



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



**Rapport**

**R93:1977**

# **Kallmurar förstärkta till balkar**

**Inbäddning av armering i sprutbetongskikt och fullinjektering av muren**

**Sven Sahlin  
Bernt Gerde  
Bertil Sandell**

TEKNISKA HOGSKOLEN I LIND  
SEKTIONEN FÖR VÄG- OCH VATTEN  
BYGGET

**Byggforskningen**

R93:1977

KALLMURAR FÖRSTÄRKTA TILL BALKAR

Inbäddning av armering i sprutbetongskikt  
och fullinjektering av muren

Sven Sahlin  
Bernt Gerde  
Bertil Sandell

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 760011-6 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Arne Johnson Ingenjör-  
byrå AB, Göteborg

Nyckelord:

äldre bebyggelse  
gamla hus  
grundkonstruktioner  
natursten  
kallmurar  
förstärkning  
sprutbetong  
injektering

UDK 69.059.32  
624.012.1  
624.153

R93:1977

ISBN 91-540-2783-7

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1977

## Innehåll

Figurer och tabeller återfinns under respektive rubriker under det att bildmaterialet återfinns i slutet av denna rapport.

FÖRORD	5
KALLMURAR FÖRSTÄRKTA TILL BALKAR	6
Grundläggning på kallmur	6
Konvertering av kallmurar till balk	7
Allmänt om provbalkarnas dimensionering	7
Identifiering av provkroppar	9
Balkar B1, B2, B3 och B4 Ritning K101	10
Balkar B5, B6 och B7 Ritning K102	11
Beräknad momentkapacitet hos teoretiska tvärsnitt	12
Beräknad skjuvkapacitet hos teoretiska tvärsnitt	15
UTFÖRANDE AV KALLMURAR	16
Tillverkning av kallmurar	16
Armering	17
Gjutning	18
Sprutbetong	18
Provning av sprutbetong	19
Sprutad fiberbetong	19
Provning av fiberbetong	20
Injektering	20
Förprov för injektering	20
Injektering av provbalkar	21
PROVNINGSRESULTAT KONTROLLPROVER	22
Allmänt om injekteringen	24
Förvaring och transport	24
PROVNING AV BALKAR	25
FÖRSÖKSRESULTAT	27
Beskrivning av brottyper	27
Sprickbildning	27
Böjtryckbrottets utseende	27
Skjuvbrottets utseende	28
Böjdragbrottets utseende	31
Nedböjning av last och moment	31

Töjningsfördelning	34
Krökning	43
Styvheter	43
UPPMÄTT MOMENTKAPACITET	47
UPPMÄTT SKJUVKAPACITET	53
SAMMANFATTNING	62
Tillverkningssynpunkter	62
Tillverkning	63
Provningsen	64
Bärförmåga och brottfenomen	65
Sprickbildning	66
Deformationer och styvhet	66
Slutord	67
Bild 1 till B7:4	68
Litteraturförteckning	85

## FÖRORD

## Konvertering av kallmurar till balk

Vid reparation av äldre hus vars grundläggning på kallmurar sviktar är det ofta nödvändigt att förstärka muren som ursprungligen endast överfört vertikal last från vägg till rustbädd eller annan grund. Om rustbädden eller pålningen ruttnat eller av annan anledning sjunkit undan, är det önskvärt att förstärka kallmuren så att den kan överföra moment i längsled. Därigenom är det möjligt att endast punkvis understötta grunden t.ex genom installation av pålar på ömse sidor av muren med ok under muren.

En metod som kan vara lovande är att utvändigt spruta lager av sprutbetong samt tvätta och injektera kallmuren med bruk. I det yttre påsprutade lagret kan såväl böjarmring som skjuvarmering inläggas i erforderlig omfattning. För ekonomins skull är det önskvärt att utnyttja den injekterade kallmuren både för tryckkrafter och tvärkrafter. Hållfastheten blir emellertid starkt beroende på homogeniteten hos det av sten och injekterat bruk bildade konglomeratet.

Projektet har syftat till att ge bättre teoretiskt och experimentiellt underlag för dimensionering. Tidigare saknas materialdata praktiskt taget helt, speciellt gäller detta skjuvhållfastheten hos en injekterad mur. Därför har balkar av förstärkta kallmurar i modellskala provats i ett projekt gemensamt för Byggnadsstatik CTH, Tekn. dr ARNE JOHNSON Ingenjörskontorsbyrå ab och BESAB. Projektet har stötts med anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning, gratis armering från Halmstads Järnverk, subventionerade arbetskostnader från BESAB.

Redovisningen har gjorts relativt detaljerad eftersom detta veterligen är första gången balkar av denna typ studerats.

## KALLMURAR FÖRSTÄRKTA TILL BALIKAR

av Sven Sahlin, Bernt Gerde och Bertil Sandell

### Grundläggning på kallmur

Äldre byggnader grundlades fram till början på 1900-talet vanligtvis på en lastutbredande och förstyvande grundläggning som vid lös till mycket lös jord utgjordes av kallmurar på rustbädd oftast förstärkt med korta pålar av trä.

Kallmuren, uppbyggd i förband utan fogmedel, bestod av naturlig sten, gråsten, nödtorftigt bearbetad men ofta också tukad - huggen eller kilad - i murytan till kubiska eller rektangulära block. Större stenar i muren kallas kvadersten.

Rustbädden utgjordes vanligen av två eller flera lager trästockar, gärna skrädda på över- och undersidan. Rusten inbäddades i lera som knådades in mellan stockarna. Ibland lades ett lager grus eller sand över rusten för att erhålla bättre anliggning för kallmuren. Ett villkor för att rusten inte skall ruttna eller angripas av mögel är att den ständigt befinner sig under grundvattennivån i marken.

Vid mycket lös lera förekommer mestadels kortpålning 6 - 10 m, som extra stöd för rustbädden. Ofta är äldre byggnader dessutom utförda med källare mer eller mindre helt belägna under markytan. Källaren har avlastat marken varvid risker för markbrott av den påförda byggnadstyngden minskat.

Grundvattennivåerna i marken har ibland påverkats och störts av senare tids arbeten varvid rustbäddar hamnat över grundvattennivån. Faktorer som påverkar grundvattennivån kan vara avvattning till djupare belägna ledningsdragningar i gata, insättande av pumpgröpar i källare för att minska fukten, bergtunnlar där lerskikten är tunna, landhöjningen mm och inte minst permanentbeläggningar med avvattning av gator och torg varvid den naturliga nederbörden inte tillföres marken.



### Konvertering av kallmurar till balk

Vid reparation av äldre hus vars grundläggning på kallmurar sviktar är det ofta nödvändigt att förstärka muren som ursprungligen endast överfört vertikal last från vägg till rustbädd eller annan grund. Om rustbädden eller pålningen ruttnat eller av annan anledning sjunkit undan, är det önskvärt att förstärka kallmuren så att den kan överföra moment i längsled. Därigenom är det möjligt att endast punktvis understötta grunden t.ex genom installation av pålar på ömse sidor av muren med ok under muren.

