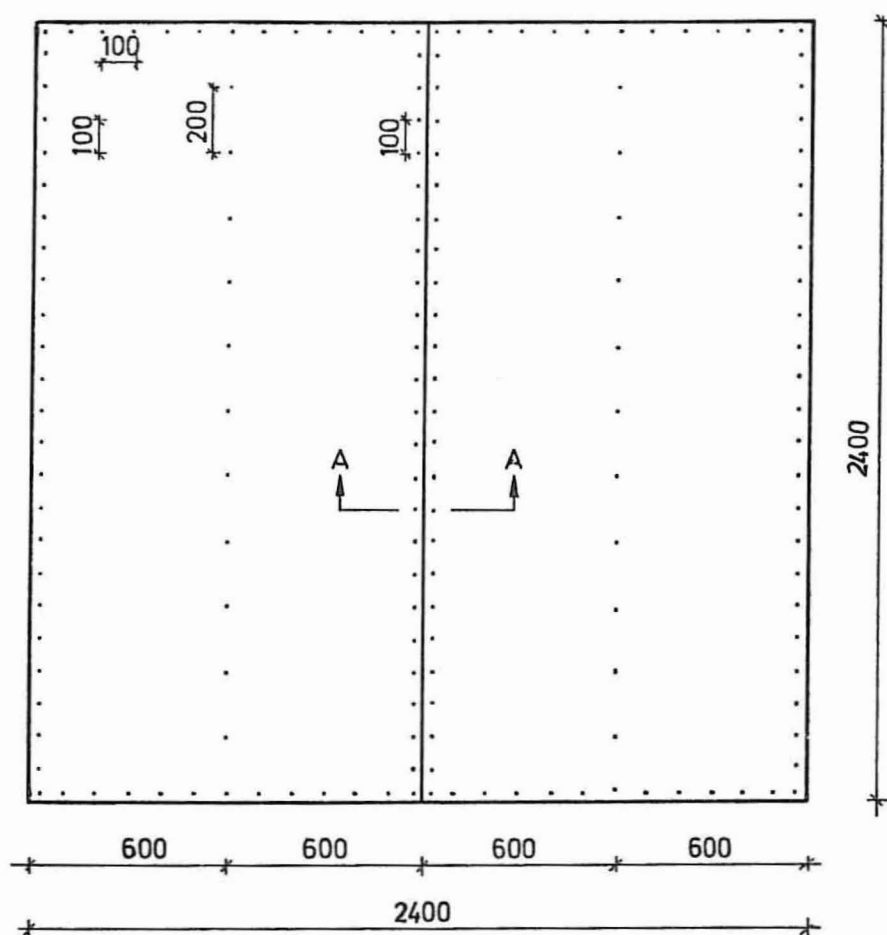


SNITT A-A

Veggtype nr. 5: 12mm panelplater med stift 19/35 kammet  
el. forsinket platestift.

Veggtype nr.11: 13mm panelplater med stift 20/40 el.  
forsinket dykk.

Fig 5. Feste av 600 mm x 2400 mm plater med not og fjær og skjult spikring.



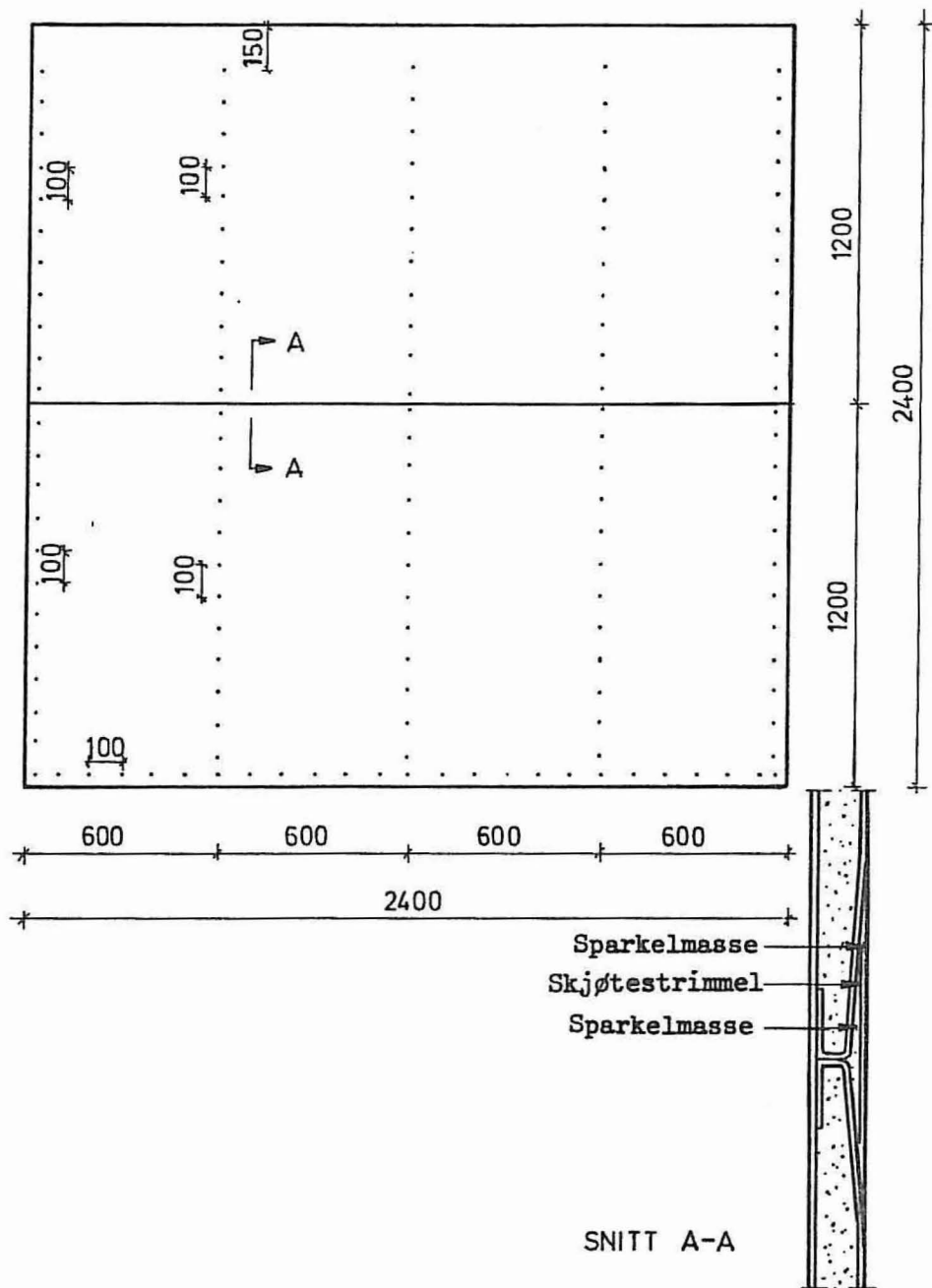
SNITT A-A

Veggtype nr. 6: 125mm asfaltimpregnerte, porøse trefiberplater med stift 20/50 el. forsinket.

