



LUND UNIVERSITY

Experimentellt studium av tvärkraftshållfastheten vid armerade betongbalkars momentnollpunkter

Larsson, Torbjörn

1973

[Link to publication](#)

Citation for published version (APA):

Larsson, T. (1973). *Experimentellt studium av tvärkraftshållfastheten vid armerade betongbalkars momentnollpunkter*. (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 33; Vol. Bulletin 33). Lund Institute of Technology.

Total number of authors:

1

General rights

Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

Read more about Creative commons licenses: <https://creativecommons.org/licenses/>

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

PO Box 117
221 00 Lund
+46 46-222 00 00

LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY · LUND · SWEDEN · 1973
DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS AND CONCRETE CONSTRUCTION · BULLETIN 33

TORBJÖRN LARSSON

**EXPERIMENTELLT STUDIUM AV TVÄRKRAFTS-
HÅLLFASTHETEN VID ARMERADE BETONGBALKARS
MOMENTNOLLPUNKTER**

EXPERIMENTELLT STUDIUM AV
TVÄRKRAFTSHÅLLFASTHETEN
VID ARMERADE BETONGBALKARS
MOMENTNOLLPUNKTER

Torbjörn Larsson*)

*) Civilingenjör
AB Jacobson & Widmark

FÖRORD

Denna undersökning är bekostad av medel från **Halmstads Järnverks** stipendium år 1971.

Arbetet har utförts vid **Institutionen för byggnadsstatik vid LTH**.

Till Halmstads Järnverk framför jag mitt tack för stipendiet, till professor Arne Hillerborg mitt tack för värdefulla synpunkter under arbetets gång och till institutionspersonalen mitt tack för stor hjälp.

Lund i maj 1973.

Torbjörn Larsson

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

BETECKNINGAR
1. INLEDNING. MOTIV FÖR UNDERSÖKNINGEN
2. BROTTYPER
3. FÖRSÖK
3.1. Avsikten med försöken
3.2. Försökens uppläggning
3.21 Orientering
3.22 Material
3.23 Tillverkning och lagring
3.24 Försöksanordning och genomförande
3.3. Balkdata
3.4. Beräknad tillåten last
3.5. Försöksresultat
3.51 Brottförlopp
3.52 Sprickbildning
3.53 Nedböjning
3.54 Erhållna säkerhetsfaktorer
4. JÄMFÖRELSE MED ANDRA UNDERSÖKNINGAR
5. SLUTSATSER OCH SAMMANFATTNING
6. LITTERATURREFERENSER
7. SUMMARY

Beteckningar

A	area
A_s	dragarmeringens area
F	punktlast
F_{odm}	tillåten last
F_{ty}	sträckkraft
F_{ult}	brottkraft
M_{ult}	brottmoment
$M_{b, ult}$	böjbrottmoment
V	tvärkraft
a	nedböjning
a_1	nedböjning vid konsolspets
a_2	nedböjning vid fältmitt
b	balkbredd
d	effektiv höjd
f_{cc}	kubhållfasthet
f_{ty}	sträckgräns
h	total balkhöjd
l	spann
l_v	skjuvspann
l_v/d	specifikt skjuvspann
s	byggedelning
w	sprickbredd
γ	säkerhetsfaktor
κ	faktor
ρ	armeringsinnehåll
τ_{bo}	skjuvpåkänningsgrundvärde enligt tabell 2:261 i B7
τ_{ult}	skjuvpåkänning vid brott
\emptyset	diameter

1. INLEDNING. MOTIV FÖR UNDERSÖKNINGEN

Betongbalkars tvärkraftshållfasthet har varit ett område för intensivt forskningsarbete inom betongtekniken under de senaste decennierna. Trots detta kan skjuvproblemet inte sägas vara slutgiltigt löst. För praktiskt bruk använder man därför schablonartade beräkningsmetoder, som ger en mycket osäker uppfattning om verkliga brottsäkerheter. Det står dock klart, att den formella skjuvpåkänningen vid brott i vissa fall kan anta ett mycket lågt värde, i synnerhet i konstruktioner som saknar eller har ringa skjuvarmering.

Egentligen kan inverkan av moment och trärkraft inte särskiljas, något som man för närvarande till stor del gör i de svenska betongbestämmelserna B7. Kraftspelet och därmed även brottlasten i en konstruktionsdel påverkas av båda dessa faktorer. De forskningsresultat, som har legat till grund för normerna, har också i flera fall haft brister med avseende på samspellet moment — tvärkraft, då de har avvikit från realistiska förhållanden. Ofta har den studerade hållfastheten blivit överskattad till följd av strävan att undvika andra brottyper. Om man exempelvis lägger in onormalt mycket dragarmering för att vid studiet av skjuvbrott undvika böjbrott, erhålls ett för högt värde på

tvärkraftshållfastheten. Överdrivs förankringen av den längsgående dragarmeringen för att förhindra förankringsbrott, medför detta likaledes ett för högt värde på tvärkraftshållfastheten. Försök berkräftar, att man har anledning att befara, att brottsäkerheten kan bli otillräcklig enligt nuvarande svenska betongbestämmelser.

Under de senaste åren har forskningen intensifierats på samspelsproblemet, moment — tvärkraft, och det tillhörande förankringsproblemet. I Sverige avser man att inom kort ge ut nya statliga normer för armerade betongkonstruktioner. De senaste årens forskningsresultat läggs till grund för dessa normer och avsikten med den här redovisade undersökningen har varit att i samband med normarbetet komplettera den övriga forskningen inom detta område.

Vid revisionen av betongbestämmelserna vinner plasticitetsteorin (gränslastmetoden) ökad tillämpning som en beräkningsmetod för statiskt obestämda konstruktioner. Gränslastmetoden förutsätter att konstruktionen har sådana egenskaper, att en momentomlagring kan ske. Den viktigaste begränsningen, som gäller för tillämpning av gränslastmetoden är, att sprött brott inte får vara avgörande för konstruktionens bärförmåga. Detta innebär, att man måste bilda sig en klar uppfattning om i vilka fall någon form av skjuvbrott är aktuell. Skjuvbrott är nämligen ofta spröda.

2. BROTTYPER

För att ge en bakgrund till försöken och till dessas utvärdering beskrivs först kortfattat de olika brottyperna för en icke skjuvarmerad betongbalk.

Om man bestämmer brottmomenten, M_{ult} , för en serie betongbalkar enligt figur 1, med det specifika skjuvspannet l_v/d som enda variabel, erhåller man följande karakteristiska förhållanden, som har visats i t ex /1/.

För långa balkar, $l_v/d > l_{v,2}/d$, inträffar böjbrott. För korta balkar, $l_v/d < l_{v,2}/d$, inträffar någon form av skjuvbrott innan böjbrottmomenten, $M_{b,ult}$, har uppnåtts. Skjuvbrottförloppet innebär en successiv utveckling av skjuvsprickor från böjsprickorna. Det slutliga brottet orsakas av påkänningar i tryckzonen ovanför skjuvsprickan och påverkas av deformationerna i armering och tryckt betong inom skjuvsprick-

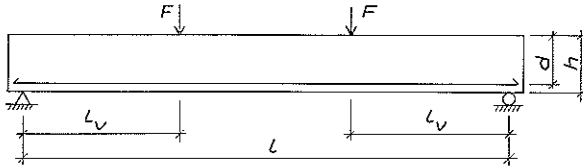


Fig. 1 Icke skjuvarmerad balk med två punktlaster, F , symmetriskt placerade.

kans område. Minimipunkten $l_v/d = l_{v,1}/d$ ligger i storleksordningen 2—4. Värdet för $l_{v,2}/d$ varierar starkt med bl a armeringsprocent och kvalitet. Till skillnad från böjbrottet blir skjuvbrottet sprött, speciellt då skjuvsprickan har möjlighet att bli lång och flack.

