

**Belastningsforsøk  
med bjelker av betongblokker,  
prefabrikerte betongsøyler  
og montasjedekke**

*Av sivilingeniør Henry Hansen  
og ingeniør Leif Fahre*

Norges byggforskningsinstitutt

OSLO 1963

---

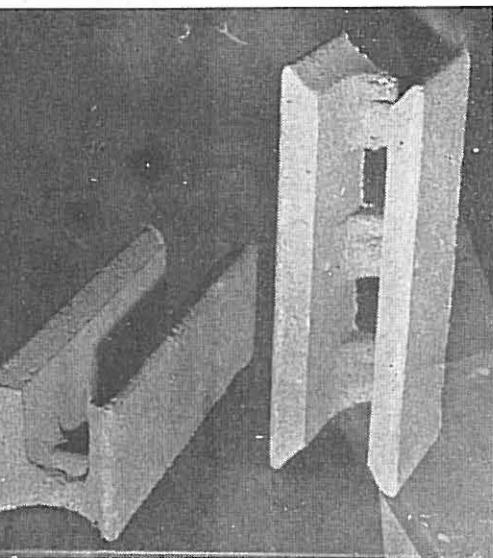
Særtrykk av BETONGEN IDAG, nr. 3, 1963

# Belastningsforsøk med bjelker av betongblokker, prefabrikerte betongsøyler og montasjedekke.

Av sivilingeniør Henry Hansen og ingeniør Leif Fabre, Norges byggforskningsinstitutt.

## I. Bjelker av forskalingsblokken 311 U-Blokk

Ved A/S Betongservice, Larvik er konstruert en spesiell blokk for overdekninger i forbindelse med muring av skallmurer med 312 blokk. For å bestemme bæreevnen av slike overdekningsbjelker, ble det foretatt styrkeprøver av i alt 9 stk. bjelker murt med denne blokk. Bjelkenes total lengde var 180 cm, men høyde og armering ble variert. 311 U-Blokk er en U-formet blokk med utvendige mål: lengde 30 cm, bredde 10 cm og høyde 10 cm. I blokkens bunn er det 2 huller for å sikre kontakt mellom mørtelen i skiftene. *Fig. 1.* Bjelkene er armert med kamstål Ks-40 (flytegrense 38 til 53.9 kg/mm). Som



*Fig. 1.*

murmørtel er brukt C100 etter Norsk Standard 422 med vektforholdet 1 : 0,05 : 3 (cement : kalk : sand) og  $\frac{v}{c}$  forholdet 0,5. Konsistensen var flytende (4 til 9 slag i Thaulows betongmåler). Av hver bjelke ble det av mørtelen uttatt 3 stk. 10 x 20 cm sylinderprø-

*I løpet av siste kalenderår er det ved Norges byggforskningsinstitutt's laboratorium utført en del forsøk med betongelementer:*

- I. Belastningsforsøk med bjelker av forskalingsblokken «311 U-blokk».
- II. Belastningsforsøk med prefabrikerte, sylindriske, kamstålarmerte betongsøyler.
- III. Belastningsforsøk med montasjedekket «Kronedekke».

*Forsøkene er utført etter oppdrag av Norsk Cementforening.*

*Artikkelen er et resyme av de viktigste resultatene av forsøkene. I tillegg til forsøksresultatene er det i artikkelen medtatt noen tabeller som angir forslag til tillatte belastninger og nødvendige dimensjoner.*

ver. Trykkfastheten for disse er angitt i *tabell 1.*

Muringen av bjelkene foregikk på et underlag av 1" x 4" bord. Første skift av blokkene ble først lagt ut uten bruk av mørtel. Armeringen ble så lagt på plass på knastene i blokkens bunn. Deretter ble mørtelen ifyllt med en del overhøyde og neste skift ble så lagt ut.