Veggtype nr. 7: 13 mm gipsplater med stift 23/35 kammet el. forsinket gipsplatestift.

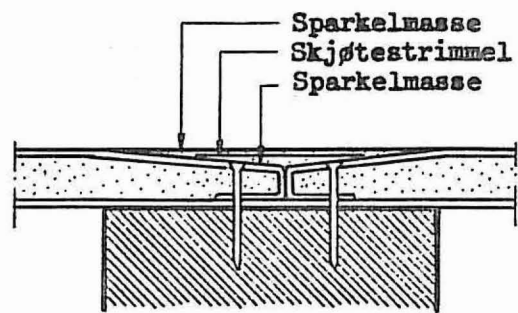
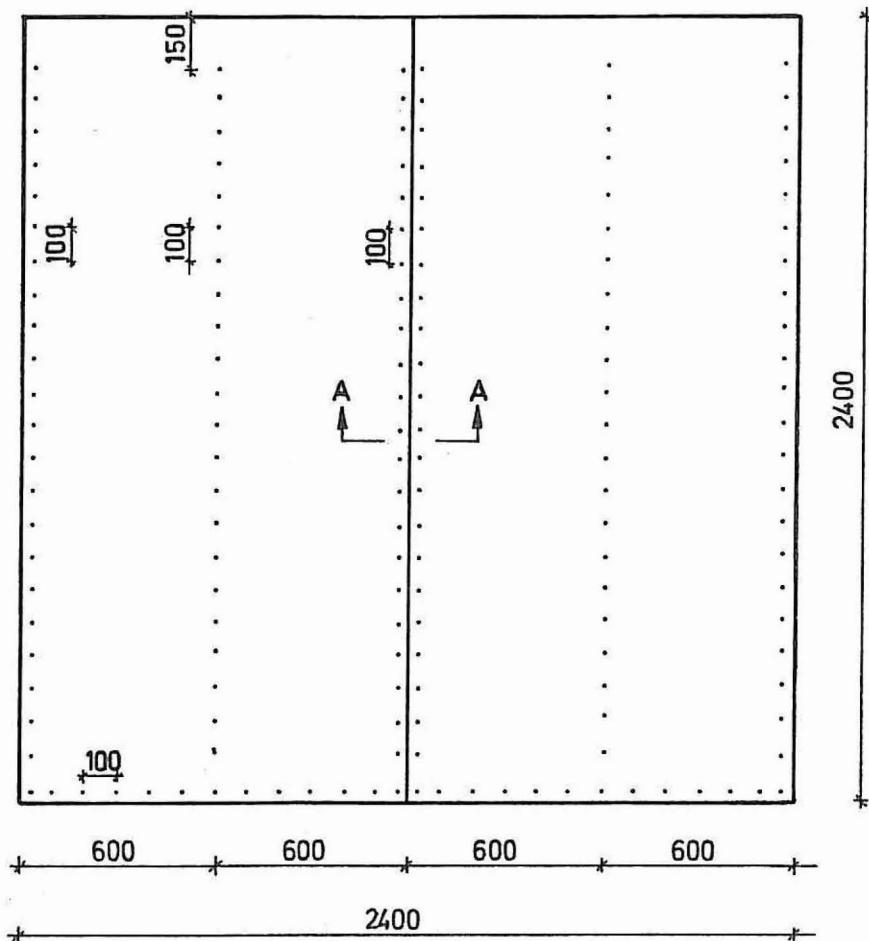
Veggtype nr. 8: 3,2mm Internit med stift 28/25 varmgalvanisert pappstift.

Fig. 6. Feste av 1200 mm x 2400 mm plater med butt i butt skjøt.



Veggtype nr. 13: 13mm gipsplater med stift 23/35 kammet el. forsinket gipsplatestift.

Fig. 7. Feste av 1200 mm x 2400 mm gipsplater med sparklet horisontal skjøt.



SNITT A-A

Veggtype nr. 14: 13 mm gipsplater med stift 23/35 kammet  
 el. forsinket gipsplatestift.

Fig. 8. Feste av 1200 mm x 2400 mm gipsplater med vertikal sparklet skjøt.

## Måling av last/deformasjonskurve for stiftforbindelser

For å finne stivhet og styrke av en enkelt stift festet til bindingsverket gjennom et kledningsmateriale ble last/deformasjonskurver registrert ved belastning av prøvestykker som vist på fig. 9. Forskyvning av plate i forhold til trestykket ble registrert med induktiv giver og kontinuerlig tegnet sammen med påført last på en x-y skriver. De 13 ulike kombinasjoner av stift- og platetyper samt utdrag av måleresultatene er vist i tabell 3. For hver type plate/stift ble det prøvet 5 like prøvestykker.

Det er også gjort forsøk med 13 mm sponplater og 29/65 platestift samt 12,5 mm asfaltimpregnerte, porøse trefiberplater og 28/65 firkant, men brudd inntraff da p.g.a. strekkspenninger i platematerialet slik, at forsøkene her må gjøres om igjen med bredere platestykker.

## Forsøk med ferdig oppbygget vegg

Det hersker stor usikkerhet om hvilke horisontale deformasjoner av en vegg, som kan anses som skadelig eller sjenerende. Ved NBI er det prøvebelastet en 2,4 m x 2,4 m bindingsverksvegg, som er

kledd med gipsplater (montert som for veggtype 13) på den ene siden og utvendig, liggende panel på den andre siden, se fig. 10. Midt i veggen var det montert et vanlig 9M x 12M sidehengslet svingvindu etter Norsk Standard, med to separate rammer som svingte hver sin vei. Åpning mellom ramme og karm ved ytterste ramme var ca. 2 mm. Det var også laget overgang til himling og overgang til tverrvegg på prøveveggene. Invendige gipsplater ble sparklet med tape i begge overganger.

Prøveveggen ble belastet som de andre veggene, men ble ikke avlastet ved 200 kp og 400 kp. Deformasjoner ble avlest ved hver 25 kp pålastning helt til brudd, og det ble hele tiden nøye observert tegn til skader på veggene.

Følgende resultater ble observert:

- Ved last 375 kp og utbøyning 5,93 mm:  
Ytre vindusramme kan ikke lenger åpnes.
- Ved last 650 kp og utbøyning 10,73 mm:  
Indre vindusramme kan ikke lenger åpnes.
- Ved last 900 kp og utbøyning 17,17 mm:  
Begynnende sprekker i gipsplatene ut fra vinduets fire hjørner.
- Ved last 1175 kp og utbøyning ca. 25 mm:  
Maksimal last som veggen kan holde. Store sprekker i gipsplatene. Skjøt i gipsplatene uskadd.