En eventuell avkortning av dragarmeringen sänker skjuvbrottmomentet ytterligare, vilket har visats i t ex i /2/ och /3/.

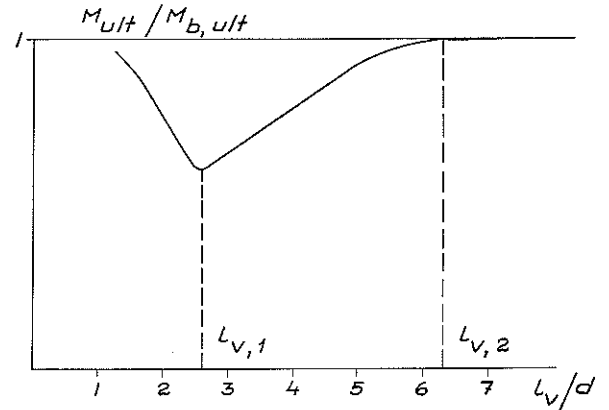


Fig. 2 Brottmoment, M_{ult} , för en balk enligt figur 1 i relation till böjbrottmomentet, $M_{b,ult}$, vid varierende l_v/d .

3. FÖRSÖK

3.1. Avsikten med försöken

3.1. Avsikten med försöken

Avsikten med försöken var att konstatera, hur samspelt moment—tvärkraft vid gängse avkortning av dragarmeringen reducerar bärförmågan. Försöken gällde i första hand icke skjuvarmerade balkar. För att försöken skulle ge realistiska resultat, gjordes dimensioneringen enligt de aktuella betongbestämmelserna, B7.

Detta innebar följande dimensioneringsförfarande.

a) Balkarna utformades med maximalt utnyttjande av de tillåtna påkänningarna, d v s betongtryckpåkänningen, armeringspåkänningen och de formella skjuv- och vidhäftningspåkänningarna.

b) Armeringen avslutades enligt momentkurvan med normenliga förankringslängder.

c) Balkarna utformades så, att bestämmelsernas sekundära krav såsom centrumavstånd för minimibygelarmering samt antalet stänger fram till stöd och förbi momentnollpunkt ej blev dimensionerade.

Försöken skulle efterlikna de ogynnsamma förhållanden, som inträffar vid mellanstöd för en kontinuerlig balk. Där inträffar stort moment och stor tvärkraft i samma balkparti. Där ligger tillika den längsgående armeringen vid balköversidan, vilket erfarenhetsmässigt försämrar vidhäftnings- och förankringsförhållandena, se /4/.

Därjämte studerades effekten av ett alternativ med längre förankringssträcka för huvudarmeringen, vilket kan bli aktuellt i de kommande betongbestämmelserna.

d v s enligt ekv (13) 2:261 i B7. Balk nr 2 dimensionerades enligt metod B. Huvadarmingen var av kvalitet Ks 40 för balkarna nr 1—3 och av kvalitet Ks 60 för balkarna nr 4—6. Samtliga sex balkar dimensionerades enligt det tidigare nämnda förfarandet.

Två kompletterande försök, balkarna nr 7 och 8, utfördes i ett senare skede. Balkarna var identiska med balk nr 5 så när som på att balk nr 8 hade en extra förankring av armeringen med längden 400 mm.

Samtliga balkar spände över ett fack och hade en överkragande del enligt figur 3. Balken var alltså statiskt bestämd och tvärkrafts- och momentfördelning framgår av diagram under figuren. Tvärkraften var konstant längs hela balken. Fältmoment och stödmoment var lika stora.

3.2.2 Material

Stål

De stålkaliteter, som har använts vid försöken, framgår av tabell 1.

Stål-kvalitet	Nomi-nell diameter mm	Upp-mätt area, A mm ²	Uppmätt sträckkraft, F _{ty}		Sträckgräns	
			kp	kN	kp/mm ²	MPa
Ss26	6	30	880	8,62	29,4	288
Ks40	8	52	2450	24,10	47,0	461
Ks40	12	113	5140	50,40	45,5	446
Ks60	10	80	5900	57,90	73,8	723

Tabell 1 Använd armering.

3.2. Försökens uppläggning

3.2.1 Orientering

I den första försöksserien provades sex balkar. Fem av dessa var icke skjuvarmerade, dock fanns minimibygelarmering enligt betongbestämmelserna. En balk, benämnd nr 3, hade precis så mycket bygelarmering, att denna fick medräknas som tvärkraftsupptagande,

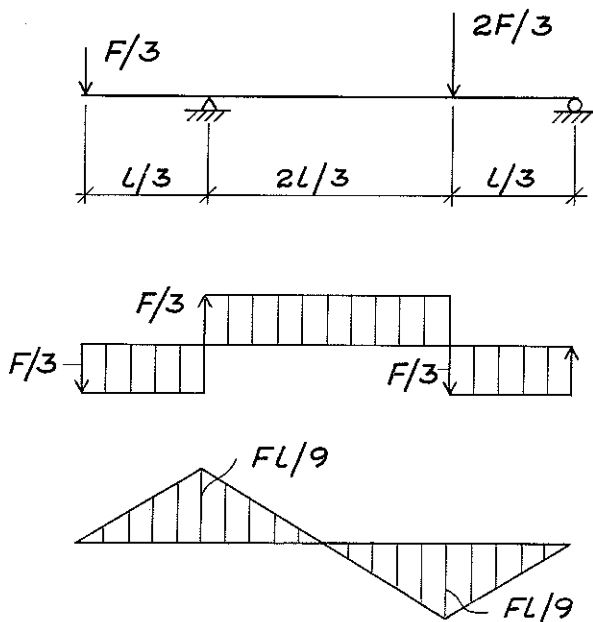


Fig. 3 Tvärkrafter och moment i provbalkarna.

Betong

Balkarna provades ca tre veckor efter gjutning. Balkarna nr 1—4 skulle vid provningstillfället motsvara hållfasthetsklassen K250 och balkarna nr 5—8 K300. Medeltryckhållfastheten bestämdes på 15 cm kuber, 4 st per balk. Avsedd hållfasthetsklass och erhållen tryckhållfasthet redovisas i tabell 2.

Balk-nummer	Avsedd hållfasthetsklass	Erhållen tryckhållfasthet	
		kp/cm ²	MPa
1	K 250	280	27,5
2	K 250	370	36,3
3	K 250	286	28,1
4	K 250	276	27,1
5	K 300	380	37,3
6	K 300	312	30,6
7	K 300	324	31,8
8	K 300	327	32,1

Tabell 2 Använd betong.

3.2.3 Tillverkning och lagring

Balkarna tillverkades i formar av trä och stålplåt. Betongen tillverkades i en tvångsblandare à 300 l.

Balk och provkroppar lagrades under likvärdiga förhållanden. Under 5 dygn hölls de fuktiga med hjälp av våta säckar.