Tilrigging for belastningsprøvene ble foretatt i et 50 tonn bøyeprobeapparat, spennvidden ved prøvningen ble valgt  $l = 170$  cm og belastningen ble påført gjennom 2 stk. 20 tonn pressylindre til 4 belastningspunkter på bjelker med høyde 20 og 30 cm og 2 belastningspunkter på bjelker med 40 cm høyde. *Fig. 2 og 3.*

I *tabell 1* er oppført de viktigste resultater av prøvningen:

For bjelkene 2 A, 2 B og 3 A opptrådte bøyingsbrudd, for alle de andre bjelkene fikk man skjærkraftbrudd. Bruddbilde for bjelke nr. 3 C er vist i *fig. 4.* Det har ikke lyktes i noen av forsøkene å få primært trykkbrudd i betongen.

Man kan konkludere med at bjelkenes bøyingsstyrke kan beregnes som om bjelkene besto av kompakt betong. Under belastningsforsøkene ble det målt nedbøyninger med måleur. Et typisk diagram for dette er vist i *fig. 5.*

Heftfastheten mellom armering og betong var over alt god. En rekke bjelker fikk skjærkraftbrudd. Den minste skjærspenning ved brudd man oppnådde var 9,75 kg/cm<sup>2</sup> (beregnet som  $\frac{Q}{bh_0} = \tau$ ). Det viste seg at skjærspenningen ved

*Tabell 1.*

Bjelke nr.	Høyde cm	Armering $F_a$ cm <sup>2</sup>	Mørtelfasthet (syl.) kg/cm <sup>2</sup>	Bruddmoment $M_0$ kpm	Beregnet bruddmoment $M_1$ kpm	$\frac{M_0}{M_1}$	Skjærkraft $\frac{Q}{K_p}$	Skjærspenning $\frac{\tau}{\text{kp/cm}^2}$
2 A	20	0.785	433	552	562	0.98	1090	6.6
2 B	20	2.00	419	1261	1350	0.93	2475	15.3
2 C	20	2.00	438	1395	1620	0.86	2750	17.1
3 A	30	1.33	452	1575	1440	1.09	3225	12.2
3 B	30	2.82	472	2289	2660	0.86	4700	18.1
3 C	30	2.82	431	2238	2900	0.77	4575	17.6
4 A	40	2.00	448	2277	2910	0.78	3425	9.75
4 B	40	3.80	469	2855	5500	0.50	4275	12.5
4 C	40	3.80	460	2992	5850	0.51	4475	13.1

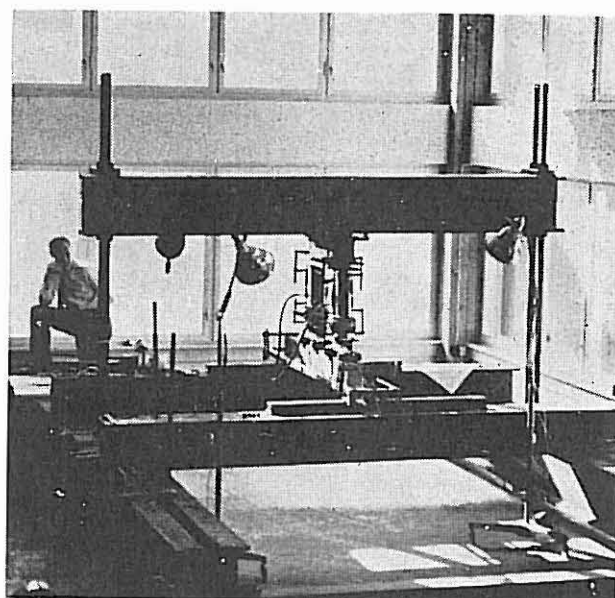
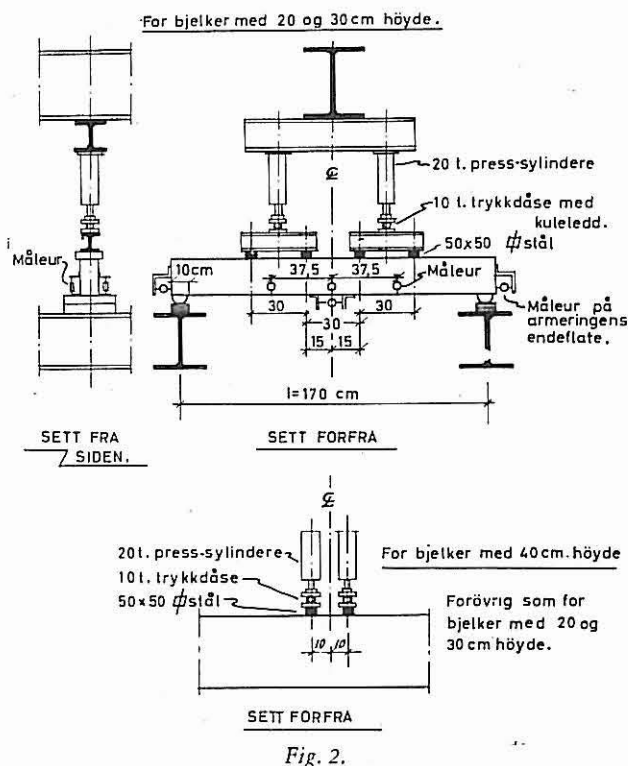