En metod som kan vara lovande är att utvändigt förse en kallmur med sprutbetong och invändigt injektera den med bruk. I det yttre påsprutade lagret kan såväl böjarmering som skjuvarmering inläggas i erforderlig omfattning. För ekonomins skull är det önskvärt att utnyttja den injekterade kallmuren både för tryckkrafter och tvärkrafter. Hållfastheten blir emellertid starkt beroende på homogeniteten hos det av sprutbetong, sten och injekterat bruk bildade konglomeratet.

Projektet har syftat till att ge bättre teoretiskt och experimentiellt underlag för dimensionering. Tidigare saknas materialdata praktiskt taget helt, speciellt gäller detta skjuvhållfastheten hos en injekterad mur. Med stöd av anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning har därför 7 balkar av förstärkta kallmurar i modellskala provats i ett projekt gemensamt för Byggnadsstatik CTH, Tekn. dr ARNE JOHNSON Ingenjörbyrå ab och BESAB. Modellförsöken visar att det är fullt möjligt att överföra både moment och tvärkrafter i en förstärkt mur.

### Allmänt om provbalkarnas dimensionering

Tryckhållfastheter för injekterade kallmurar finns endast sparsamt redovisade i facklitteraturen. Svårigheterna att utföra fullgoda arbeten påpekas bl.a. i B 5 1973, kap. 4:92 Injekteringsbetong och kap. 4:93 Sprutbetong. Detta förhållande understryker osäkerheten när det gäller att gissa böjtryckhållfastheten hos en injekterad kallmursbalk och i ännu högre grad

skjuvhållfastheten hos konglomeratet. I syfte att producera åtminstone några data byggdes sju provbalkar, vilka armerades och förstärktes med sprutbetong, injekterades samt provbelastades. Balkarna utformades dels för böjtryckbrott dels för skjuvbrott.

Det var väsentligt att göra det påsprutade betongskiktet så tunt som möjligt för att få största möjliga kallmursandel. Samtidigt var det väsentligt att applicera så mycket armering och förankra den så väl att med säkerhet böjtryckbrott alternativt skjuvbrott i konglomeratet skulle bli resultatet. En balkutformning som skulle ge böjdragbrott i armeringen vore meningslös eftersom armeringens hållfasthet kan provas enklare på annat sätt.

Det var väsentligt att förhindra förankringsbrott i armeringen så att böjtryckbrott i tryckzonen framtvingades alternativt skjuvbrott i skjuvspannet och så lite som möjligt stört av den påsprutade betongen.

Transportutrustningen i laboratoriet medgav enkel transport av 5 tons balkar varför detta förhållande mer eller mindre bestämde modellskalan. Transport- och hanteringsekonomin var också väsentlig vid bestämning av balkarnas storlek eftersom balkarna måste byggas vid BESAB:s anläggningar på Hisingen och därefter transporteras till CTH:s provningslaboratorium.

Balk B4 utformades så att med säkerhet skjuvbrott skulle nås. Balkarna B3, B6 och B7 gavs en utformning som beräkningsmässigt skulle kunna ge antingen skjuv- eller böjtryckbrott. Balkarna B1 och B2 borde ge böjtryckbrott och balk B5 böjdragbrott. Balkarnas utseende framgår av ritning K101 över balkarna B1, B2, B3 och B4 samt ritning K102 över balkarna B5, B6 och B7.

Två av balkarna, B5 och B7, utfördes med påsprutad fiberarmerad betong. Balk B5 gavs mycket extrem utformning för att ge utslag på fiberbetongens möjligheter som dragarmering. Genom finit elementberäkning av spänningsfördelningen i balken erhöles underlag för uppritande av spänningstrajektorier. I stora drag följande dessa ritades påsprutade fiberstråk enligt

ritning K102. Fiberstråken gavs rektangulär sektion och för att pröva metoden i dess extrema tillämpning ritades mycket tjock påsprutning såsom framgår av ritningen. Även om det rådde tvekan om att detta skulle gå att utföra kunde ju ändå försöken tolkas eftersom de verkliga dimensionerna uppmättes i efterhand. Den verkliga provbalkens tvärsnitt fick utseendet enligt figur 29.

Balk B7 utformades, sedan balk B5 provats, med en kombination av traditionell armering och fiberarmering med mindre extrem utformning vilket borde möjliggöra tillverkning i praktiken.

I konglomeratet av kvadersten (sprängsten av granit, gnejs), sprutbetong och injekteringsbetong har stenen en tryckhållfasthet av ca 280 MPa och en E-modul av ca 40 GPa. Tryckhållfastheten hos såväl sprut- som injekteringsbetongen bör med hänsyn till blandningsförhållande, vattencementtal mm ligga i storleksordningen 30 MPa. Elasticitetsmodulernas värden hos de olika bruken antogs vara något lägre än hos stenarna. Brott borde dock ske i konglomeratets bruksdelar. Brottstukningen sattes vid dimensioneringen till 2,5 %. Även balk B7 som sprutades med fiberbetong antogs få samma stukning vid brott. Vid provningen nåddes väsentligt mindre stukningar än vad som antogs vid dimensioneringen.

Stenens skjuvhållfasthet ligger i storleksordningen 70 MPa, varför förhållandena borde vara likartade vid skjuvbrott, möjligen kunde man misstänka dålig skjuvhållfasthet vid dålig utfyllnad under stenarna.

#### Identifiering av provkroppar

Provbalkarna identifierades genom sina från början givna nummer B1 t.o.m. B7 såsom framgår av ritning K101 och K102. Denna numrering bibehölls sedan vid tillverkning, provning m.m. och i denna rapport.

Kontrollproverna identifierades på vanligt sätt genom märkning med färgkrita.