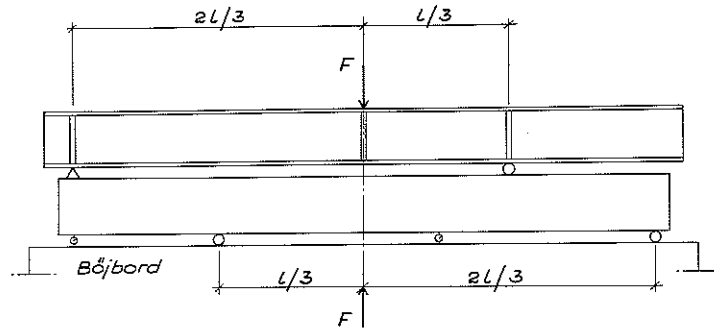


Fig. 4 Försöksanordningen.

3.24 Försöksanordning och -genomförande

Försöksanordningen framgår av figur 4.

Betongbalken placerades på ett böjbord tillhörande en press å 1000 Mp. Kraften från pressoket fördelades via en stålbalk till balkens utkragande del och till fältet. Stålbalken var så upplagd att dess tyngd motsvarade en centrisk kraft. Över stålbalken fanns ett fix- och ett rullager.

Lasten fördes på stegvis med 2 Mp/steg (19,6 kN/steg). Då balken närmade sig brottstadiet ökades lasten med endast 1 Mp/steg (9,8 kN/steg). Lasten på varje nivå verkade under ca 15 min och hela försöket varade ca 4 timmar.

Följande mätningar utfördes

- Sprick- och brottlasten registrerades
- Nedböjningen mättes i två olika punkter, konsol och fältmitt, med mätur (1/100 mm)
- Sprickbredden mättes i höjd med längsarmeringen med mätmikroskop (1/10 mm)

Nedböjningen registrerades vid varje laststeg. Sprickbredden uppmättes i vartannat laststeg. Dessutom uppritades sprickutvecklingen på de vitkalkade balksidorna.

För de tre sista försöken inkopplades en skrivare, som kontinuerligt upp till brott registrerade kraft-deformations sambandet.

Balk nr	Tvärsnitt			Längd l mm	Specifikt skjivspann $M/V \times d = I_v/d$	Armering			Skjuvarmering Dimension, kval. och centrum-avstånd	
	Bredd b mm	Tot. höjd h mm	Eff. höjd d mm			Kval.	Dragarmering Antal o. dim. ρ %	Tryckarm. Antal o. dim.		
1	350	391	364	3770	3,46	Ks40	8 Ø 12	0,70	2 Ø 12	Ø 6Ss26 s = 273
2	350	391	364	3770	3,46	Ks40	8 Ø 12	0,70	2 Ø 12	Ø 6Ss26 s = 273
3	350	500	473	3150	2,23	Ks40	10 Ø 12	0,68	2 Ø 12	Ø 8Ks40 s = 300
4	350	474	448	3570	2,66	Ks60	7 Ø 10	0,35	2 Ø 10	Ø 6Ss26 s = 300
5	350	418	392	3780	3,22	Ks60	8 Ø 10	0,46	2 Ø 10	Ø 6Ss26 s = 300
6	350	312	286	3750	4,37	Ks60	6 Ø 10	0,47	2 Ø 10	Ø 6Ss26 s = 215
7	350	418	392	3780	3,22	Ks60	8 Ø 10	0,46	2 Ø 10	Ø 6Ss26 s = 300
8	350	418	392	3780	3,22	Ks60	8 Ø 10	0,46	2 Ø 10	Ø 6Ss26 s = 300

Tabell 3 Balkarnas detaljutformning.

3.3. Balkdata

Balkdimensioner och armering framgår av sammanställningen i tabell 3. Angiven längsgående dragarmering gäller både för stödsnittet och snittet under punktlasten. Armeringens avslutning framgår av balkritningarna, 5 a—e.

Angivna tvärsnittsdimensioner avser nominella värden. Kontrollmätningar visade försumbara avvikelser.

Skjuvarmeringen motsvarade minst minimibygelarmering enligt B7 och för balk nr 3 var bygelarean så stor, att den fick medräknas som tvärkraftsupptagande. Genomgående användes vertikala byglar. Balk nr 2 utformades enligt balk nr 1 men kompletterades med byglar ute i konsoldelen och mellan stöd B och punktlasten för att hindra brott i dessa balkpartier.

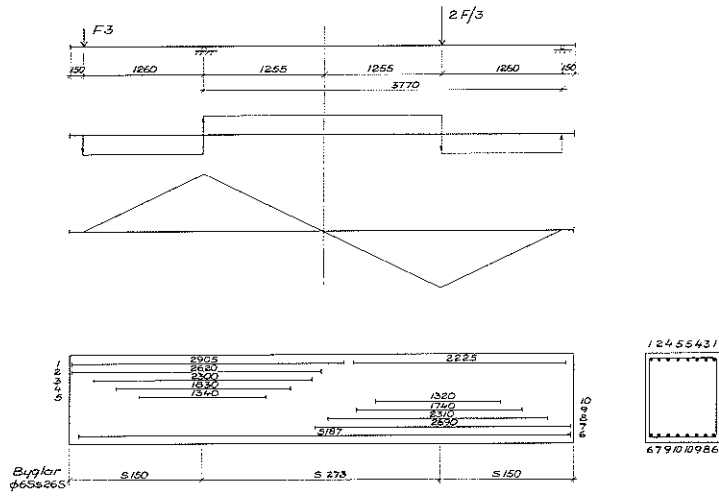


Fig. 5 a Balk nr 1 och 2.

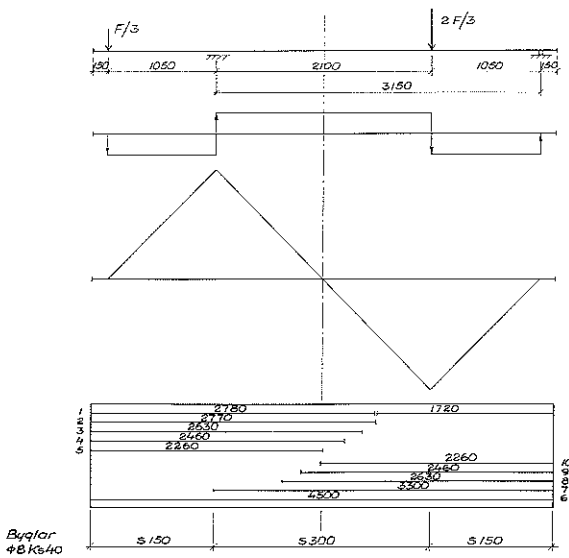


Fig. 5 b Balk nr 3.

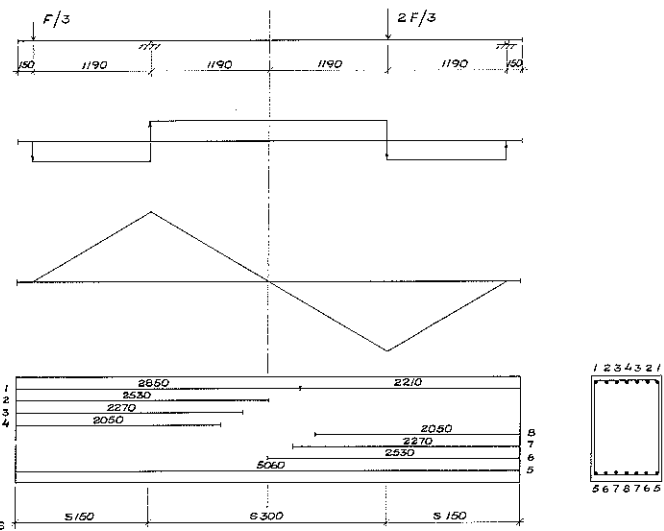


Fig. 5 c Balk nr 4.