Fig. 3.



Fig. 4.

brudd var sterkt avhengig av lastens avstand fra opplagret. Lengdearmeringens størrelse har også en del innflytelse på skjærkraftens størrelse.

Den amerikanske komiteen, ACI-ASCE Committee 426, har satt opp følgende formel for skjærkraftens tallverdi ved skråstrekkbrudd når skjærkraften regnes i  $\text{kp/cm}^2$ :

$$\tau = \frac{Q}{bh_0} = 20,5 \sqrt{\delta_{cy}} + 175 \mu \frac{Q h_0}{M} = 20,5 \sqrt{\delta_{cy}} + 175 \frac{h_0}{a} \mu$$

Her er  $M$  momentet ved det snitt som man regner skjærkraften for. Ved enkellaster blir  $a = \frac{M}{Q}$  hvor  $a$  er avstanden fra opplager til første enkellast. I en artikkel i «Journal of the American Concrete Institute», februar 1963 er det foreslått en annen formel:

$$\tau = \frac{Q}{bh_0} = 0,82 \sqrt{\delta_{cy}} \frac{h_0}{a} + 280 \mu$$

Denne siste formel gir relativt god overensstemmelse med de forsøk som her er utført.

Alle formlene gjelder for bjelker uten bøyler.

Nedbøyningen av bjelkene under last synes å følge de vanlige formler for kompakte betongbjelker.

På grunnlag av resultatene av forsøkene er oppsatt forslag til dimensjoner for overdekningsbjelker over vinduer og andre åpninger:

Bjelkehøyde	20 cm (2 skift)	30 cm (3 skift)	40 cm (4 skift)
Armering	1 ØK 12	1 ØK 12	1 ØK 16
Lysvidde ved trebjelkelag	150 cm	230 cm	290 cm
Lysvidde ved betongbjelkelag	150 cm	200 cm	230 cm

Forutsetninger for beregningene:

Det er regnet med at bjelkelaget har en maks. spennvidde på 5,0 m. Det er videre regnet med vanlig bolig-laster. Det er regnet med  $\tau_{\max} = 3,25 \text{ kg/cm}^2$ . Ved betongdekke er regnet samvirke mellom betongplate og murt drager, slik at den virksomme bjelkehøyde er høyde av murt drager + dekketykkelse.

## II. Betongsøyler

De prøvede søyler var runde med diameter 15 cm og lengde 230 cm. I begge ender var søylene forsynt med dreiede 10 mm tykke stålplater med samme diameter som søylene.

Vekt-blandeforholdet for betongen var 1 : 1,8 : 1,8. Søylen er etter avforming lagret under våte sekker i temperatur ca. 15° C.

Av betongen til søylene er tatt 3 stk. 10 x 20 cm prøvesylindere som ble oppbevart under samme forhold som søylene, og som også ble trykkprøvet på samme tid som disse.

Søylene ble prøvet i en 200 tonn hydraulisk trykkpresse, og ble i begge ender opplagret på rullelager med en eksentrisitet på 1/10 diameter = 1,5 cm i forhold til søylens midtlinje *fig. 6*. Karakteristisk bruddbilde var at betongen ble sprengt ut ved bruddstedet, og armeringen knekket ut mellom 2 bøyer.