ANVISNINGAR

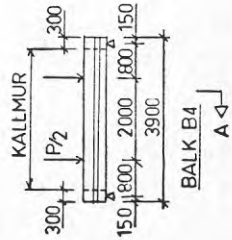
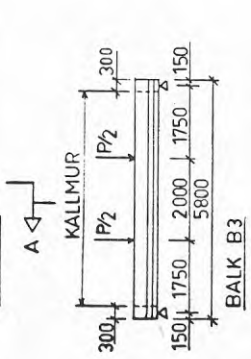
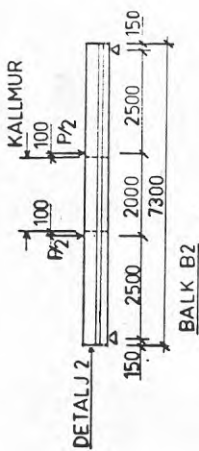
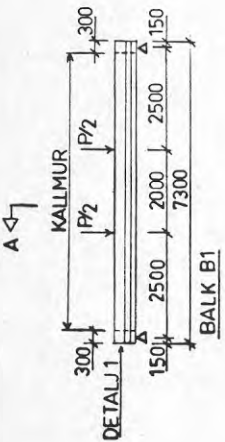
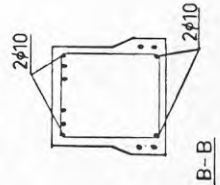
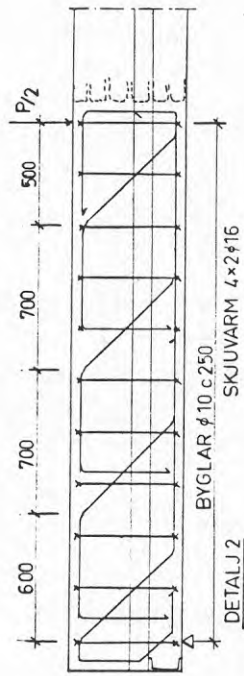
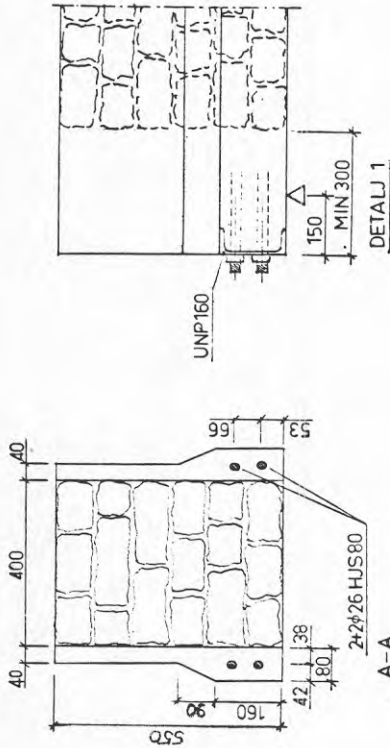
BETONG: SPRUTBETONG K250  
INJEKTERINGSBETONG K250  
BETONG I BALKÄNDAR K250

ARMERING:  $\phi$  26 HJS80 4 ST/BALK  
ÖVRIG KS 40

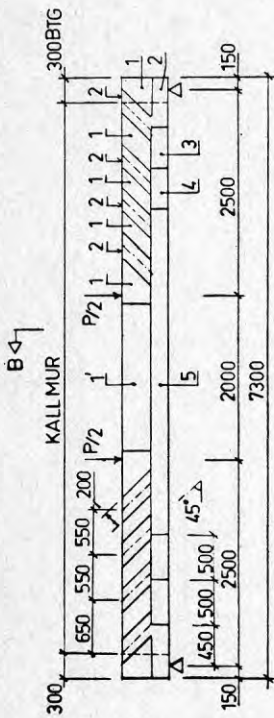
ÄNDBALK: UNP 160 SIS 1311

NÄR BETONGEN I BALKÄNDAR OCH/ELLER SPRUTBETONGEN BÖRJAT HÄRINA DRAGES ÅNUPPUTTRÄRNA TILL HJS80-STÅLEN TILL ANLIGGNING. STÅLEN SKALL EJ FÖRSÄNNAS.

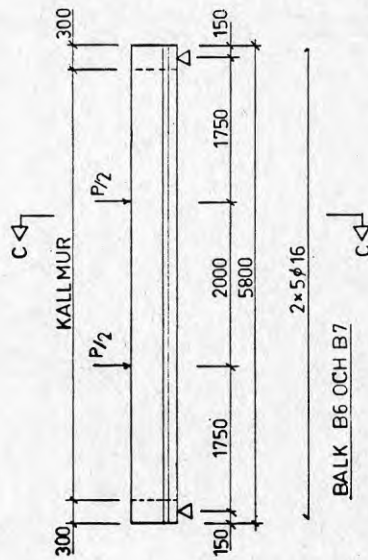
LYFTÖGLOR INSÄTTES I BETONGEN TILL BALKÄNDAR



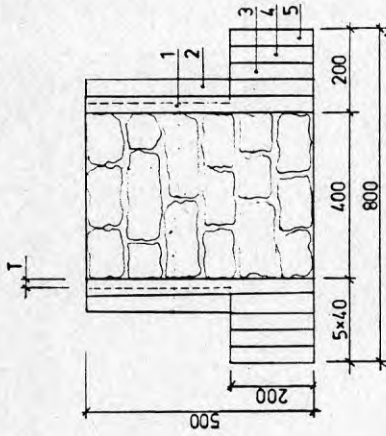
BALKAR AV FÖRSTÄRKTA KALLMURAR  
BALKAR B1, B2, B3 OCH B4  
RITNING K101



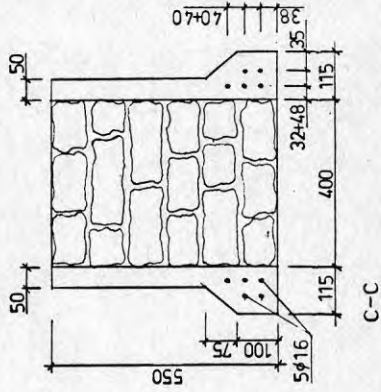
BALK B5



BALK B6 OCH B7



B-B



C-C

**ANVISNINGAR**

**BETONG:**

- BALK B5 OCH B7:
- FIBERBETONG K250
- BALK B6:
- SPRUTBETONG K250
- INJEKERINGSBETONG K250
- BETONG I BALKÄNDAR K250

**ARMERING:**

KS 60

T= CA 25 MM, MINSTA MÖJLIGA  
TUCKLER UTÅN ATT INJEKTER-  
INGEN ÄVENTYRAS

LYFTÖGLOR INSÄTTES I BETONGEN  
TILL BALKÄNDAR

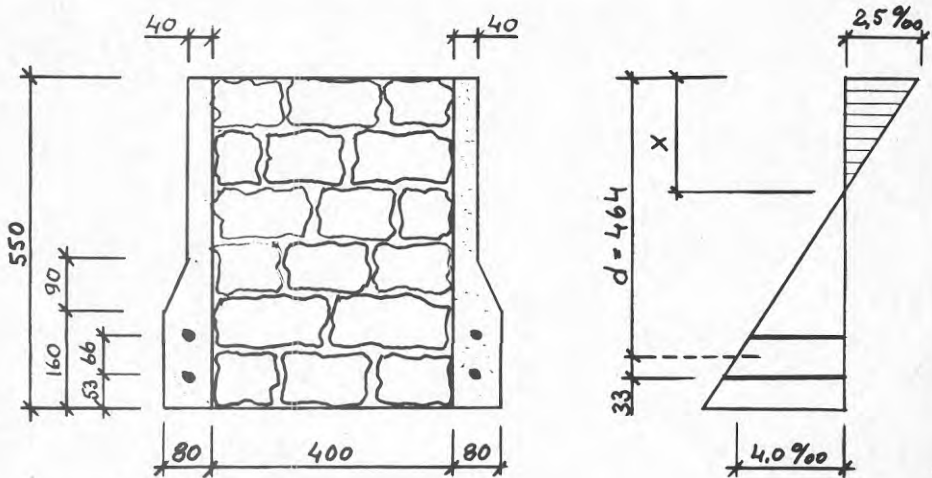
BALKAR AV FÖRSTÄRKTA KALLMURAR

BALKAR B5, B6 OCH B7

RITNING K102

Beräknad momentkapacitet hos teoretiska tvärsnitt

Balkarna B1, B2, B3 och B4. Se ritning K101.