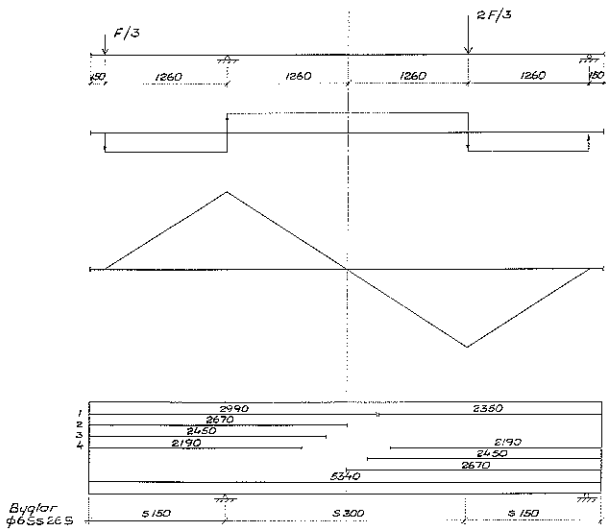


Fig. 5 d Balkarna nr 5, 7 och 8.

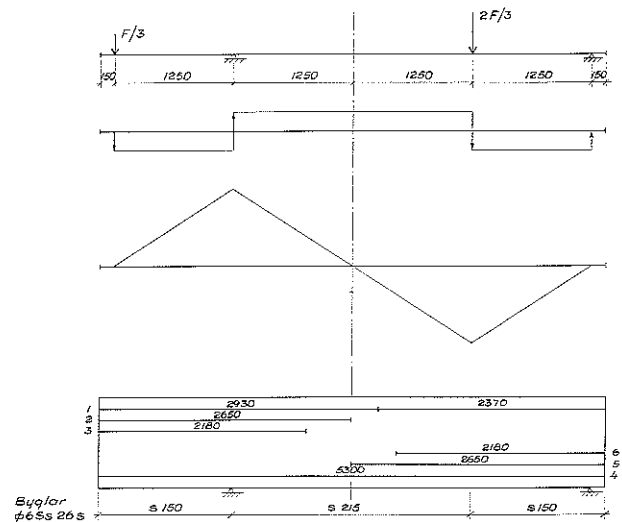


Fig. 5 e Balk nr 6.

3.4. Beräknad tillåten last

För samtliga balkar, utom för balk nr 6, var enligt dimensioneringskalkylen såväl balkarnas tvärkraftskapacitet som deras momentkapacitet begränsande för den tillåtna lasten, $F_{adm} = F_{adm,1}$, bestämdes utifrån avsedd hållfasthetsklass och är redovisad i tabell 4. Genomgående erhöles emellertid en högre tryckhållfasthet än den, som motsvarar normernas minimikrav. För de fall, då skjuvbrott erhöles, dvs då betongdraghållfastheten på något sätt var avgörande för brotlasten bestämdes även en tillåten last med avseende på tvärkraften för den erhållna högre tryckhållfastheten, i tabell 4 betecknad $F_{adm,2}$. Tillåten skjuvpåkning för erhållen tryckhållfasthet bestämdes genom rätlinjig interpolering mellan grundvärdena i B 7. Sambandet framgår av figur 6. Balkarnas momentkapacitet var även tillräcklig för den ökade lasten, emedan armeringsstålets verkliga sträckgräns översteg nominell sträckgräns. Förhållandet mellan verklig och nominell sträckgräns var för Ks40 1,14 och för Ks60 1,23.

För balk nr 6 var enligt dimensioneringskalkylen endast momentkapaciteten begränsande för den tillåtna lasten, $F_{adm,1}$. Tvärkraftskapaciteten var utnyttjad till 75 %.

Med hänsyn till den i kontrollprov funna hållfastheten hos betong och armering skulle säkerheten mot böj- och skjuvbrott inom provserien ha varierat mellan 2,1 och 2,3, bedömd enligt en normenlig kalkyl.

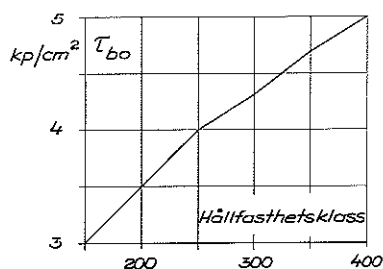


Fig. 6 Tillåten skjuvpåkning som funktion av hållfasthetsklassen.

3.5. Försöksresultat

3.5.1 Brottförlopp

Genomgående erhöles kombinerade skjuv- och förankringsbrott och brottförloppen var i stora drag följande.

Böjsprickor över stöd och under punktlasten i fält följdes av böjsprickor ute i skjuvspannen. Böjsprickorna fortsatte som skjuvböjsprickor, dvs böjde av in mot stöd respektive punktlast. I höjd med neutrala lagret var deras lutning ca 45°. Den yttre sprickan från stöd respektive punktlast blev genomgående dominerande och vid lastökning utvecklades den snabbt i riktning mot stöd respektive punktlast. Lutningen blev mycket flack.

Under tiden hade spjälkningssprickor slagit upp kring dragarmeringen, speciellt utanför den yttre skjuvsprickan. Vid skjuvsprickans utveckling in mot stöd, respektive punktlast inträffade, i nivå med dragarmeringen, en vertikal förskjutning mellan betongpartierna på ömse sidor om skjuvsprickan. Härigenom erhöles en dymlingsspricka längs armeringen.

Det slutliga brottet orsakades av kollaps i den kilformiga tryckzonen under alternativt över skjuvsprickan i kombination med olika stadier av förankringsbrott för dragarmeringen.

Erhållna brottlaster är sammanställda i tabell 4.

Här kommenteras kortfattat varje balks brottförlopp.

Balk nr 1. Den spricka, som medförde kollaps, slog upp i den utkragade delen, ca 0,5 m från stöd. Figur 7 a visar sprickutbredningen vid lasten 24,0 Mp (235 kN). Vid lasten 26,0 Mp (255 kN) krossades tryckzonen, se figur 7 b. På grund av dymlingssprickan och spjälkningssprickor hade minst två stänger i dragarmeringen förlorat sin förankring vid brottillfället. Brottet var relativt segt, se nedböjningsdiagrammet i figur 8 a.

Balk nr 2. Brottet inträffade mellan stöd och momentnollpunkt. Beräkningsmässigt skulle flytning ha inträffat vid lasten 34 Mp (333 kN). Några större nedböjningar kunde dock inte observeras, jämför nedböjningsdiagrammet i figur 8 b. Brottsprickan framgår av figur 7 c. Flera stänger i dragarmeringen förlorade på grund av den långa dymlingssprickan sin förankring.

Balk nr 3. Vid lastnivån 40 Mp (392 kN) slog en skjuvspricka upp mellan stöd och momentnollpunkt. Den korsade tidigare uppslagna böj- och skjuvböjsprickor. Successivt slog flera spjälkningssprickor upp längs dragarmeringen och vid lasten 60 Mp (588 kN) var skjuvsprickans bredd i höjd med dragarmeringen 1,5 mm, se figur 7 d. Vid lasten 64 Mp (627 kN) förlorade samtliga stänger i dragarmeringen sin förankring och brott inträffade omedelbart, se figur 7 e. Nedböjningen framgår av figur 8 c.