| Platetype/Stifttype                           | Last ved 0,55 mm deformasjon | Last ved 1,0 mm deformasjon | Maksimal last |
|---|------------------------------|-----------------------------|---------------|
| A 12 mm panelplate<br>19/35 platestift        | 24,3 kp                      | 33,1 kp                     | 51,9 kp       |
| B 12 mm panelplate<br>25/55 platestift        | 40,6 "                       | 51,8 "                      | 84,4 "        |
| C 12 mm panelplate<br>20/40 firkant           | 30,0 "                       | 39,0 "                      | 53,7 "        |
| D 12,5 asfaltimpr. porøs pl.<br>20/50 firkant | 11,3 "                       | 14,0 "                      | 21,4 "        |
| E 3,2 mm Internit<br>28/25 pappstift          | 59,1 "                       | 76,6 "                      | 107,6 "       |
| F 13 mm gipsplate<br>23/35 gipsplatestift     | 15,1 "                       | 22,4 "                      | 55,7 "        |
| G 11 mm gipsplate<br>23/35 gipsplatestift     | 20,1 "                       | 26,5 "                      | 43,4 "        |
| H 10 mm sponplate<br>20/40 firkant            | 39,9 "                       | 47,5 "                      | 56,3 "        |
| I 10 mm sponplate<br>25/55 platestift         | 43,3 "                       | 56,5 "                      | 81,9 "        |
| J 13 mm sponplate<br>20/40 firkant            | 37,6 "                       | 44,1 "                      | 51,9 "        |
| K 13 mm sponplate<br>25/55 platestift         | 39,2 "                       | 47,7 "                      | 68,3 "        |
| L 9 mm kryssfiner *<br>25/55 platestift       | 41,4 "                       | 52,0 "                      | 74,6 "        |
| M 9 mm kryssfiner **<br>25/55 platestift      | 48,2 "                       | 60,3 "                      | 85,3 "        |

Tabell 3. Styrke og stivhet av enkel stiftforbindelse. (Midteltall av 5 prøvestykker)

\* Last parallellt ytterfinerets fiberretning. (Platen har to-talt 3 finerlag.)

\*\* Last vinkelrett på ytterfinerets fiberretning.

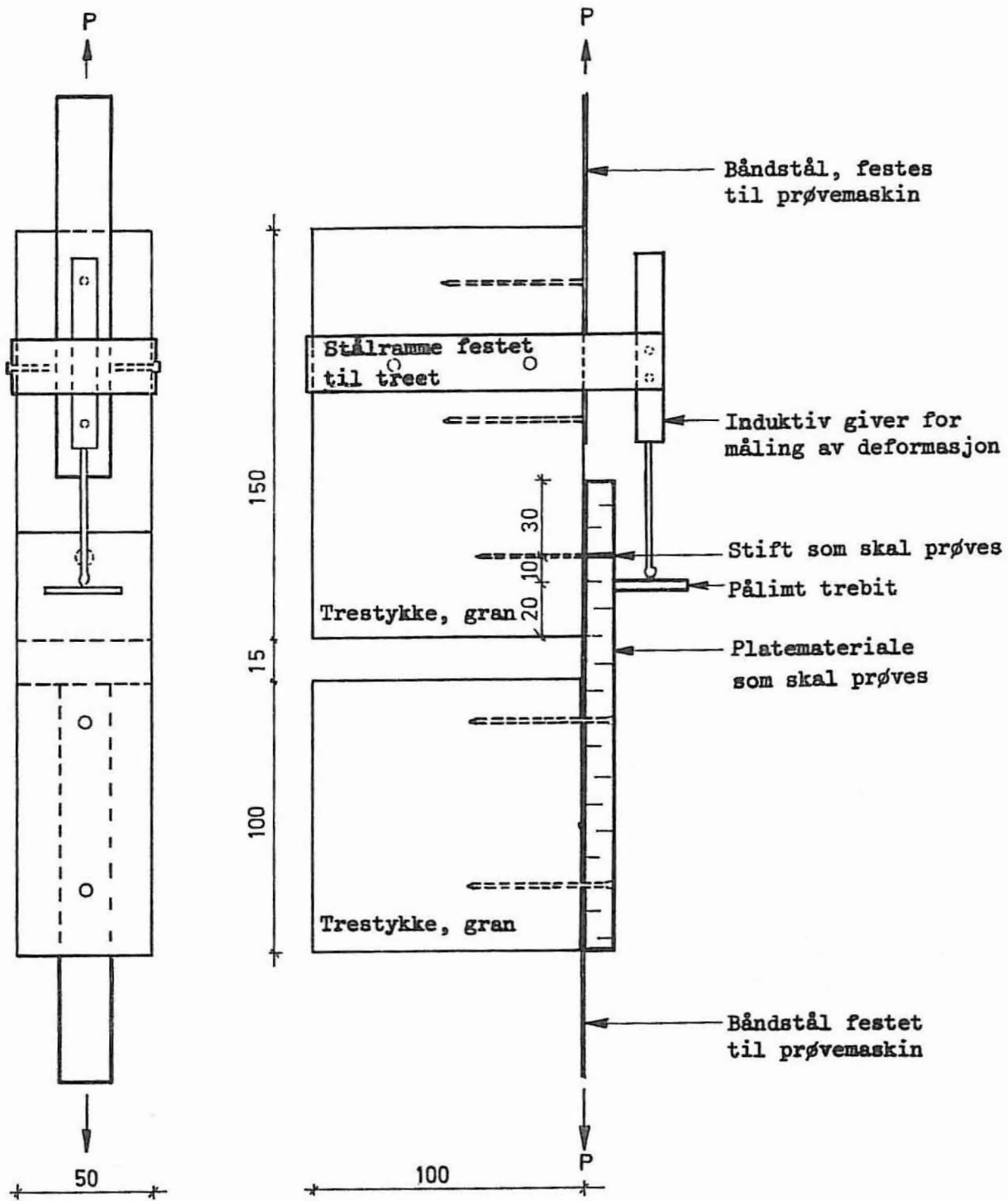


Fig 9. Prøvestykke for måling av last/deformasjonskurve for stiftforbindelser.

Prøvevegg med vindu, kledning på begge sider og tilslutning til himling og tverrvegg.