Figur 1

Stadium I

$$I = 8,085 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 26,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_a^u = 32,77 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A = 0,31225 \text{ m}^2$$

$\epsilon$  stukning antages vara 2,5‰ vid tryckbrott  
Armering HJS 80/105

$$\epsilon \text{ förlängning} = 800/200.000 = 4,0\%$$

$$X = 0,464 \times 2,5/6,5 = 0,178 \text{ m}$$

$$\rho = 0,464 - 0,178/3 = 0,405 \text{ m}$$

$$T_{\text{tryck}} = 30 \times 0,480 \times 0,178/2 = 1,282 \text{ MN}$$

$$A_a = 1,282/800 = 0,001602 \text{ m}^2$$

4  $\varnothing 26$  har arean  $0,002124 \text{ m}^2$  (överdimensionerad)

$$M_{\text{brott}} = 1,282 \times 0,405 = 0,519 \text{ MNm}$$

Ur framräknat motståndsmoment vid uppsprucket tvärsnitt erhålles

$$M_{\text{brott}} = 0,1837 \times 30 = 0,551 \text{ MNm}$$

Stadium IIB (uppsprucket tvärsnitt) [1]

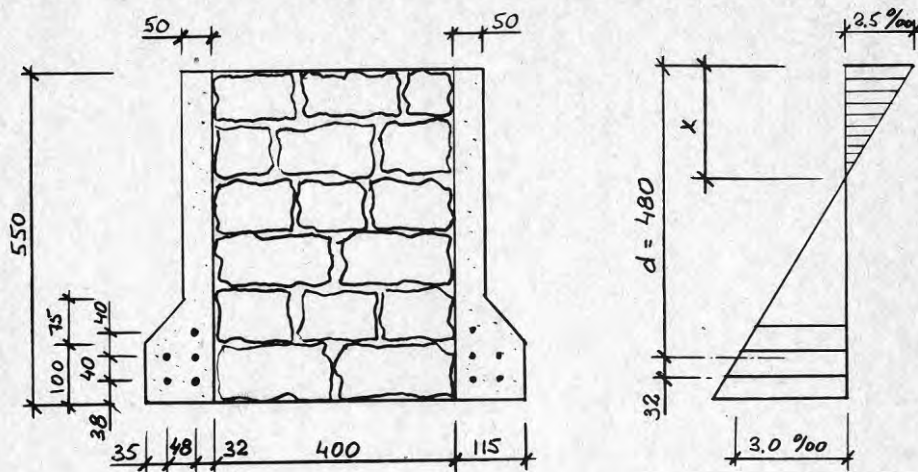
$$I = 3,490 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 18,37 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_a^u = 11,37 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$X = 0,190 \text{ m}$$

## Balkarna B6 och B7. Se ritning K102



Figur 2.

Stadium I

$$I = 8,680 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_D^{\ddot{o}} = 28,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_D^u = 35,50 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A = 0,32303 \text{ m}^2$$

$\epsilon$  stukning sättes till 2,5% och lika för de båda balkarna.

Någon speciell hänsyn till fiberbetongen tas ej härvidlag.

Armering Ks60

$$\epsilon \text{ förlängning} = 600/200.000 = 3,0\%$$

$$X = 0,480 \times 2,5/5,5 = 0,218 \text{ m}$$

$$g = 0,480 - 0,218/2 = 0,407 \text{ m}$$

$$T_{\text{tryck}} = 30 \times 0,500 \times 0,218/2 = 1,635 \text{ MN}$$

$$A_a = 1,635/600 = 0,002725 \text{ m}^2$$

10  $\varnothing 16$  har arean =  $0,002011 \text{ m}^2$  dvs. någon underdimensionering,

men med hänsyn till den normala överhållfastheten hos kamstål

och den praktiska möjligheten att med fullgod effekt kunna

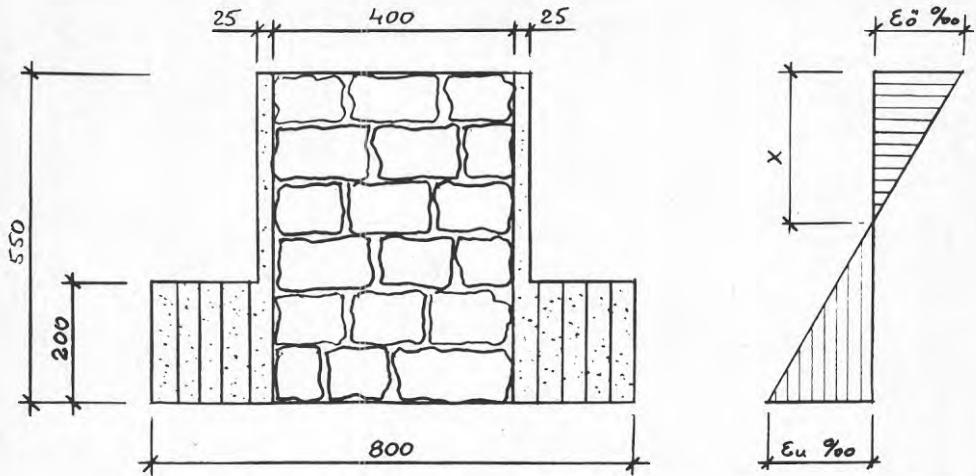
spruta upp balken accepteras underdimensioneringen.

$$M_{\text{brott}} = 1,635 \times 0,407 = 0,665 \text{ MNm}$$

Ur framräknat motståndsmoment för uppsprucket tvärsnitt erhålles

$$M_{\text{brott}} = 0,01956 \times 30 = 0,587 \text{ MNm.}$$

Balk B5. Se ritning K 102



Figur 3

Stadium I

$$I = 8,144 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 25,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_b^u = 34,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A = 0,3175 \text{ m}^2$$

Stadium IIb (uppsprucket tvärsnitt)

$$I = 5,939 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 22,84 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_b^u = 20,84 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$X = 0,260 \text{ m}$$

Böjdraghållfastheten hos fiberbetong har vid tidigare prov legat på cirka 8 MPa men värden på upp till 12 ä 15 MPa har uppmätts.

Här sätts böjdraghållfastheten till 8 MPa i fiberbetongen och 0 i muren, då kallmuren antages erhalla uppsprucket tvärsnitt, vilket ger

$$M_u = 0,02048 \times 8 = 0,164 \text{ MNm.}$$



Beräknad skjuvkapacitet hos teoretiska tvärsnitt.