Balk nr 4. Det tycktes först som om balken skulle kollapsa mellan stöd och momentnollpunkt. Plötsligt slog emellertid en skjuvspricka upp, mellan momentnollpunkt och punktlast, genom tidigare uppkomna böj- och skjuvböjsprickor. Skjuvsprickan blev mycket lång. Detta innebar att flertalet av stängerna i dragarmeringen förlorade sin förankring. Balken kollapsade omedelbart. Brottsprickan framgår av figur 7 f och nedböjningen av figur 8 d.

Balk nr 5. För denna balk skedde ingen successiv utveckling av den yttre skjuvböjsprickan. I ett tidigt skede slog nämligen en skjuvspricka upp genom de starkt konvergerande skjuvböjsprickorna och balken kollapsade omedelbart. Vid brottillfället hade minst två av stängerna i dragarmeringen förlorat sin förankring. Brottsprickan framgår av figur 7 g och nedböjningen av figur 8 e.

Balk nr 6. För denna balk var enligt kalkylen endast momentkapaciteten fullt utnyttjad. Vid lastnivån 24 Mp (235 kN) inträffade flytning i fält, se nedböjningsdiagram figur 8 f. Vid fortsatt lastökning förstörades den yttre skjuvböjsprickan mellan stöd och momentnollpunkt. Tryckzonen under skjuvsprickan krossades vid lasten 25,0 Mp (245 kN), se figur 7 h.

Balk nr 7. Skjuvböjsprickorna mellan stöd och momentnollpunkt blev inte så ogynnsamma som för balk nr 5. De var färre till antalet och konvergerade inte lika ogynnsamt. Vid lastökning medförde detta, att den yttersta skjuvböjsprickan successivt utvecklades i riktning mot stödet. Vid lastnivån 30,5 Mp kollapsade balken. Skjuvsprickan hade då trängt ända fram till stöd och flertalet av stängerna i dragarmeringen hade förlorat sin förankring. Brottsprickan framgår av figur 7 i och nedböjningen av figur 8 g.

Balk nr 8. Sprickmönstret blev ogynnsamt med konvergerande skjuvböjsprickor. Figur 7 j visar sprickmönstret vid lasten 32,0 Mp (314 kN). Vid lastnivån 33,5 Mp (328 kN) gick sprickorna ihop och brott inträffade omedelbart. Brottsprickan framgår av figur 7 k och nedböjningen av figur 8 h.

Balk nr	Tillåten last vid avsedd, $F_{adm, 1}$		betongkval erhållen $F_{adm, 2}$		Brottvärden				Säkerhetsfaktorer		Brottsorsak
	Mp	kN	Mp	kN	F_{ult}		$\tau_{ult} = \frac{F_{ult}}{3bd}$		$\frac{F_{ult}}{F_{adm, 1}} = \gamma_1$	$\frac{F_{ult}}{F_{adm, 2}} = \gamma_2$	
					Mp	kN	kp/cm ²	MPa			
1	15,3	150	16,1	158	26,0	255	6,8	0,67	1,70	1,62	Skjuv- och förankringsbrott
2	15,3	150	—	—	39,0	382	—	—	2,55	—	Böjbrott
3	30,3	297	31,1	305	64,0	628	12,8	1,26	2,11	2,06	Skjuv- och förankringsbrott
4	18,9	185	19,6	192	37,0	363	7,8	0,77	1,96	1,89	Do
5	17,7	174	20,0	196	28,5	280	6,9	0,68	1,61	1,43	Do
6	9,9	97	—	—	25,0	245	—	—	2,55	—	Böjbrott
7	17,7	174	18,5	181	30,5	299	7,4	0,73	1,72	1,65	Skjuv- och förankringsbrott
8	17,7	174	18,6	182	33,5	328	8,1	0,79	1,89	1,80	Do

Tabell 4 Försöksresultat. Med avsedd betongkvalitet menas den, där hållfasthetsklassens talangivelse ger tryckhållfastheten i kp/cm². Efter armeringens flytning i balkarna nr 2 och 6 inträffade skjuv- och förankringsbrott.

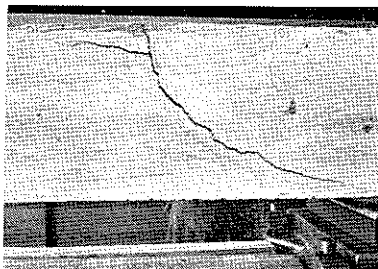


Fig. 7 a Balk nr 1 vid $F = 24,0$ Mp.

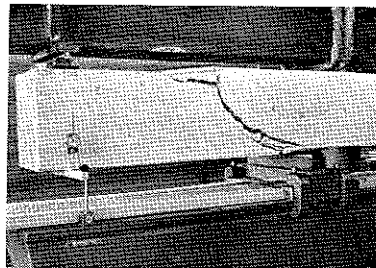


Fig. 7 b Balk nr 1 efter brott.

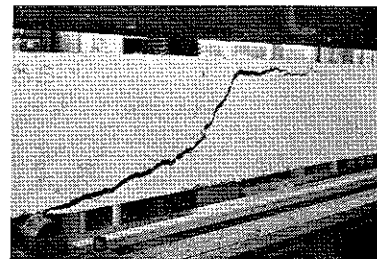


Fig. 7 c Balk nr 2 efter brott.

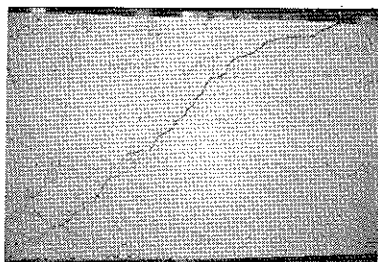


Fig. 7 d Balk nr 3 vid $F = 60,0$ Mp.



Fig. 7 e Balk nr 3 efter brott.

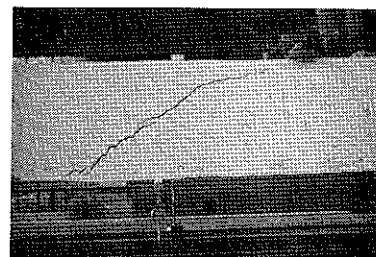


Fig. 7 f Balk nr 4 efter brott.

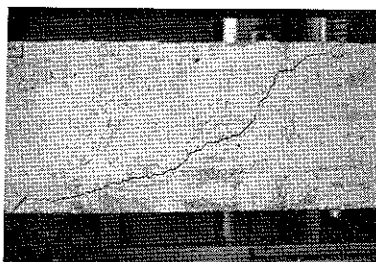


Fig. 7 g Balk nr 5 efter brott.

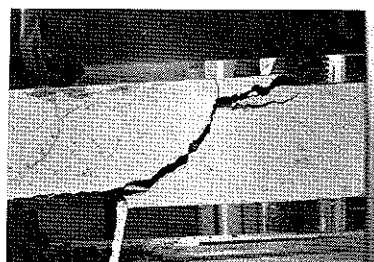


Fig. 7 h Balk nr 6 efter brott.



Fig. 7 i Balk nr 7 efter brott.