Søylene hadde slankheten:

$$\frac{l}{i} = \frac{2l}{r} = \frac{2 \cdot 230}{7.5} = 61,5$$

De skal derfor etter NS 427 A beregnes på knekking. Knekkberegningen skjer ifølge NS 427 A ved at søylen gis et tilleggsmoment tilsvarende eksentrisiteten:

$$e_k = \frac{d+e}{3300} \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2 \cdot \frac{1}{\pi^2} = 0,117 (d+e)$$

Regner man ut den tilleggseksentrisiteten som en sentrisk belastet søylet med ovenstående slankhet vil få, blir denne:

$$\frac{e_k}{k} = 0,117 d = 1,75 \text{ cm}$$

Denne eksentrisiteten må man anta tar hensyn til de skjevheter og innspenningsmomenter som forekommer i praksis. Søylene ble prøvet med en eksentrisitet lik 1,5 cm.

På grunn av utbøyningen av søylen, har man ved beregninger av teoretisk bæreevne  $P_b$ , regnet med eksentrisiteten:

Søyle nr.	Lengde armering	Bøyer		Prøvealder i døgn	Betongens sylindrefasthet $kg/cm^2$	Søylens bruddlast i tonn		$P_m / P_b$
		dimensjon	avstand c/c i cm			$P_m$ målt	$P_b$ beregn.	
I	4 x 8ØK	6Ø	12	29	680	69	72	0.96
I a	4 x 8ØK	6Ø	12	29	551	60	59.5	1.01
II	4 x 10ØK	6Ø	15	28	545	74	61.5	1.20
II a	4 x 10ØK	6Ø	15	28	670	75	74.5	1.0
III	4 x 12ØK	6Ø	18	27	620	63	72.5	0.87
III a	4 x 12ØK	6Ø	18	25	705	75	81.5	0.92
IV	4 x 16ØK	6Ø	24	27	720	73	92.5	0.79
IV a	4 x 16ØK	6Ø	24	26	700	85	90.0	0.95

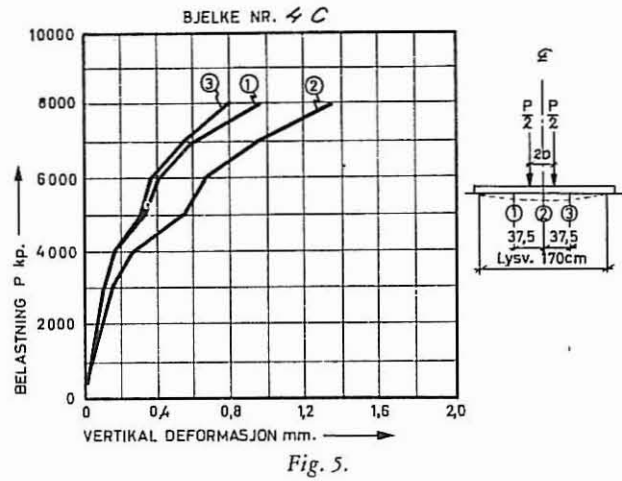


Fig. 5.