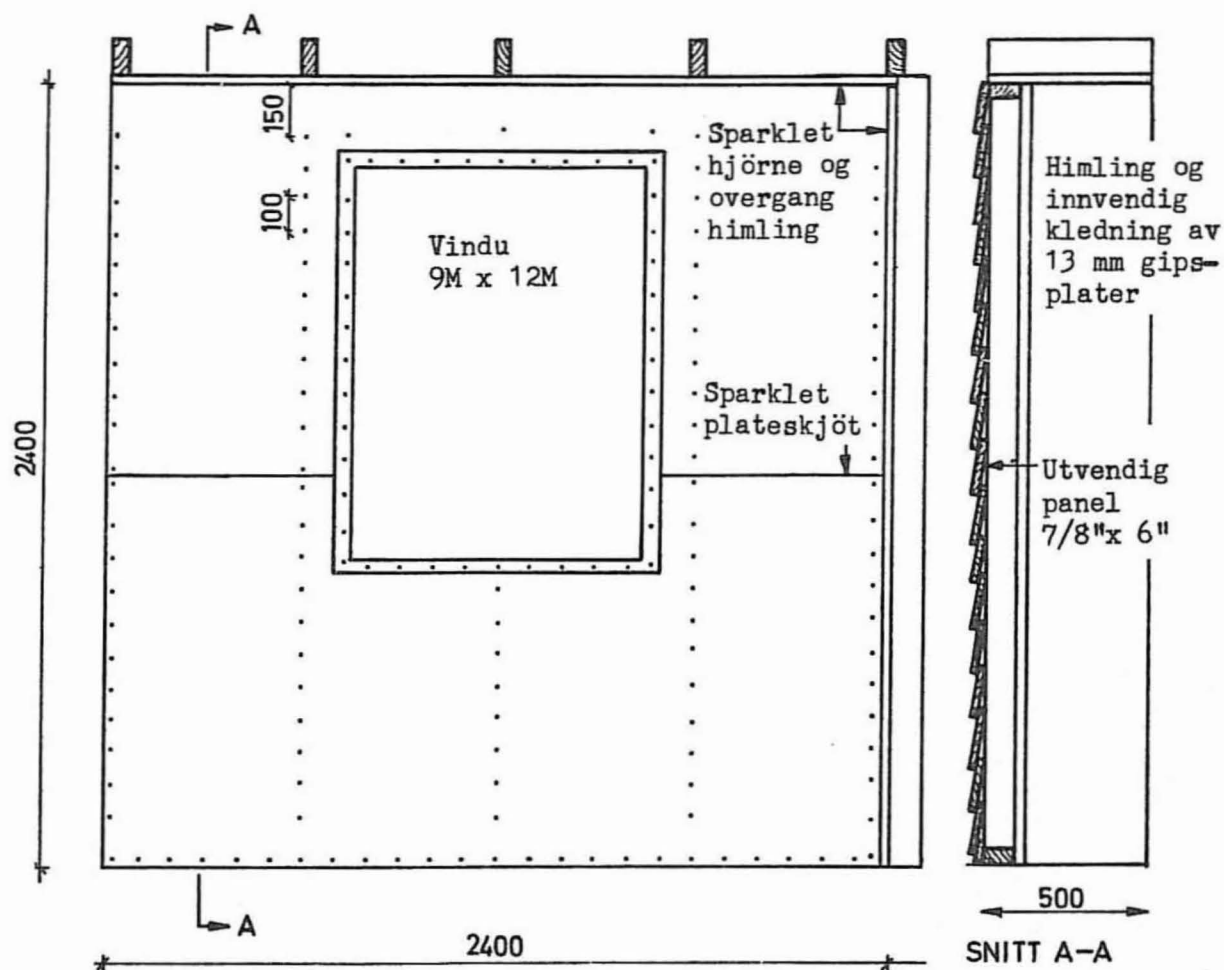


Fig. 10. Prøvevegg med vindu, kledning på begge sider og tilslutning til himling og tverrvegg.

Det var ikke mulig å observere synlige tegn til deformasjoner, skader eller annet før sprekke i gipsplatene ved vindushjørnene oppsto. Videre synes det ikke å være fare for, at glasset i vinduer skal bryte. Konstruksjonen ble etter brudd belastet til en utbøyning på ca. 35–40 mm og da ble rammene ødelagt rundt hjørnebeslagene og kittet fullstendig deformert og falt delvis ut uten at glasset gikk i stykker.

### Tillatte belastninger

En måte å bestemme tillatte belastninger på kan være å gå ut fra den maksimale last, som er målt ved prøvebelastning, dividere denne med en sikkerhetsfaktor og så kontrollere om den beregnede last vil gi sjenerende eller skadelige deformasjoner. I Norsk Standard for trekonstruksjoner er det angitt, at konstruksjoner, som er dimensjonert for



| Veggtype (tabell 1)                  | Minste registrerte maksimal-<br>last dividert med 1,75 |        | Utbøyning til-<br>svarende angitt<br>last.(mm) |
|--------------------------------------|--|--------|--|
|                                      | (kp)   | (kp/m) |  |
| 1 12 mm panelplater, stift 20/40     | 1029   | 429    | ca. 4,7  |
| 2 12 mm panelplater, stift 19/35     | 914  | 381    | " 6,1  |
| 3 12 mm panelplater, stift 19/35     | 400  | 333    | " 7,3  |
| 4 12 mm panelplater, stift 19/35     | 1100   | 458    | " 5,5  |
| 5 12 mm panelplater, not og fjær     | 257  | 107    | " 4,3  |
| 6 12,5 mm asfalt impregn. porøse pl. | 329  | 137    | " 7,0  |
| 7 13 mm gipsplater, stift 23/35      | 829  | 345    | " 7,7  |
| 8 3,2 mm Internit, stift 28/25       | 1143   | 476    | " 5,4  |
| 9 13 mm sponplater, stift 20/40      | 914  | 381    | " 6,0  |
| 10 13 mm sponplater, stift 29/65     | 1631   | 680    | " 11,1   |
| 11 13 mm sponplater, not og fjær     | 343  | 143    | " 9,7  |
| 12 13 mm sponplater, limt til stend. | 1229   | 512    | " 4,4  |
| 13 13 mm gipsplater, sparklet skjøt  | 457  | 190    | " 7,1  |
| 14 13 mm gipsplater, sparklet skjøt  | 543  | 226    | " 6,7  |

Tabell 4. Maksimal last divideret med 1.75.

korttidsbelastning ved belastningsprøving, skal tåle en last på 1,75 ganger den belastning, konstruksjonen er dimensjonert for. Går man ut fra den laveste av de tre maksimale laster, som ble målt for hver av de prøvede veggtyper, får man følgende laster som vist i tabell 4. I tabellen er samtidig vist tilsvarende last i kp pr. meter vegg- lengde, samt hvilken utbøyning denne lasten gir.

De fleste verdiene, som er angitt i tabell 4, synes ikke å ville gi større utbøyninger av veggene, enn at disse burde kunne aksepteres. Det må understrekes, at en forutsetning for bruk av resultatene er, at veggene forankres slik, at de hindres i å løftes. Tillatte laster for vegger med skjult spikring, d.v.s. spikret på bare 3 sider (type 5 og 11) samt vegger med gipsplater, som ikke spikres i toppsvill (type 13 og 14), bør imidlertid ligge lavere enn vist i tabell 4 på grunn av de store permanente deformasjoner. En vesentlig del av stivheten i veggtype 5 og 11 ligger i friksjon, som opptrer mellom platene, når disse forskyver seg. Også den angitte last for sponplater med stift 29/65 ligger muligens for høyt p.g.a. den permanente deformasjon, som må ventes å bli stor etter avlastning fra 1631 kp.

## Beregning av stivhet og styrke

### Maksimal last

Ser man på bruddbildet av veggene etter prøvebe- lastning, kunne det registreres, at platene forskyv seg i forhold til bindingsverket, som vist på fig. 11. Der platene var limt i skjøtene, dreiet hele den sammenlimte skiven seg om aksene S-S i fig. 11 a,

og der platene bare hadde butt i butt skjøt, dreiet platene seg om aksene S-S i fig. 11 b. Aksene re- presenterer den vertikale midtlinje gjennom de sammenhengende stive skiver. Dreiningene frem- kommer, fordi bindingsverket får en tvungen be- vegelse som vist på grunn av strekkstaget. Dersom man antar, at platene ikke forskyver seg i forhold til den stender, som ligger i akse S-S, kan maksi- mal last beregnes på følgende måte:

Kraften i stiftene, som fester platen, settes proporsjonal med avstanden fra linjen S-S. Sum- men av hver enkelt stifts moment om linjen S-S settes lik det påførte moment.

$$p \cdot h = \sum K_i x_i$$

der P = påført horisontal kraft

h = vegg høyden

$K_i$  = kraften i den enkelte stift

$x_i$  = avstanden fra den enkelte stift til aksene S-S.