Fig. 7 j Balk nr 8 vid $F = 32,0$ Mp

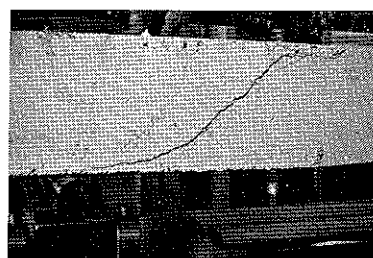


Fig. 7 k Balk nr 8 efter brott.

3.52. Sprickbildning

Såsom tidigare nämnt inträffade för samtliga balkar först böjsprickor över stöd och under punktlast. Böjsprickorna utgick oftast från de tvärsnitt, som innehöll byglar.

Genomgående erhöles ett ogynnsammare sprickmönster vid stöd än i fält. Sprickbredden blev större och böjsprickorna övergick tidigare till skjubböjsprickor.

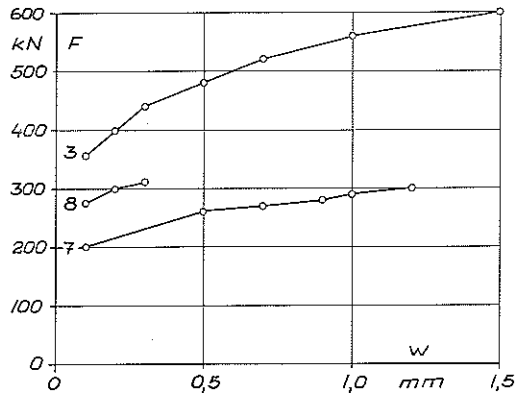


Fig. 8 Sprickbreddens tillväxt vid balkarna nr 3, 7 och 8.

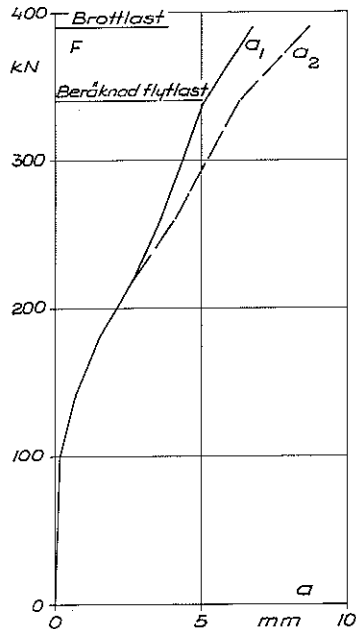


Fig. 9 b Balk nr 2. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

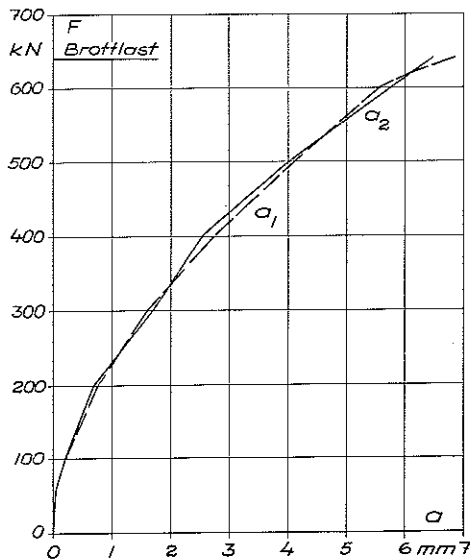


Fig. 9 c Balk nr 3. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

kor. Orsaken till detta var den sämre vidhäftningen mellan armering och betong vid balköversidan.

Inte i något fall inträffade någon skjubspricka vid momentnollpunkten. I områden med små moment, och följaktligen inga böjsprickor, uppträder skjubsprickor vid betydligt större tvärkraft än i områden där de kan utvecklas från böjsprickor.

I figur 8 visas för tre balkar sprickbreddens tillväxt.

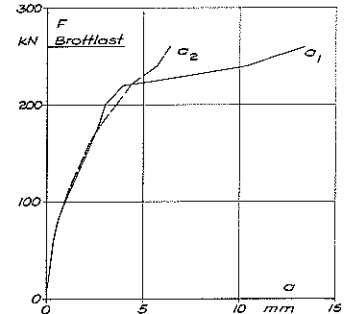


Fig. 9 a Balk nr 1. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

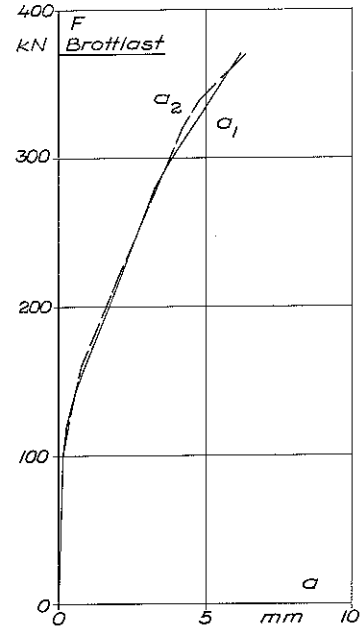


Fig. 9 d Balk nr 4. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

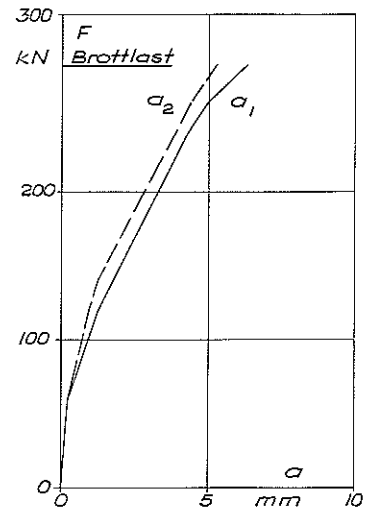


Fig. 9 e Balk nr 5. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

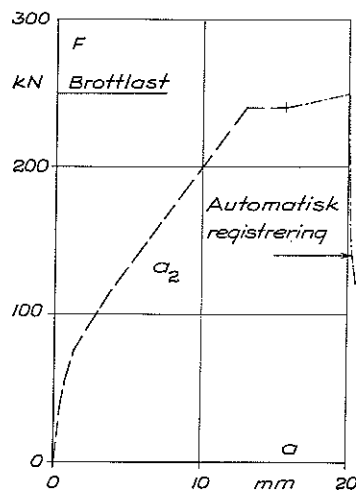


Fig. 9 f Balk nr 6. Nedböjningen i fältmitt.

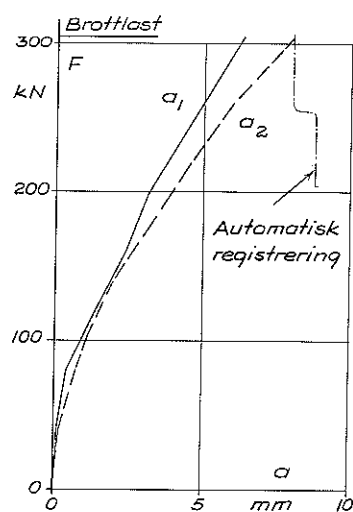


Fig. 9 g Balk nr 7. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

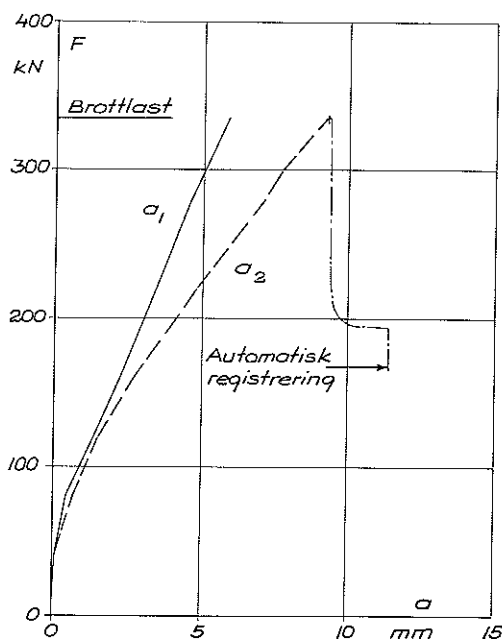


Fig. 9 h Balk nr 8. Nedböjningen vid konsolspetsen (heldragen) och i fältmitt (streckad).