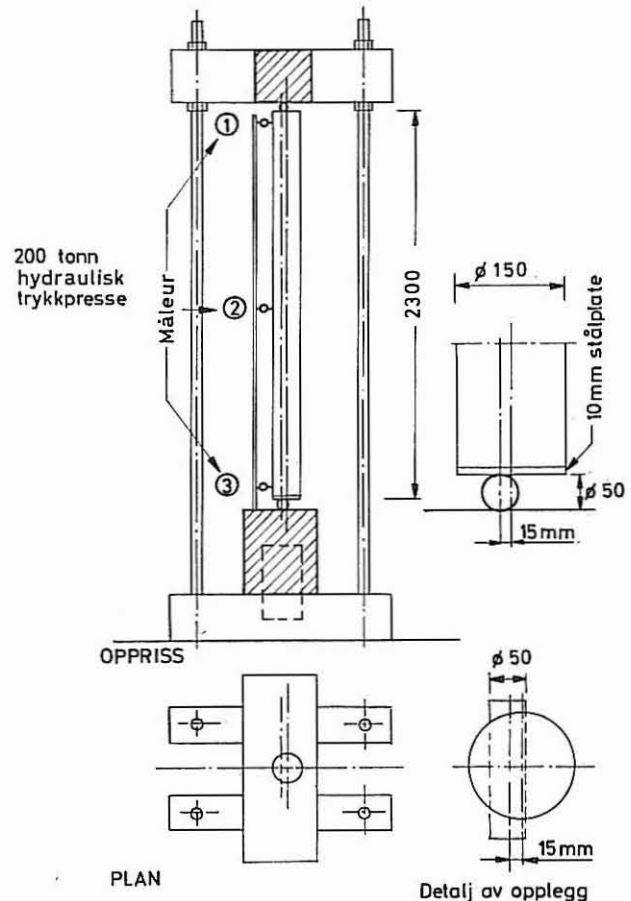


Fig. 6.

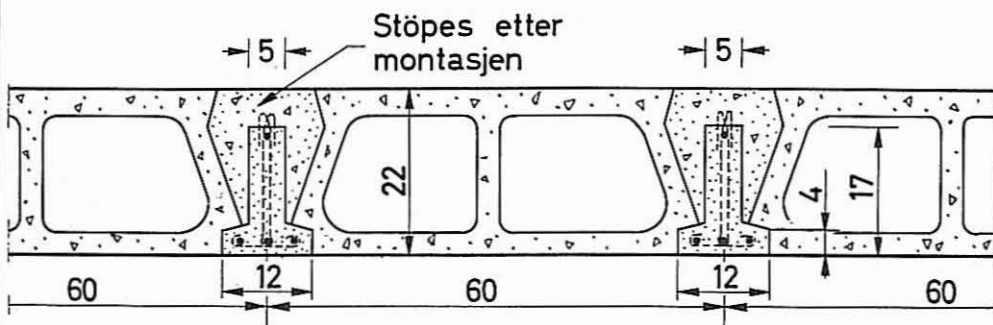
$$(1 + 0,117) 1,5 = 1,67 \text{ cm}$$

Betongens søylefasthet er regnet lik 0,85 ganger sylindrefastheten, slik at man har:  $\delta_s = 0,85 \delta_{cy}$

Søylene er videre regnet etter den n-frie metode i NS 427 A, dog slik at forholdet mellom armeringspenning og betongspenning er satt

$$\text{slik: } \eta = \frac{4200}{\delta_s}$$

(Kamstålets flytegrense er antatt å være 4200  $kg/cm^2$ .)



Typisk snitt gjennom Kronedekket

Fig. 7.

Man ser av tabellen på foregående side at de beregnede bruddlaster ( $P_b$ ) jevnt over er noe større enn de målte ( $P_m$ ).

På grunn av at betongens langtidslast bare kan antas å være 70 % av korttidslasten, vil man ved en faktisk sikkerhetsfaktor på 2 få en brutto sikkerhetsfaktor på:

$$K = \frac{1}{0.7} \cdot 2 = 2,85.$$

På grunn av den spredning man har i resultatene, skulle det være begrunnet å heve denne sikkerhetsfaktor til 3. Bæreevnen skulle da forslagsvis kunne beregnes etter NS 427 A ved å anta en betongspenning lik:

$$\delta_c = \delta_{cy} \cdot 0,85 \frac{1}{3} = 0,284 \delta_{cy} \text{ kg/cm}^2$$

og en armeringsspenning lik:

$$\delta_a = \frac{4000}{2} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Hvis man dimensjonerer ut fra ovenstående grunnlag får man: Betong B 350 — Lengdearmering 4 x  $\varnothing$  K 12. Bøylearmering  $\varnothing$  6 i avstand 18 cm.

Tillatt belastning i tonn:

Søylelengde	Søyledimensjon	
	$\varnothing$ 15 cm	$\varnothing$ 20 cm
2,3 m	14 t	24 t
2,5 m	13 t	23 t

### III. Prøving av «Kronedekket»

Kronedekket er et montasjedekke hvor bjelker og dekkelameller fremstilles på fabrikk og monteres uten forskaling, idet bjelkene bærer lamellene under montasjen. Bjelkehøyden er ca.  $\frac{3}{4}$  av dekkets høyde, og etter montasjen støpes det ut betong rundt og over bjelkesteget.

hvor stor sikkerhet dekket gir for enkeltlaster på og utenfor dragerne, er det utført belastningsforsøk med et Kronedekke for å få dette klarlagt.