Maksimal last ( $P_{max}$ ) finnes så ved å sette inn den maksimale kraft, som en enkelt stift kan ta (tabell 3) for de stiftene, som ligger lengst fra aksene S-S. Kraften i de stiftene, som ligger nærmere aksene S-S, beregnes ut fra avstanden til aksene, og  $P_{max}$  kan derved beregnes. Tabell 5 viser de beregnede maksimale laster sammenliknet med middeltallet for de målte maksimalaster.

Som man ser, stemmer de beregnede resulta- ter meget godt med de målte. Etter de antagelser, som er gjort i beregningsmodellen, vil ikke stif- tene, som står i aksene S-S, bli belastet. For å kontrollere dette ble to ekstra vegger kledd med gipsplater prøvet, der platene ikke var spikret

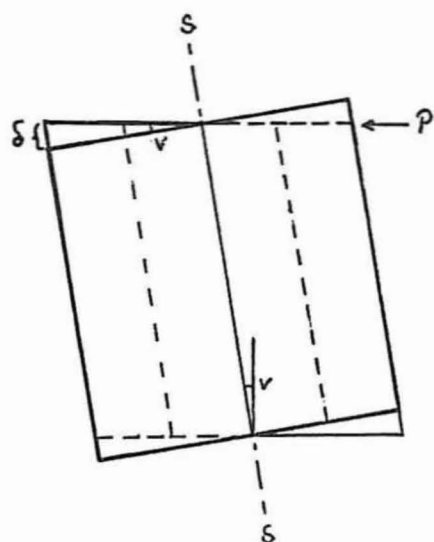


Fig. 11a. Forskyvning av 1,2 m brede plater med limt skjöt.

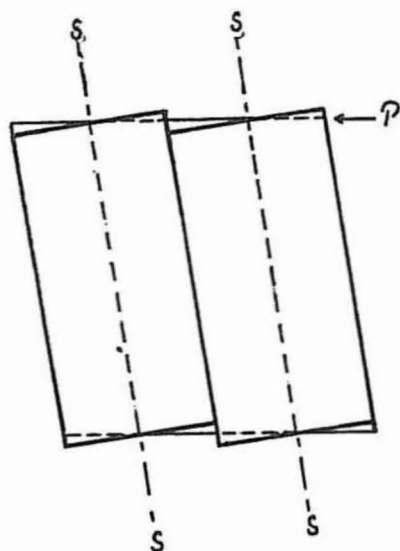


Fig 11b. Forskyvning av 1,2 m brede plater med butt i butt skjöt.

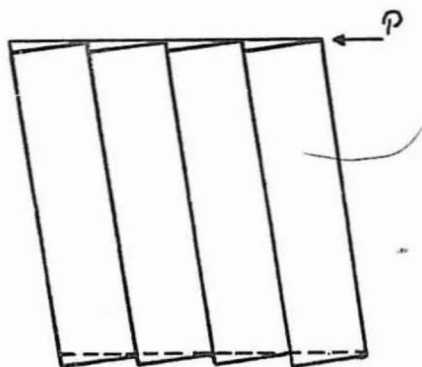


Fig. 11c. Forskyvning av 0,6 m brede plater med not og fjær og skjult spikring.

| Veggtype nr. | Målt maksimal last | Beregnet maksimal last |
|--------------|--------------------|------------------------|
| 1            | 1885 kp            | 1868 kp                |
| 2            | 1740 "             | 1805 "                 |
| 3            | 735 "              | 695 "                  |
| 4            | 1965 "             | 1950 "                 |
| 6            | 600 "              | 573 "                  |
| 7            | 1510 "             | 1490 "                 |
| 9            | 1700 "             | 1805 "                 |

Tabell 5. Sammenlikning av målte og beregnede maksimal-laster.

langs aksene S-S. Det viste seg da, at den målte maksimale last ble den samme som for vegger med stifting langs aksene S-S. Det kan også nevnes at ved å beregne summen av stiftenes moment om sentrum av den stive skive istedenfor om aksene S-S, slik flere har foreslått i litteraturen, blir de beregnede maksimale laster vesentlig høyere enn de målte. Beregningsmodellen gjelder bare der, hvor spikringen er så svak, at brudd ikke skjer ved utknekking av platene. Beregning av veggtype 8 og 10 etter viste metode gir således for høye laster, da disse fikk brudd ved utknekking. Forøvrig passer beregningsmodellen for de prøvede vegg lengder på 1,20 m og 2,40 m, mens den for vesentlig lengre vegger, hvor platene er limt sammen til en skive, ikke vil kunne gjelde.

Plater med skjult spikring (type 5 og 11) forskyver seg som vist på fig. 11 c. Beregning av stiftenes moment om de enkelte stendere, hvor platene er festet, gir meget små maksimale laster i forhold til de målte, fordi friksjonen i not og fjær mellom platene bidrar til å øke stivheten av veggen.

### Utbøyning

Deformasjon av vegger ved sidebelastning vil være avhengig av følgende:

1. Deformasjon av stiftforbindelsene.
2. Deformasjon av platene på grunn av skjærkraft i platenes plan.
3. Deformasjon av platene på grunn av bøyning i platenes plan.

Deformasjoner nevnt under punkt 1 kan finnes ved hjelp av samme beregningsmodell som beskrevet ovenfor. Kraften i de stiftene, som ligger lengst fra aksene S-S, bestemmes ut fra den påførte ytre kraft. Fra last/deformasjonskurvene for stiftforbindelsene finnes så den forskyvning  $\delta$  som tilsvarer kraften på stiftet, og vinkelen  $v$  (se fig. 11 a) beregnes så ved divisjon med avstanden til asken S-S, når platene regnes som uendelig stive.

Utbøyning på grunn av deformasjoner som nevnt under punkt 2 og 3 må beregnes av formelene:

$$\gamma = \frac{\tau}{G}$$

$$\text{og } d = \frac{p \cdot h^3}{3EI}$$

der  $\gamma$  = vinkelendring av platen p.g.a. skjærspenning.

$\tau$  = påført skjærspenning.

$G$  = skjærmodul parallellt platens plan.

$E$  = bøyeelastisitetmodul parallellt platens plan.

$I$  = motstandsmoment mot bøyning i platens plan.

Materialkonstantene  $G$  og  $E$  er foreløpig ikke målt, og de kan heller ikke finnes i litteraturen for de aktuelle platematerialer. Det er forsøkt å tippe materialkonstanter for beregning av deformasjoner i platenes plan, men disse blir svært vilkårlige. Det er imidlertid planlagt ved NBI å lage utstyr slik, at også  $G$ -modulen kan måles.