1. Den tillåtna tvärkraften  $V_{till}$  beräknas enligt B7 1968 kap. 2:26 för den antagna kubhållfastheten K300

$$\text{Grundvärde för } \tau_{till} = 0,43 \text{ MPa}$$

Balk B1 - B4. Se ritning K101 och figur 1.

$$d = 0,464 \text{ m} \qquad b = 0,480 \text{ m}$$

$$V_{till} = 0,43 \times 0,464 \times 0,480 = 0,096 \text{ MN}$$

Balk B6 och B7. Se ritning K102 och figur 2.

$$d = 0,480 \text{ m} \qquad b = 0,500 \text{ m}$$

$$V_{till} = 0,43 \times 0,480 \times 0,500 = 0,103 \text{ MN}$$

Tvärkraftskapaciteten  $V_u$  antages ligga mellan 1,6 - 2,5 gånger den tillåtna  $V_{till}$  dvs.

för balk B1 - B4

$$V_u = 0,154 - 0,240 \text{ MN}$$

och för balk B6 och B7

$$V_u = 0,165 - 0,257 \text{ MN}$$

2.  $V_u$  beräknas enligt "Dimensionering av betongkonstruktioner med hänsyn till tvärkrafter" Ove Hedman och Anders Losberg, Nordisk Betong 5:1975. Se litteraturförteckning [2].

- a. Enligt figur 3 i [2]. Inverkan av dragarmeringsinnehållet  $\rho$ . Jämför figur 38 här över.

Balk B1 - B4

$$\rho = 4 \times 0,026^2 \times \pi / 4 \times 0,480 \times 0,464 = 0,00955$$

$$\text{Kubhållfastheten K300 ger i } f_{ccm} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_{ccm}} = 5,05$$

$$1,6 - d = 1,6 - 0,464 = 1,136 \text{ m}$$

$$\rho = 0,00955 \text{ ger enligt medelkurvan } y = 0,135$$

$$f_v^{medel} = 0,135 \times 5,05 \times 1,136 = 0,773 \text{ MPa}$$

$$V_u^{medel} = 0,773 \times 0,464 \times 0,480 = 0,172 \text{ MN}$$

Balk B6 och B7

$$Q = 10 \times 0,016^2 \times \pi/4 \times 0,480 \times 0,500 = 0,00837$$

$$1,6 - d = 1,6 - 0,480 = 1,120$$

$$Q = 0,00837 \text{ ger enligt medelkurvan } y = 0,129$$

$$f_v^{\text{medel}} = 0,129 \times 5,05 \times 1,120 = 0,730 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\text{medel}} = 0,730 \times 0,480 \times 0,500 = 0,175 \text{ MN}$$

- b. Enligt figur 5 i [2]. Inverkan av skjuvspannet a/d. Jämför figur 40 här över.

Balk B4 (a < 3d)

$$a/d = 0,8/0,464 = 1,725$$

$$y = 0,132 \times 3 \times 0,464/0,8 = 0,230$$

$$f_v = 0,230 \times 5,05 \times 1,136 \times (1 + 50 \times 0,230) = 2,84 \text{ MPa}$$

$$V_u = 2,84 \times 0,464 \times 0,480 = 0,630 \text{ MN}$$

UTFÖRANDE AV KALLMURARTillverkning av kallmurar

Kallmurarna tillverkades på BESAB:s förrådsplan, Hisings Backa. På grund av bl.a. utrymmeskäl utfördes arbetet i tre etapper. Balkarna B1, B2 och B4 påbörjades vecka 26, balkarna B3, B5 och B6 vecka 35 och balk B7 vecka 44. Se tidplan nedan.

Kallmurarna tillverkades på en träbädd bestående av regler 50 x 100 mm c/c 300 mm utlagda direkt på mark. Ovanpå reglarna spikades en 20 mm tjock träfiberskiva som underlag för stenuppbyggnaden.

Sten i lämpligt format från gamla kallmurar var svårt att anskaffa. De befintliga kallmurar som var disponibla för rivning innehöll för stora stenar. Med anledning av detta valdes i stället sprängsten från ett tunnelbygge i Göteborg. Stenen bestod till övervägande delen av gnejs. Uppbyggnaden utfördes i möjligaste mån i förband. På grund av muren ringa tvärsnittsarea, erbjöd emellertid detta vissa svårigheter trots att

mindre sten än de vid kallmurar normalt förekommande användes (bild 1). Bildmaterialet återfinnes i slutet av denna rapport.

Sedan kallmuren uppbyggts av väl renspolad sten, inplacerades injekteringsrör huvudsakligast i balkens nedre del och på dess båda sidor. Avstånden mellan injekteringsrören i horisontal led översteg ej 1 meter. Injekteringsrören bestod av PVC-slang  $\varnothing$  25 med en utstickande längd av cirka 0,5 meter (bild 2 och 3).

Som framgår av ritningarna, bestod murarnas ändar av platsgjuten betong. Denna betong gjöts emot stenmurens gavlar efter det att kallmuren tillverkats (bild 4).

Tidplan för tillverkning och provtryckning av balkar.

ARBETEN UNDER ÅR 1976

BALKAR

	B1, B2, B4	B3	B5, B6	B7
Tillverkning av kallmurar	V 26 - 29	V 35	V 35	V 44
Formsättning + armering	V 28 - 29	V 36	V 37	V 44
Gjutning av balkändar	V 29	V 37	V 37	V 45
Sprutning av kallmursvägg	V 32	V 37	V 37	V 45
Injektering av kallmur	V 35	V 37	V 37	V 46
Provning av balkar	V 39	V 41	V 41	V 50

### Armering

Momentarmeringen till balkarna B1 - B4 utgjordes av valsängat spännstål HJS 85/105  $\varnothing$  26 mm försedda med ändankare, övrig armering i dessa balkar Ks 40.

Spännstålen till balk B2 hade lindats med protectorbinda på de avsnitt som skulle ingjutas för att man hade uppfattningen att spännstålen skulle spännas upp efter det att betongen hade brunnit. Efter vissa överväganden avlägsnades protectorbindan före gjutning, men stagen avfettades ej. När betongen hade brunnit spändes spännstålen mycket lätt med hjälp av en skift-

nyckel.

Spännstålen till balkar B1, B3 och B4 var också infettade. Stålen var således endast ändförankrade, vilket svarar mot vissa praktiska situationer.

Balkarna B6 och B7 armerades med Ks 60.

### Gjutning

Balkändar göts med lättflytande ärtsingelbetong K250.