3.53. Nedböjning

Nedböjningarna mättes i samtliga försök och visade de normala förlopp som kan förutsägas enligt böj-teorin. Nedböjningskurvorna framgår av figurerna fältarmeringen vid lasten 24,0 Mp (235 kN). Balk nr 2 9 a—h. För balk nr 6, figur 9 f, inträffade flytning i flöt troligtvis också. I brottförloppets slutskede observerades nämligen en viss seghet, som dock aldrig registrerades med hjälp av mätklockorna.

För övriga balkar inträffade brotten inom det "elastiska" området. Brotten var alltså spröda.

I de tre sista diagrammen, figurerna 9 f—h, är nedböjningskurvorna kompletterade med kraft-deformationskrivarens automatiska nedböjningsregistrering. Nedböjningsbestämningen med hjälp av mätklockorna överensstämde fram till brottlast med kraft-deformationskrivarens registrering.

3.54. Erhållna säkerhetsfaktorer

Erhållna säkerhetsfaktorer är sammanställda i tabell 4. Två säkerhetsfaktorer, γ_1 och γ_2 , är redovisade. De korresponderar med $F_{adm, 1}$ respektive $F_{adm, 2}$.

Det är vedertaget att en konstruktionsdel skall ha en högre säkerhet mot skjuvbrott än mot böjbrott. "Nominell säkerhet" mot böjbrott kan uttryckas som förhållandet mellan nominell sträckgräns och tillåten dragpåkänning, vilket innebär en säkerhet på ca 1,8. Följaktligen bör "nominell säkerhet" mot skjuvbrott vara lägst av storleksordningen 2,0 och den erhållna säkerhetsfaktorn γ_2 skall jämföras med detta värde. Faktisk överhållfashet gör "nominell säkerhet" till ett undre gränsvärde.

Det framgår tydligt, att erhållna säkerhetsfaktorer mestadels ligger på en otillfredsställande nivå i de fall, då brottorsaken var någon form av skjuvbrott. Även om säkerhetsnivån var acceptabel vid något försök, så var likväl deformationen vid brott allt för liten.

I de fall, då brotten inleddes med flytning av dragarmeringen, balkarna nr 2 och 6, erhöles en acceptabel säkerhetsfaktor. Då emellertid även dessa balkar slutligen kollapsade genom skjuvbrott och i samband därmed erhöles endast en ringa plastisk deformation, måste även detta resultat anses vara ogynnsamt med tanke på, att det visar en otillräcklig förmåga till sådan plastisk deformation, som är förutsättningen för en momentomlagring.

Anmärkningsvärd är den ringa höjningen av brottlasten för balk nr 8, som konsekvent hade en extra förankringslängd på 400 mm. Jämförd med balk nr 7 var höjningen av brottlasten ca 10 %.

För samtliga balkar, utom balk nr 4, inträffade brottet vid stöd. En möjlig förklaring, till att denna balk inte kollapsade vid stöd, kan vara en felaktigt placerad lyftbygel, som förstärkte betongtryckzonen vid stödet. Ofullständig förankring av överkantsarmeringen var genomgående en brottorsak. Detta tyder på, att vidhäftningen mellan betong och dragarmering är sämre i balkens övre partier än i dess nedre.

4. JÄMFORELSE MED ANDRA UNDERSÖKNINGAR

I samband med pågående normarbete har institutionen för konstruktionsteknik, betongbyggnad, CTH sammanställt försöksresultat från skilda författare för att belysa olika faktorer inverkan på tvärkraftshållfastheten. Ur figur 10 framgår inverkan av dragarmeringsinnehållet vid rektangulära balkar utan skjuvarmering, fritt upplagda och belastade med en eller två punktlaster på avståndet $l_v > 3d$ från upplaget. Figur 11 illustrerar det specifika skjuvspannets inverkan vid icke skjuvarmerade balkar, belastade med punktlaster.

Försöksresultaten, utom för balkarna nr 2 och 6 med

brottet inlett som böjbrott, är inlagda i diagrammen. Det påpekas, att diagrammen gäller för icke skjuvarmerade balkar och att balkarna nr 1, 4, 5 och 7 hade minimibygelarmering $\varnothing 6$ Ss 26 s300 respektive s273, se tabell 3. En reduktion av brottvärkraften med en andel, som bärs av bygelarmeringen, skulle för dessa balkar innebära en reduktion av κ med ca 20 %.

Båda figurerna visar, att denna undersöknings hållfasthetsresultat understiger andras. Som det har påpekats i inledningen, är detta en följd av att tidigare försök mestadels har blivit gjorda så, att skjuvbrottet har renodlats. En snål dimensionering beträffande såväl tvärkraft som moment och förankring sänker alltså tvärkraftshållfastheten markant.

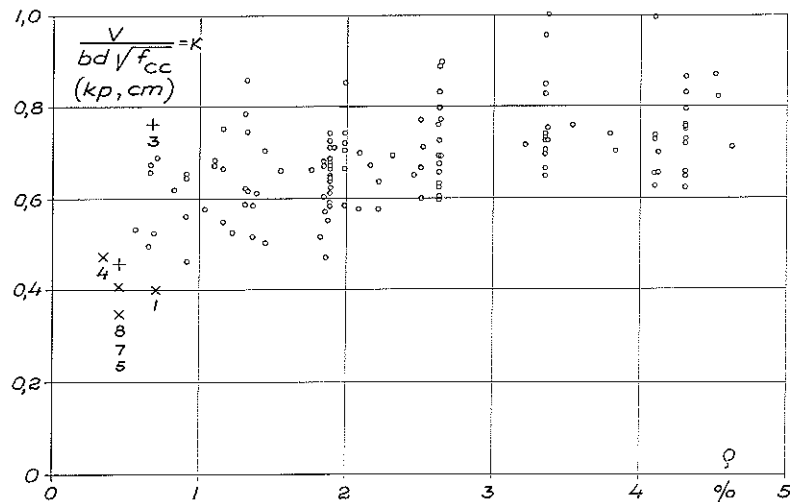


Fig. 10 Inverkan av dragarmeringsinnehållet på skjuvhållfastheten hos rektangulära balkar utan skjuvarmering, med det specifika skjuvspännet större än 3 och belastade med punktlaster. Balkarna nr 3 och 8 är dimensionerade för en viss överhållfasthet.