I det videre arbeid med skivevirkning av platekledninger vil man også forsøke å beregne stivhet og styrke av de prøvede vegger og andre konstruksjoner mer nøyaktig ved EDB-program basert på elementmetoden. NBI håper dette kan utføres i løpet av 1970.

# Utvekslinger i trebjelkelag

Sivilingeniør Trond Ramstad

## Prøvede vekslinger

Ved Norges byggforskningsinstitutt er det utført belastningsforsøk med tre typer forbindelsesmidler for utveksling av åpninger i trebjelkelag. Utførelse med vekseljern (fig. 1) er vanlig metode i Norge i dag. Jernet er laget av 0,9 mm tykt, forsinket stål og leveres som et rett stykke. Vekseljernet bøyes ved montering rundt bjelkene som vist og festes med stift i ferdige hull. Jernet er noe besværlig å montere, og har også den ulempe at stivheten av vekslingen reduseres ved krympning av trebjelkene. All last på vekslingen overføres kun på de stift som sitter i bjelkesidene, fordi jernet ikke krymper sammen med trevirket, og man kan følgelig ikke dra nytte av, at dette er bøyd over og under bjelkene.

For å undersøke raskere og bedre metoder for utførelse av utvekslinger har NBI foruten veksling med vekseljern prøvebelastet vekslinger med vinkeljern og stikkspikring. Vinkeljernene (fig. 2) kan lages av 1,2 mm forsinket stål med vangebredde 50 mm og høyde 160 mm da nesten alle bjelkelag utføres med 200 mm høye bjelker. Vinkeljernene har plass til 6 stk. stift opp til størrelse 28/75 i hver vange, men lengden av stiften i bjelkeenden er avhengig av bjelkebredden. Vinkeljernene er

enkle å montere, da ett jern festes, under oppmerksomheten for utvekslingen, og når bjelkeenden skal festes, legges denne bare inntil jernet og er derved kommet i riktig stilling. Antall stift blir omtrent det samme som ved bruk av vekseljern, men stivheten av vekslingen vil ikke i samme grad være influert av bjelkenes krympning.

Stikkspikring (fig.3) er den enkleste, raskeste og billigste metoden å utføre vekslinger på. De prøvede vekslinger var utført med 6 stk. stift 34/100, 3 stk. slått inn fra hver side i 45° vinkel som vist. Stikkspikring er ikke alminnelig akseptert av byggekontrollen i Norge, men like fullt utføres det en mengde utvekslinger på denne måten og med tilfredsstillende resultat.

## Prøvningsmetode

Vekslinger med vekseljern, vinkeljern og stikkspikring ble prøvebelastet med en vertikal, statisk korttidslast. De enkelte vekslinger ble utført med en 50 mm x 200 mm bjelke tilsluttet en 75 mm x 200 mm bjelke (fig. 4), begge 60 cm lange. Trebjelkene ble lagt opp på et underlag av stålbjelker og belastet som vist med en hastighet på ca. 10 kp pr. sekund. Vertikal forskyvning mellom de to tre-