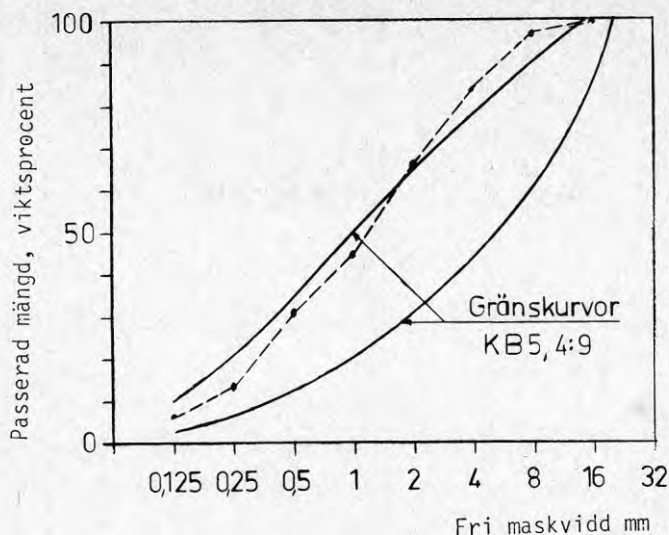
### Sprutbetong

Kallmursbalkarnas sidor "förstärktes" och tätades med sprutbetong; balkarna B1 - B4 och B6 med vanlig sprutbetong, balkarna B5 och B7 med stålfiberarmerad sprutbetong (bild 6).

I samtliga fall användes den så kallade torrsprutningsmetoden. Torrsprutningsmetoden innebär, att en blandning av cement och ballastmaterial blandas i torrt tillstånd. Med hjälp av ett sprutaggregat sprutas massan i slangar fram till ett munstycke, där vatten tillsätts, varefter massan slungas ut mot underlaget. Sprutningen utfördes med en tvåkammarmaskin, typ BG 100.

Cementet utgjordes av Std Portlandcement. Som ballast användes grus 0 - 8 mm från fyndigheter i Gråbo, levererat av Samsand AB. Siktkurva över gruset visas i figur 4.

Arbetsblandningen bestod av en viktsdel cement och 4,5 viktsdelar ballastmaterial. Cement och ballast blandades på arbetsplatsen i en 150-liters frifallsblandare. Sprutningen utfördes på normalt sätt med undantag för att sprutaren i möjligaste mån försökte att undvika att rikta sprutmunstycket direkt mot kallmurens hålrum, detta för att undvika spillansamlingar i kallmuren. Detta kunde emellertid inte helt undvikas.



Figur 4. Diagram över sprutbetongmaterial.

#### Provning av sprutbetong

Under sprutningen utfördes provplattor 600 x 600 mm, 100 mm höga. Proverna förvarades normenligt i 5 dygn. Därefter uppsågades kuber med måtten 100 x 100 x 100 mm. Tryckhållfastheten var vid 28 dygn i medeltal för balkarna B1, B2 och B4 = 39,1 MN/m<sup>2</sup>, för balkarna B3 och B6 36,7 MN/m<sup>2</sup>. Se närmare tabell 1 under provningsresultat kontrollprover.

#### Sprutad fiberbetong

Balkarna B5 och B7 utfördes med stålfiberarmerad sprutbetong. Sprutningen utfördes med en utrustning, som utvecklats av BESAB, där stålfibern tillsätts i munstycket (bild 5). På så sätt kunde bollbildningar av fibermaterialet undvikas.

Den använda stålfibern var präglad för att förbättra vidhäftningen mellan fiber och matris. Fiberns längd var 25 mm och fiberns tvärsnittsdiаметer 0,25 mm.

Övriga data var:  $\sigma_c = 962,5 \text{ MN/m}^2$ ,  $\sigma_B = 1.022,0 \text{ MN/m}^2$ ,  $E = 150 \text{ GPa}$ . Mängden av stålfiber var ca 4 viktsprocent. Sprutbetongen bestod av en viktsdel cement och tre viktsdelar sand.

### Provning av fiberbetong

Under sprutningen utfördes en provplatta 800 x 800 x 100 mm. Ur provplattan utsågades 3 st kuber 100 x 100 x 100 mm.

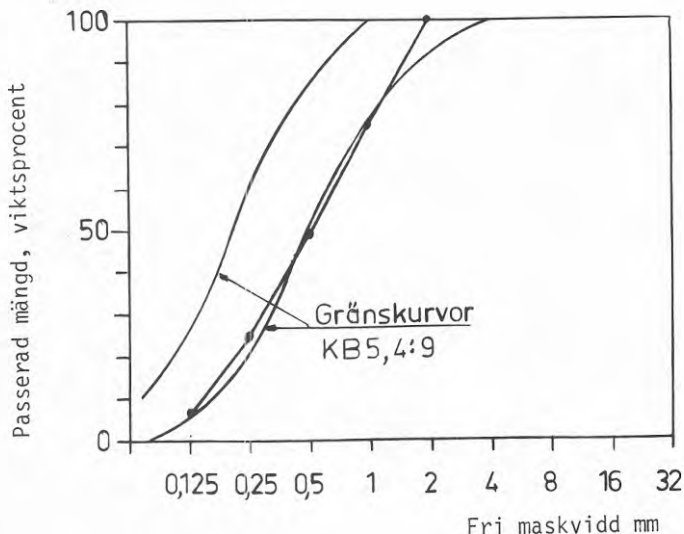
Tryckhållfastheten var vid 28 dygn, enligt tabell 2, i medeltal 40,5 MN/m<sup>2</sup>. 3 st böjbalkar 800 x 100 x 100 mm utsågades. Böjdraghållfastheten var enligt tabell 3 vid 28 dygn i medeltal 8,5 MN/m<sup>2</sup>.

### Injektering

#### Förprov för injektering

Sand levererades av Samsand AB från fyndighet vid Gråbo utanför Göteborg. Siktkurva för sanden framgår av figur 5. Blandningsförhållandet vid förprovet var 50 kg cement, 50 kg torr sand, 200 g Betokem In samt 21 liter vatten.

Tryckhållfastheten hos bruket bestämdes vid 7 dygn samt vid 28 dygn. Kubernas storlek var 70 x 70 x 70 mm. Proverna förvarades efter avformning 5 dygn i vattenbad +20°C och den återstående tiden fram till provningen i laboratoriet vid en temperatur av cirka +22°C.



Figur 5. Diagram över injekteringssand.

Tryckhållfastheten var efter 7 dygn i medeltal  $36,2 \text{ MN/m}^2$  samt efter 28 dygn i medeltal  $45,3 \text{ MN/m}^2$  enligt tabell 4.

Brukets konsistens bestämdes med ett uttrinningsprov enligt FortF:s bestämmelser för injekteringsbetong, (se litteraturförteckning [3]). Utrinningstiden uppmättes till 17 sek., vattenseparationen uppmättes till 0,9% och svällningen till 6,5%. Samtliga prover utfördes på BESAB:s laboratorium.

#### Injektering av provbalkar

För balkinjekteringen användes samma material som vid förprovet.

För balkarna B1, B2 och B4 användes följande proportionering:

Standardcement	100 viktsdelar
Sand	100 viktsdelar
Tillsatsmedel (Betokem In)	0,4 viktsdelar
Vatten	48-52 viktsdelar

Injekteringen utfördes vid en yttertemperatur av  $+31^{\circ}\text{C}$ . På grund av den höga temperaturen fick mer vatten än önskvärt tillsättas. Detta ledde till att injekteringsbruket fick något lägre hållfasthet i huvudprovet än i förprovet.