Bjelker og lameller til forsøket er levert av Betongservice A/S, Larvik, og fabrikkens har oppgitt følgende data for disse:

#### Bjelker:

Armering i underkant 3 x  $\varnothing$  K16 og i overkant 1 x  $\varnothing$  K8, det er brukt kamstål 40.

Bøyler  $\varnothing$  5—14 cm c/c — handelsstål.

Betongoverdekning for bøyler i underkant er 15 mm.

Betongen i bjelkene er tilsiktet å være B 250.

Det er benyttet blandeforhold 1 : 2,4 : 2,4 (volum), og betongen er komprimert med stavvibrator.

Bjelkene var ca. 2 måneder gamle ved forsøket.

#### Lameller:

Disse er støpt i «Rotor» blokkmaskin.

Blandeforholdet er 1 : 5 (volum).

Et typisk snitt gjennom kronedekket er vist på fig. 7.

Betongen til utstøpning etter montasjen skal være B 200. Til forsøket ble det blandet etter vekt i forholdet 1 : 4,5 : 3 med rapid-cement. Sand og pukk fra Sand &

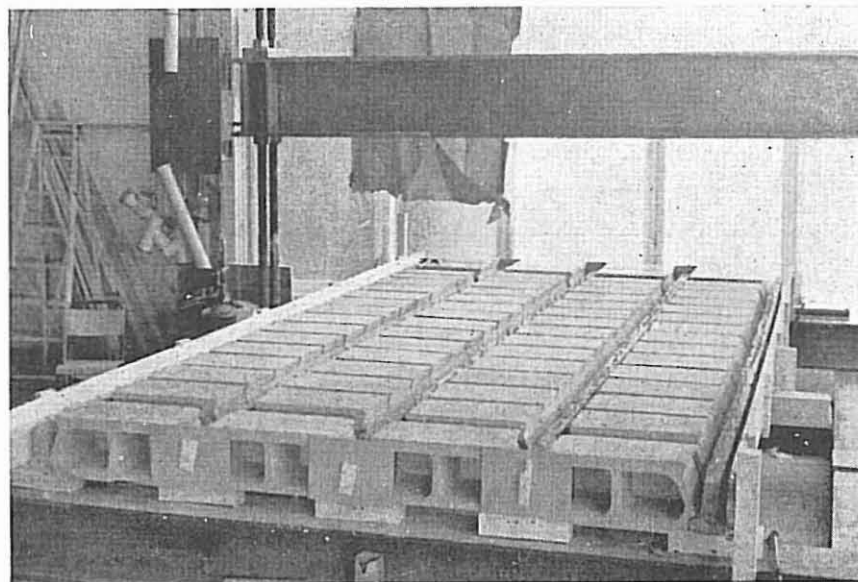


Fig. 8.



Singel A/S, Oslo. v/c-forholdet var for alle satser tilsiktet å være 0,77. Konsistensen var i middel 6 slag med betongmåler. Betongen ble blandet i en 50 l Eirich tvangsblender.

Det ble av betongen tatt 11 stk. sylinderprøver 10 x 20 cm for herdekonskontroll, samt for bestemmelse av trykk- og spaltestrekkfasthet.

28 døgns trykkfasthet var i middel 211 kg/cm<sup>2</sup>, og spaltestrekkfastheten var i middel 24 kg/cm<sup>2</sup>.