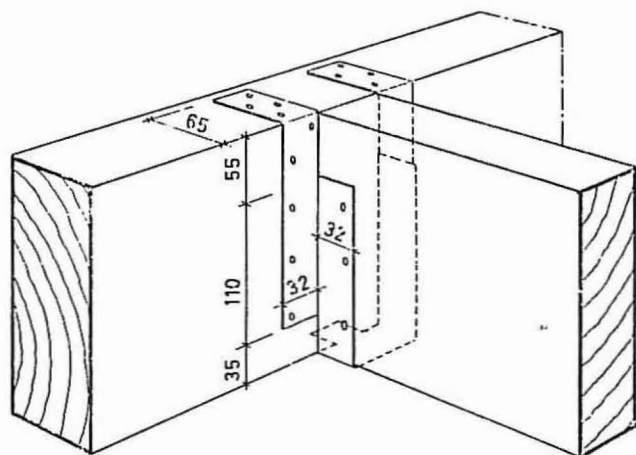


Fig. 1. Vekseljern

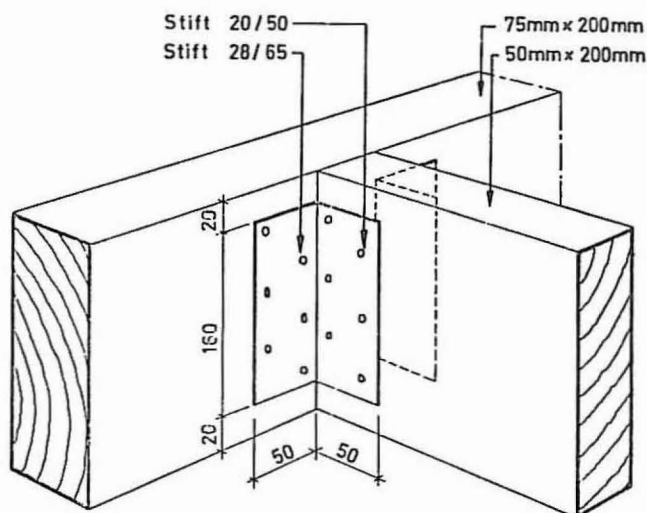


Fig. 2. Vinkeljern

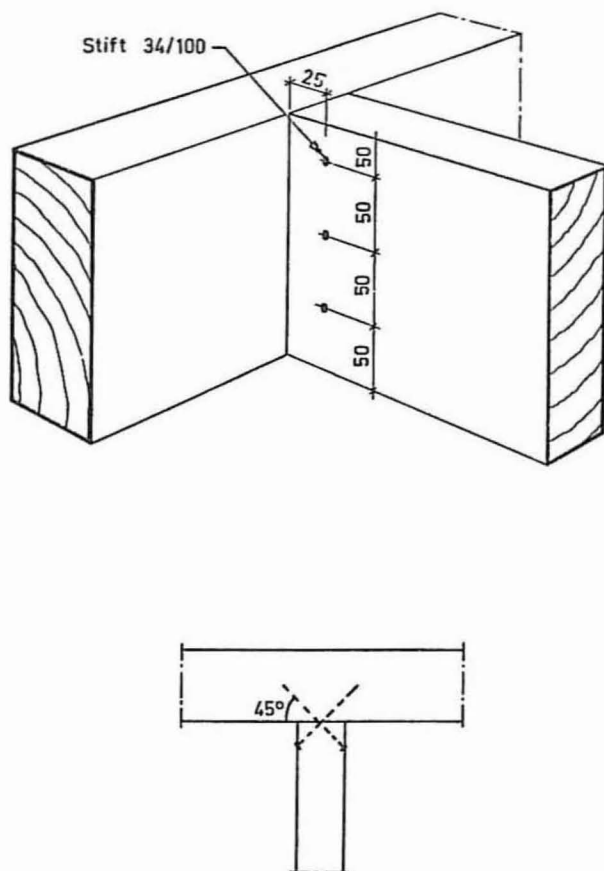


Fig. 3. Stikkspikring

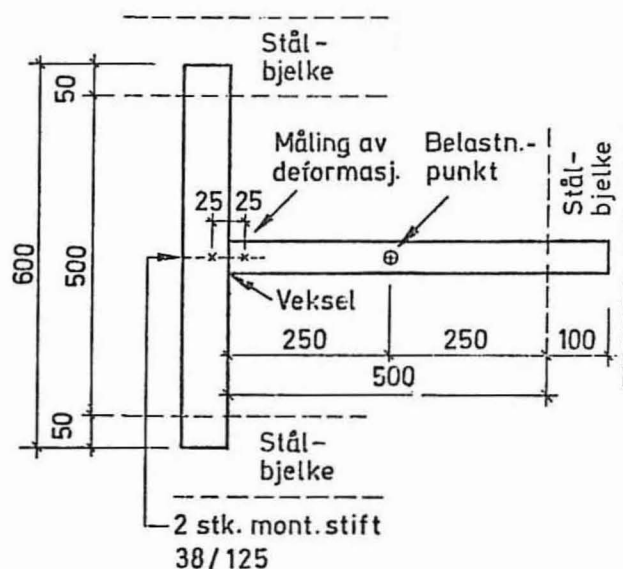
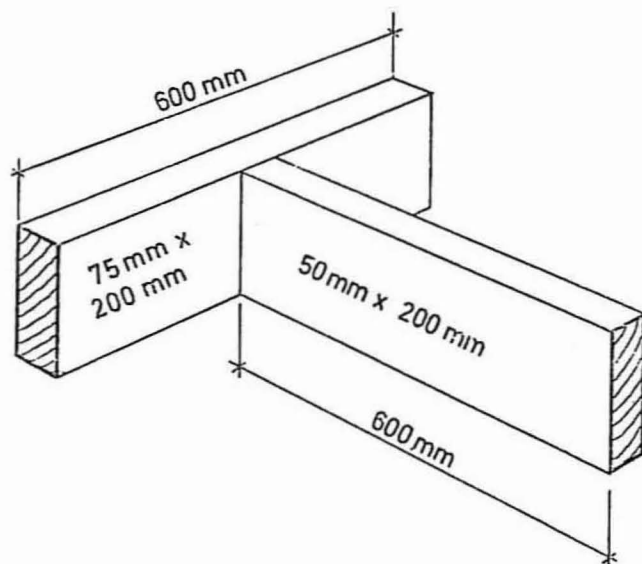


Fig. 4. Prøvestykke

bjelkene ble målt med to induktive givere og kontinuerlig registrert på en x-y skriver.

De tre vekseltypene ble prøvet ved tre ulike fuktighetsforhold i bjelkene:

1. Vekslingene montert og prøvet med ca. 14% fuktinnhold i bjelkene.
2. Vekslingene montert og prøvet med ca. 21,5% fuktinnhold i bjelkene.
3. Vekslingene montert med ca. 21,5% fuktinnhold i bjelkene, men prøvet etter at bjelkene var tørket ut til ca. 10,5% fuktinnhold.

For hver type veksling og fuktforhold i bjelkene ble det bare prøvebelastet 3 like prøvestykker slik

at forsøkene nærmest må betraktes som orienterende. Samtlige prøvestykker hadde også to monteringsstift av dimensjon 38/125 slått inn i endevenden.

### Forsøksresultater

Forsøksresultatene er vist i tabellen som følger vedlagt. Som uttrykk for vekslingenes stivhet er valgt målt vertikal last på vekslingen når det vertikale spranget mellom de to bjelkene kom opp i 0,5 mm. I tabellene heretter er middeltallene for målt bruddlast og målt last ved forskyvning 0,5 mm vist.



| Type veksling  |               | Målt bruddlast | Last ved 0,5 mm forskyvning |
|--|---------------|----------------|-----------------------------|
| Montert og prøvet ved 14% fuktinnhold i bjelkene             | Vekseljern    | 2220 kp        | 535 kp                      |
|  | Vinkeljern    | 1510 kp        | 640 kp                      |
|  | Stikkspikring | 1200 kp        | 485 kp                      |
| Montert og prøvet ved 21,5% fuktinnhold i bjelkene           | Vekseljern    | 1800 kp        | 395 kp                      |
|  | Vinkeljern    | 1530 kp        | 835 kp                      |
|  | Stikkspikring | 930 kp         | 405 kp                      |
| Montert ved 21,5% og prøvet ved 10,5% fuktinnhold i bjelkene | Vekseljern    | 1800 kp        | 340 kp                      |
|  | Vinkeljern    | 1410 kp        | 525 kp                      |
|  | Stikkspikring | 750 kp         | 325 kp                      |

Som tabellen viser ble de høyeste bruddlaster målt for vekseljern ved alle fuktforhold i bjelkene, mens vinkeljernene ga den stiveste forbindelsen. Resultatene for vinkeljern montert og prøvet på fuktige bjelker synes å stemme dårlig med de andre måleresultater, dette skyldes kvist i to av prøvestykkene. Man ser ellers at stikkspikring ikke gir særlig mykere forbindelse enn vekseljern, og lasten målt ved 0,5 mm forskyvning er ved alle prøver mindre enn målt bruddlast dividert med 2,25 som benyttes som sikkerhetsfaktor i Norsk Standard for prøvning av trekonstruksjoner.

Tillatt belastning ved tørt trevirke blir etter Norsk Standard's tabell for langtids-tverrbelastning på stift 225 kp for vinkeljernene og 270 kp for stikkspikringen. Disse laster ligger godt under de målte laster ved 0,5 mm forskyvning.

#### Opptredende laster på vekslinger

I trebjelkelag i bolighus vil ikke lengden på stikkbjelker (fig. 5) bli mer enn ca. 4 meter ved bjelkeavstand 60 cm. Det vil si, at maksimal belast-