Vattentillsatsen reglerades på så sätt att konsistensen motsvarade en uttrinningstid av 18 - 20 sek. Tryckhållfastheten bestämdes efter 28 dygn på 70 mm:s kuber och var i medeltal  $29,2 \text{ MN/m}^2$  enligt tabell 5. Medeltemperaturen under lagringstiden var  $+18^{\circ}\text{C}$ .

Proverna förvarades ute och i samma miljö som balkarna.

För balkarna B3, B5 och B6 användes följande blandning:

Standardcement	100 viktdelar
Sand	100 viktdelar
Tillsatsmedel (Betokem In)	0,4 viktdelar
Vatten	45-50 viktdelar

Injekteringen utfördes vid en yttertemperatur av  $+18^{\circ}\text{C}$ . På grund av höga mottryck och då risk förelåg att det tunna

sprutbetongskiktet skulle tryckas ut, valdes medvetet ett högre vct för att underlätta inträngningen.

Utrinngstiden uppmättes till cirka 22 sek. Tryckhållfastheten bestämdes efter 28 dygn och var enligt tabell 5 i medeltal  $36,2 \text{ MN/m}^2$ . Proverna förvarades ute och i samma miljö som balkarna. Medeltemperaturen under lagringstiden var ca  $+17^{\circ}\text{C}$ .

För balk B7 användes följande blandning:

Standardcement	100 viktdelar
Sand	100 viktdelar
Tillsatsmedel (Betokem In)	0,4 viktdelar
Vatten	44-48 viktdelar

Injekteringen utfördes vid en temperatur av  $+5^{\circ}\text{C}$ . Lagringen ägde rum under relativt kylig väderlek, medeltemperatur  $+6^{\circ}\text{C}$ .

Utrinngstiden uppmättes till 20 - 22 sek. Tryckhållfastheten bestämdes efter 27 dygn och var enligt tabell 5 i medeltal  $33,4 \text{ MN/m}^2$ . Proverna förvarades i samma miljö som balken.

#### PROVNINGSRESULTAT KONTROLLPROVER

Tabell 1 Tryckhållfasthet för sprutbetong

Balk	Alder dygn	Tryckhåll- fasthet $\text{MN/m}^2$	Medeltryck- hållfasthet $\text{MN/m}^2$
B1	28	38,1	39,1
B2		39,9	
B4		39,4	
B3	28	39,2	36,7
B6		35,1	
		35,8	



Tabell 2 Tryckhållfasthet för fiberbetong

Balk	Alder dygn	Tryckhåll- fasthet MN/m <sup>2</sup>	Medeltryck- hållfasthet MN/m <sup>2</sup>
B5 } B7 }	28	39,8 } 42,1 } 39,6 }	40,5

Tabell 3 Böjdraghållfasthet för fiberbetong

Balk	Alder dygn	Böjdrag- hållfasthet MN/m <sup>2</sup>	Medelböjdrag- hållfasthet MN/m <sup>2</sup>
B5 } B7 }	28	7,8 } 9,2 } 8,5 }	8,5

Tabell 4 Förprov av tryckhållfasthet för injekteringsbruket

Alder dygn	Tryckhåll- fasthet MN/m <sup>2</sup>	Medeltryck- hållfasthet MN/m <sup>2</sup>
7	39,2 } 31,2 } 38,2 }	36,2
28	42,6 } 47,3 } 45,9 }	45,3

Tabell 5 Tryckhållfasthet för injekteringsbruket

Balk	Alder dygn	Tryckhåll- fasthet MN/m <sup>2</sup>	Medeltryck- hållfasthet MN/m <sup>2</sup>
B1 } B2 } B4 }	28	24,3 } 31,3 } 32,1 }	29,2
B3 } B5 } B6 }	28	38,7 } 37,0 } 32,9 }	36,2
B7	28	33,1 } 30,7 } 36,4 }	33,4

### Allmänt om injekteringen

Innan injekteringen påbörjades genomspolades kallmurarna med vatten i cirka en timme för att eventuella föroreningar skulle spolas bort. En del spill från sprutningen kunde inte helt avlägsnas.

Injekteringen utfördes med hjälp av en utrustning bestående av en kolloidblandare (BESAB KE-74), en omrörare och en injekteringspump. Injekteringsbruket blandades i kolloidblandaren och överfördes till omröraren, varifrån det pumpades in i kallmursbalken (bild 5). En kolloidblandare fungerar i princip som en centrifugalpump, men skovelhjulet är utbytt mot en tandad stålskiva. Genom den intensiva bearbetningen i pumphuset, erhålls en mekanisk dispergering, varvid ett stabilt bruk erhålles. Till injekteringspump valdes en skruvpump, typ MONO, då denna ger ett jämnare flöde än en kolvpump.

I princip utfördes injekteringen från botten och uppåt för att en så god utfyllnad som möjligt skulle ske. Injekteringen påbörjades i balkens ena ände och efter hand som bruket trycktes upp till balkens ovansida, flyttades pumpslangen längs balken i riktning mot balkens andra ände. Injekteringstrycket var 0,05 - 0,1 MN/m<sup>2</sup>.

De isatta plaströren fungerade både som luftnings- och injekteringshål men vid så låga balkar har luftningen på sidorna inte någon betydelse, då en tillfredsställande luftning erhålles vid överytan.

Då balkarna ansågs vara väl utfyllda med injekteringsbruk, applicerades ett injekteringstryck av 0,2 MN/m<sup>2</sup> på balkarna B2 och B4. Detta åstadkoms genom att ett trälock utfördes på balkens ovansida. Övriga balkar injekterades utan övertryck. Någon väsentlig skillnad i resultat mellan olika utförande kunde inte fastställas.

### Förvaring och transport

Balkarna förvarades utomhus tills de uppnått en ålder av 25 dygn. Vattnings skedde under de första 5 dagarna. Efter uppnåd- da 25 dygn lyftes balkarna i därför avsedda öglor med kran upp på en lastbil och transporterades till CTH för provning.

## PROVNING AV BALKAR

Provningsproceduren var den för balkförsök vanliga. Balken upplades i båda ändar och två punktlaster applicerades så att mittzonen böjdes och ändzonerna skjuvades om man bortser från egenviktens inverkan. Egenvikten var emellertid så stor att den måste tagas med i alla beräkningar och analyser av balken.

Provjiggens utseende framgår av bild 7 och B7:1 som visar balkar inlagda och under provning. Balken upplades på två leder, en rulle och en halvrulle, på betongblock på golvet. Två ok som höll domkrafter fastspändes i betonggolvet i provningshallen gränsle över balken så att man medelst hydralpumpar kunde applicera två lika punktlaster.

Strax före försökens början spändes vid balkarna B1 till B4 spännstålen med muttrarna i ändarna så långt man kunde för hand, därigenom erhöles full anliggning mellan mutter och det ändtvärstycke av stål, som skulle förhindra glidning hos armeringen och därigenom garantera böjbrott respektive skjuvbrott.

Lasten höjdes med konstanta laststeg för varje balk. Laststegen varierade mellan 10 och 50 kN. I tabell 6 finns närmare angivet laststegens storlek och belastningens tidsförlopp.