Av noen forhåndsprøvinger av lamellene kunne man slutte at bruddstyrken av disse er avhengig av hvor godt de er «fastlåst» av bjelkene i det ferdige dekke. Det

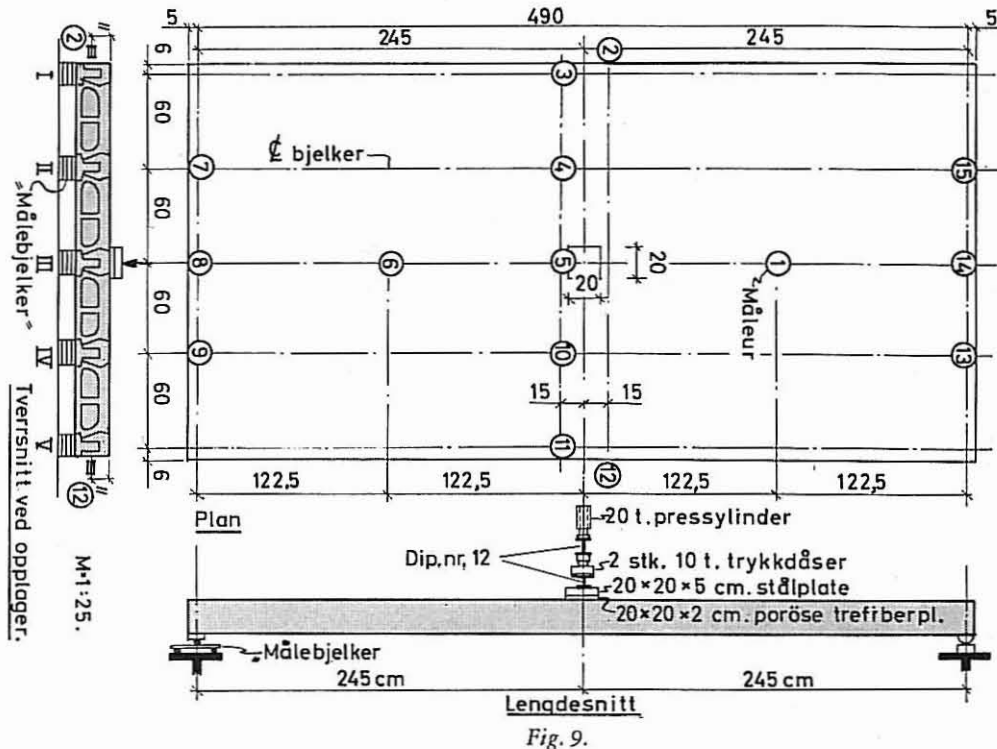
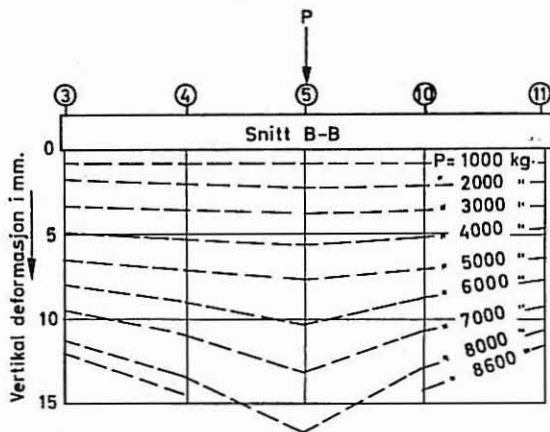


Fig. 9.



Belastningsprøven ble avsluttet ved 8600 kg.

Måleur nr. 5 falt ut ved 7700 kg.

Prøven ble avsluttet for brudd da dekkets skulle være mest mulig intakt til de øvrige prøver.

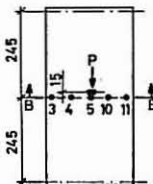
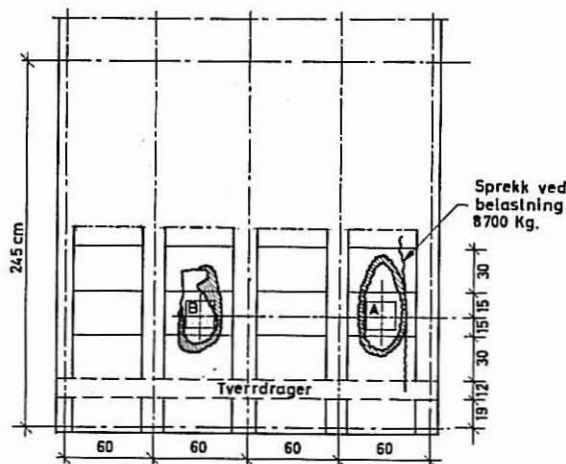


Fig. 10.

ble derfor bestemt å anbringe 2 stk. tverrbjelker i dekket. Vanlig utførelse for den her benyttede spennvidde på 4,9 m er 1 stk. tverrbjelke på midten. Tverrbjelkene ble anbrakt så nær opplagret som utsparingen i bjelkesteget tillot. Armeringen i tverrbjelker var 2 x 19 ØK i underkant. Under montasjen ble dekket understøttet på midten med en overhøyde på 8 mm i forhold til opplagrene.