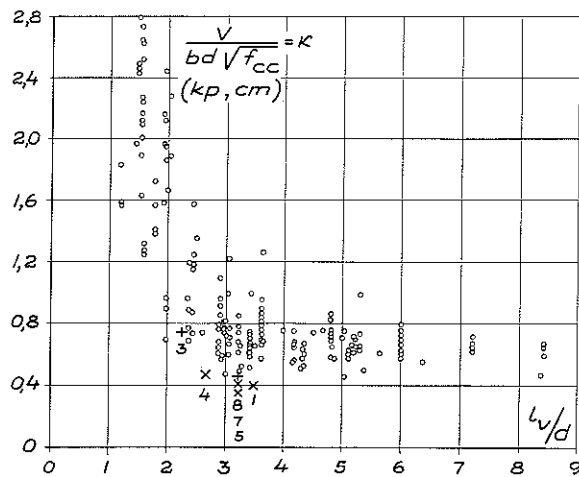


Fig. 11 Inverkan av det specifika skjuvspännet på skjuvhållfastheten hos rektangulära balkar utan skjuvarmering och belastade med punktlaster. Balkarna nr 3 och 8 är dimensionerade för en viss överhållfasthet.

5. SLUTSATSER OCH SAMMANFATTNING

Försöken med balkar, fullt ansträngda beträffande tvärkraft, moment och förankring, verifierar att inverkan av moment och tvärkraft inte kan särskiljas och att, på grund av samspelet, brottsäkerheten enligt nuvarande svenska betongbestämmelser i vissa fall blir otillfredsställande.

Vidare bekräftar försöken att vidhäftningen mellan betong och dragarmering är sämre i balkens övre partier. Detta är känt men väsentligen försummat i norm.

Fenomenens samverkan som brottsorsak berövar balken dess seghet, som är förutsättningen för momentomlagring, och ger därmed en ytterligare sänkt reell säkerhet.

Slutligen pekar försöken mot följande slutsats, som skulle behöva verifieras med mera omfattande försök. Vid alltför ringa skjuvarmering kan skjuvförankringsbrottet inte förhindras med enbart längre förankring. Den påkänningskoncentration, som uppstår mellan betong och dragarmering utanför skjuvsprickan på grund av dragkraft, medför en successiv uppsprickning längs dragarmeringen.

6. LITTERATURREFERENSER

1. Kani, G., Was wissen wir heute über die Schub-sicherheit? Der Bauingenieur 43 (1968) Heft 5.
2. Ferguson, P. M. and Husain, S. I., Strength effect of cutting off tension bars in concrete beams. Research report number 80-1 F. Center for Highway Research, The University of Texas, Austin, June 1967.
3. Regan, P. E. and Mitra, A. C., Curtailment of main reinforcing steel and its effects on shear. The Structural Engineer, Vol 50 No 11, November 1972.
4. Leonhardt, F., Walther, R. und Dilger, W., Schubversuche an Durchlaufträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 163, Berlin 1964.

7. SUMMARY

The usual practice to separate the moment and shear force design leads to an insufficient bearing capacity under the combined action of moment and shear. To prove this, eight beams, Fig 5, were tested, Fig 3 and 4.

The design of the beams was made strictly in accordance with the Swedish regulations. Allowable stresses were applied in every respect and the beams had with one exception, beam No 3, the minimum of stirrups required by the regulations. The anchoring length was minimum too with beam No 8 forming the only exception.

A vital part of the reinforcement was placed in the upper region of the beam cross sections where bond as a rule is inferior.

Final rupture in all cases was the combined effect of shear and bond failure. Rupture occurred in most cases between the support and the point of inflexion.

Safety factors are given in Tab 4 where γ_1 refers to nominal strength values and γ_2 to actual ones. These values are low. The rotational capacity was low too, making any moment distribution unsafe.

The beams after failure are shown in Fig 7 b, c, e, f, g, h, i and k.

The test results verified what was anticipated. Usual practice gives as a result an inadequate safety, under combined moment and shear. Actual results are compared with results taken from the literature, the latter ones made as shear tests with small moments only. Fig 10 shows the influence on shear capacity of the geometrical percentage of reinforcement. Fig 11 shows the influence of the relative shear span. Beams Nos. 1, 4, 7 and 5 are designated x. Beams Nos. 3 and 8 are designated +. They were intended to have some extra strength. Beams Nos. 2 and 6 are not shown. In these beams rupture started as yield in the reinforcement.

Förteckning över hittills utgivna Tekniska meddelanden

(1) Erfarenheter av slät armering med höga påkänningar.	Åke Holmberg	1956
(2) Betongpålars armering.	Åke Holmberg	1956
(3) Sandwichelement av samverkande skivor.	Åke Holmberg	1957
(4) Stångförespända fabriksgjorda betongbalkar. Bergbultar HJS 80.	Åke Holmberg	1959
(5) Studium av balkupplag och pelarhuvuden vid montagebyggnad.	Åke Holmberg	1960
(6) Skarvning av HJS 70 med Forssellringar.	Carl Forssell	1960
(7) Studier rörande armeringsnäts hållfasthet och förankring.	Åke Holmberg	1960
(8) Vippningsproblem vid hissning och montering av slanka balkar.	Ove Pettersson	1960
(9) Synpunkter på häftsvetsning av armeringsstål.	Hans Hoffstedt	1961
10 Sandwichelement i provning och tillämpning.	Åke Holmberg och Erik Plem	1961
(11) Risken för galvanisk korrosion vid konstruktioner med sandwichelement.	Gustav Nilsson	1961
(12) Eldsvåda som "brandprov i full skala".	Paul Johannesson	1961
(13) Pelares bygelarmering.	Åke Holmberg	1962
14 Dragförsök med bergförankringar av förespänningsstål.	Birger Ludvigson	1963
15 Fördelad förlängning hos stål.	Åke Holmberg och Torsten Möller	1963
16 Källarmurars värmeisolering.	Åke Holmberg	1964
17 Armeringsstänger som pålar.	Allan Bergfelt	1964
18 Förankring av spännarmering i förespänd betong.	K.-G. Bernander	1965
19 Armerings kraftöverföring och förankring.	Åke Holmberg och Sten Lindgren	1967
20 Avvikelser i armeringsstängernas läge.	Arne Johansson och Birger Warris	1967
21 Betongrörsarmering. Toleranser och säkerhet.	Ivar Magnusson	1967
22 Hållfastheten hos bockade armeringsstänger.	Bo Törnwall	1967
23 Några undersökningar på kontinuerliga betongbalkar med överarmerat stödtvärsnitt.	Tage Petersson	1969
24 Säkerhetsfaktorer för stål- och betongkonstruktioner Skillnader och motiv	Lars Östlund	1970
25 Imperfektioner vid montagebyggande med betongelement. Beräkningsmässig hänsyn till imperfektioner i montagebyggen.	Sven Sahlén	1971
26 Experimentellt studium av tillväxtflytbrott hos armerade betongbalkar.	Mogens Lorentsen	1971
27 Atmosfärisk korrosion av armeringsstål.	Arne Hillerborg	1971
28 Experimentellt studium av flyttledsrotation hos kontinuerliga betongbalkar.	Roland Johansson	1971
29 Armering Nps 70. Förankring. Skarvning. Sprickbegränsning.	Jan-Erik Janson	1972
	Åke Holmberg och Sten Lindgren	1973
30 Experimentellt studium av tvärkraftshållfastheten vid armerade betongbalkars momentnollpunkter.	Torbjörn Larsson	1973

() anger att meddelandet ej längre finns i lager. Kopia sänds på begäran.