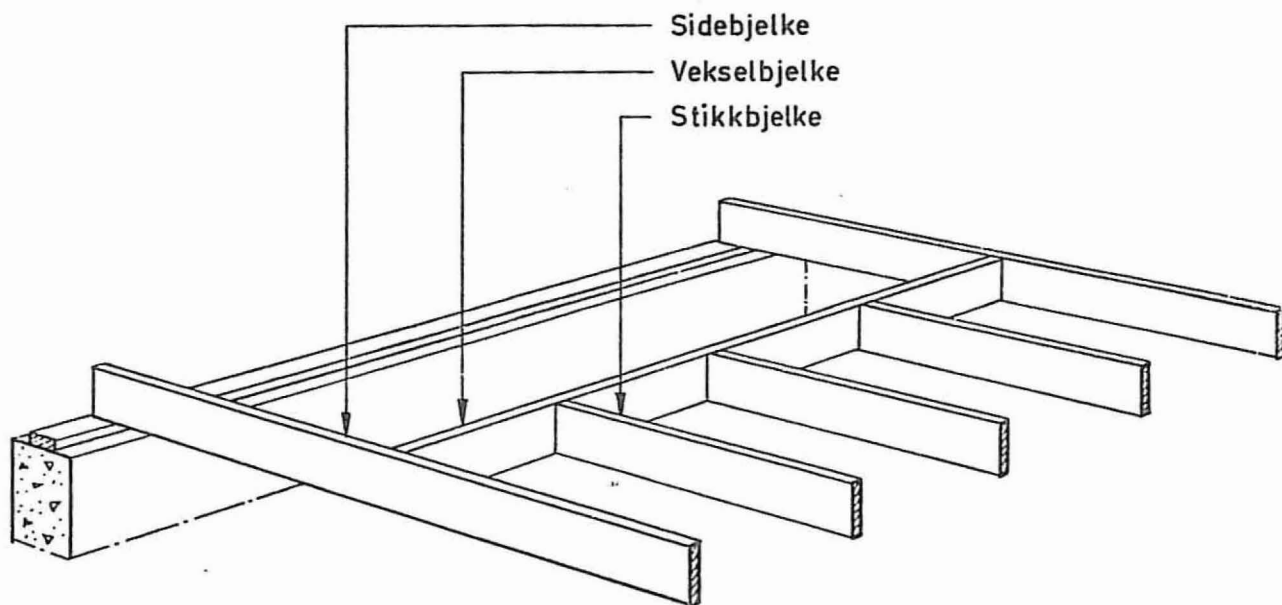


Fig. 5. Utveksling

| Prøve nummer        | Kondisjonering av prøvene                         | Fuktinnhold i bjelkene ved prøvning | Last på veksling ved 0,5 mm vertikal forskyvning | Last på veksling ved 1 mm vertikal forskyvning | Last på veksling ved brudd | Deformasjon ved brudd | Type av brudd |
|---------------------|---|-------------------------------------|--|--|----------------------------|-----------------------|---------------|
| A-65-1<br>2<br>3    | 65% R.F. ved monter- ing og prøvning              | 13,2%                               | 700 kp   | 1020 kp  | 2100 kp                    | 5,6 mm                | S             |
|                     |   | 13,6%                               | 510 kp   | 810 kp   | 2400 kp                    | 11,3 mm               | S             |
|                     |   | 13,9%                               | 400 kp   | 690 kp   | 2150 kp                    | 8,7 mm                | S             |
| B-65-4<br>5<br>6    |   | 14,1%                               | 690 kp   | 1000 kp  | 1530 kp                    | 3,3 mm                | S             |
|                     |   | 13,5%                               | 650 kp   | 935 kp   | 1500 kp                    | 5,1 mm                | U             |
|                     |   | 14,0%                               | 585 kp   | 845 kp   | 1500 kp                    | 5,4 mm                | U             |
| C-65-7<br>8<br>9    |   | 14,1%                               | 465 kp   | 640 kp   | 1300 kp                    | 7,9 mm                | S             |
|                     |   | 14,1%                               | 480 kp   | 615 kp   | 1110 kp                    | 5,4 mm                | S             |
|                     |   | 13,9%                               | 505 kp   | 705 kp   | 1200 kp                    | 4,3 mm                | S             |
| A-90-10<br>11<br>12 | 90% R.F. ved monter- ing og prøvning              | 21,6%                               | 350 kp   | 675 kp   | 1670 kp                    | 3,7 mm                | S             |
|                     |   | 20,7%                               | 395 kp   | 810 kp   | 1680 kp                    | 4,7 mm                | S             |
|                     |   | 21,4%                               | 445 kp   | 760 kp   | 2050 kp                    | 4,7 mm                | S             |
| B-90-13<br>14<br>15 |   | 21,7%                               | 590 kp   | 855 kp   | 1450 kp                    | 5,1 mm                | U             |
|                     |   | 21,1%                               | 1100 kp  | 1365 kp  | 1590 kp                    | 2,5 mm                | U             |
|                     |   | 21,7%                               | 810 kp   | 1165 kp  | 1560 kp                    | 2,8 mm                | U             |
| C-90-16<br>17<br>18 |   | 22,0%                               | 340 kp   | 480 kp   | 900 kp                     | 4,4 mm                | S             |
|                     |   | 22,0%                               | 485 kp   | 645 kp   | 1000 kp                    | 3,2 mm                | S             |
|                     |   | 22,0%                               | 390 kp   | 520 kp   | 890 kp                     | 4,6 mm                | S             |
| A-35-19<br>20<br>21 | 90% R.F. ved monter- ing og 35% R.F. ved prøvning | 10,8%                               | 350 kp   | 645 kp   | 2000 kp                    | 7,5 mm                | S             |
|                     |   | 11,0%                               | 370 kp   | 625 kp   | 1840 kp                    | 5,5 mm                | S             |
|                     |   | 10,9%                               | 300 kp   | 530 kp   | 1550 kp                    | 4,1 mm                | S             |
| B-35-22<br>23<br>24 |   | 10,7%                               | 500 kp   | 780 kp   | 1570 kp                    | 5,5 mm                | U             |
|                     |   | 10,7%                               | 575 kp   | 845 kp   | 1300 kp                    | 3,7 mm                | U             |
|                     |   | 10,9%                               | 500 kp   | 770 kp   | 1350 kp                    | 4,7 mm                | U             |
| C-35-25<br>26<br>27 |   | 10,4%                               | 335 kp   | 525 kp   | 640 kp                     | 1,5 mm                | S             |
|                     |   | 10,6%                               | 250 kp   | 460 kp   | 690 kp                     | 1,9 mm                | S             |
|                     |   | 10,8%                               | 395 kp   | 585 kp   | 910 kp                     | 2,4 mm                | S             |

Prøvning af vekslinger ved vertikal korttidslast. Notat: Prøve nummer: A = vekseljern, B = vinkeljern, C = stikkspikring  
 Resultater, avlest last/deformasjonskurver. Type av brudd: S = horisontal sprekk i stikkbjelke  
 U = uttrekk av stift

ning på hver stikkbjelkeende blir  $210 \cdot \frac{4 \cdot 0,6}{2}$  kp.  
 = 250 kp. Samme last får man også ved feste av vekselsbjelke til sidebjelker, når det ikke er flere enn to stikkbjelker, som festes til vekselsbjelken.

De største utvekslingene i trebjelkelag får man ved trappegjennomføringer. Her føres 3 eller 4 bjelker inn på en vekselsbjelke, og med 4 stikkbjelker blir maksimal last på feste av vekselsbjelke til sidebjelke  $2 \cdot 250$  kp = 500 kp. Vinkeljern festet med stift 28/75, 6 stk. i hver vange, har tillatt last 450 kp beregnet etter Norsk Standard. Forsøkene med vinkeljern og stift 20/50 i en vange viste, at disse vekslingene ved last 500 kp får mindre forskyvning enn 0,5 mm og sikkerhet mod brud større enn 2,25.

## Konklusjon

Selv med grunnlag i såpass få prøver som er gjort bør det kunne trekkes følgende konklusjon:

Samtlige stikkbjelker i trebjelkelag kan festes tilfredsstillende til vekselsbjelken med stikkspikring, 6 stk. stift 34/100. Likeledes kan vekselsbjelker stikkspikres til sidebjelkene, når det er maksimalt to stikkbjelker i vekslingen. Dette har vesentlig betydning for tidforbruket ved utførelse av trebjelkelag. Ved større utvekslinger, f.eks. gjennomføring av trapp, kan vekselsbjelken festes med vekseljern eller vinkeljern. Her vil vinkeljern gi den stiveste forbindelsen, samtidig som disse er raskest å montere.