Umiddelbart før utstøpingen av dekket ble lameller og bjelker vannet godt. Den nedre halvdel av ut-

støpingen mellom bjelke og lamell ble utført med mørtel (1 : 4,5), da den anvendte puk (D<sub>max</sub> ca. 25 mm) viste seg å være for stor til å sikre en god utfylling av mellomrommet. Tverrbjelker og øvre del av bjelkene ble støpt med betong som angitt ovenfor. Det ble under støpingen lagt vekt på å få en god utfylling og komprimering av betongen. Etter avsluttet støping ble dekket tildekket med plastfolie i 13 dogn. Deretter ble denne fjernet, og dekket lå utildekket i 5 dogn før det ble prøvet.



Dekkelamellen A bruddlast = 9400 Kg  
 " B " = 9900 "  
 Lasten påført gjennom en ståplate 20x20x5 cm plassert symmetrisk på dekkellamellene.  
 Skraverte partier er bruddbilde.

Fig. 11.

dekket ferdigmontert, men før utstøpingen er vist på fig. 8.

dekket var montert i et 50 tonn bøyeprobeapparat, og det ble her foretatt følgende prøver:

a) Enkeltlast midt på dekket.

Forsøket ble utført som angitt på fig. 9. De målte nedbøyninger av bjelkene under belastningen er opptegnet i diagram, fig. 10.

Forsøket ga som resultat at ved last på midten og 5 bjelker vil ca. 22 % av lasten falle på midtbel-

ken. Dette vil si at man praktisk talt kan regne med en fordelingsbredde for lasten lik 5 bjelker. Dette gjelder da for den prøvede spennvidde 4,9 m. Ved kortere spennvidder må man regne med noe dårligere lastfordeling, da bjelken da blir vesentlig stivere.

b) *Lamellenes styrke.*

Forsøksanordningen var den samme som for forsøket med enkeltlast, men det ble benyttet 2 enkeltlaster anbrakt på dekk lamellene i innbyrdes avstand 180 cm.

Lamellen under den ene lasten fikk brudd uten noe forvarsel ved 6000 kg. Etter bruddet var det synlige riss langs ytterbjelken, men risene fulgte ikke støpeskjøten mellom bjelke og lameller.

For ytterligere å fastslå betydningen av en god forankring av bjelkene i tverretningen for styrken av lamellene, ble 2 lameller prøvet i nærheten av den ene tverrbjelke, *fig. 11*. Bruddlastene ble 9400 kg og 9900 kg. Bruddet kom uten forvarsel for den lamell som hadde felter på begge sider, mens den lamell som lå mot ytterbjelke fikk riss litt før bruddet inntraff.

Lamellenes styrke viser seg å

være sterkt avhengig av hvor godt lamellenes horisontalforskyvning er hindret. Ved å gjøre visse antagelser kan man komme frem til følgende formel for lamellenes styrke i konstruksjonen:

$$P = 10\,000 - 4000 \left(\frac{1}{4.1}\right)^3$$

hvor 1 er avstanden mellom dekets tverrbjelker og P er den enkeltlast på lamellene som frembringer brudd.

---

**SUMMARY:**

*Loading Tests of Prefabricated Concrete Beams, Columns and Floor Slabs.*

*During the past year the Norwegian Building Research Institute has carried out loading tests on the following prefabricated concrete elements:*

I. *The "311 U" block, a beam.*

II. *Cylindrical columns, reinforced with deformed bars.*

III. *"Kronedekke" floor slabs.*

*The tests were made at the instigation of the Norwegian Portland Cement Association.*

*The more important test results are summarized in the article. In addition there are tables for proposed working loads and necessary sizes.*