Mittnedböjningen i förhållande till upplagen uppmättes, figur 13 och 14, likaså mättes krökningen på en 894 mm lång mätsträcka i mitten av balkens översida.

Töjningarna mättes med Steigermätare över ett tvärsnitt i balkmitten. Tvärsnitten uppmättes i balkmitt men hos vissa balkar även i snittet för punktbelastningarna. Snittens utseende för balkarna B1 till B7 framgår av figurerna 25 och 37. Töjningsmätarnas lägen finns också indikerade på dessa sektioner.

Sprickbildningen observerades för samtliga balkar, se figurerna 6 till 12 och bild B1:1 till B7:1.

Balk Last- steg Nr	B1		B2		B3		B4		B5		B6		B7	
	I kN	II min	I kN	II min	I kN	II min	I kN	II min	I kN	II min	I kN	II min	I kN	II min
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	25		25				50		10		25		30	
2	50	25	50				100	20	15	20	50		60	
3	75		75				150		30		75		90	
4	100	45	100	50			200		50	25	100	30	120	
5	125		125				250				125		150	
6	150	65	150			60	300				150		180	
7	175		175				350				175		210	
8	200		200				400				200		240	35
9	225	95	225				450				225		270	
10			250			95	500				250		300	
11			275				550	55			275		330	
12							600				300		360	
13							650				325		390	
14							700				350	75	420	70
15							750				375		450	
16							800				400		450	
17							850	85			425		450	

min = minuter

Tabell 6. Belastningens stegvisa ökning (kolumn I) och belastningens tidsförlopp (kolumn II) från provningens början.

## FÖRSÖKSRESULTAT

### Beskrivning av brottyper

Det framgår av sprickbildningsobservationerna, anteckningar under försöken, töjningsfördelningar mm. att balkarna B1 och B2 fick böjbrott enligt beräkningarna och vidare att brottet skedde i tryckzonen såsom avsett. Därigenom kunde betongens böjtryckhållfasthet bedömas.

Balkarna B3, B4, B6 och B7 erhöll som förutsetts skjuvbrott i zonen mellan last och upplag. Balk B7 var sprutad med fiberbetong.

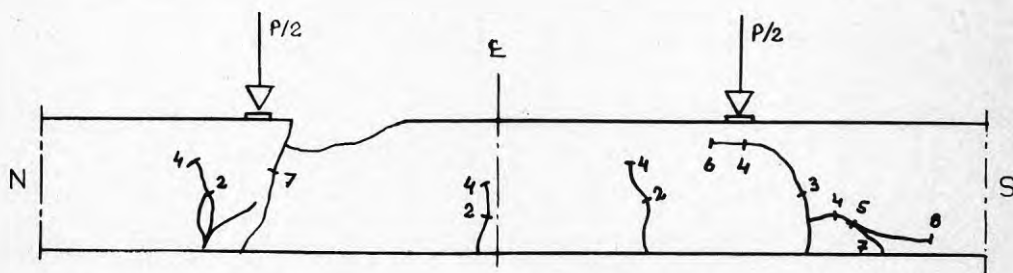
Balk B5 sprutades med fiberbetong men var i övrigt oarmerad. Balken erhöll böjdragbrott.

### Sprickbildning

Sprickbildningen kartlades noggrant dels genom att sprickorna skisserades på ritning allt eftersom belastningsförsöket pågick, dels genom att sprickorna iritades med färg och avfotograferades efter försökets genomförande. I de fall där balken har spruckit ungefär lika på båda sidor redovisas endast ena sidans sprickbildning. På fotografierna kan kompletterande upplysning om sprickbilderna erhållas. Man kan av sprickbildningen få upplysningar beträffande brottets karaktär och det har i viss mån legat till grund för de uppgifter som ges beträffande brottets natur.

### Böjtryckbrottets utseende (Balk B1 och B2)

#### Balk B1

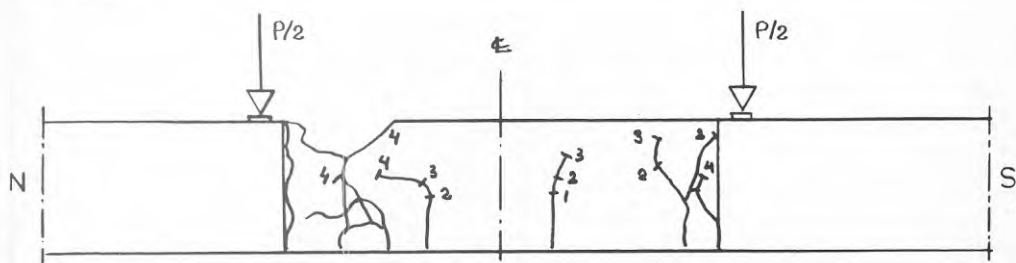


Figur 6.

Laststeg 25 kN

Balken erhöill böjtryckbrott innanför norra lastangreppet. I brottögnblicket sprängdes balkens överdel bort. I brottytan kunde man iakttaga hur spill från sprutbetongen trängt in mellan kallmursstenarna och där bildat små fickor med spill. Vissa mindre håligheter kunde också observeras under stenarna. Några stenar hade också spruckit och kluvits, varför man låg rätt nära den potentiella hållfastheten hos konglomeratet. Det kan också tänkas att sprängstenen hade initialsprickor som ej kunnat observeras vid uppbyggnaden av kallmuren. Bild B1:1 - 2.

#### Balk B2



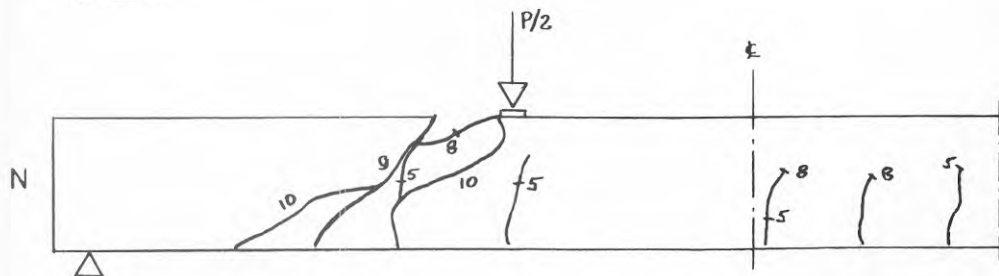
Figur 7.

Laststeg 50 kN

Balk B2 fick böjtryckbrott strax innanför norra lastangreppet. Brottytans utseende var i stort lika som balk B1 med sprutbetongspill, några håligheter, spräckta stenar mm. En sten täckte hela kallmursbredden 400 mm. Denna hade spräckts troligen av en annan sten, som med ganska spetsig ändyta låg i direkt kontakt med den större stenen. Injekteringsbruket var våtare än i övriga balkar. Bild B2:1 - 4.

#### Skjuvbrottets utseende (Balk B2, B3, B6 och B7)

#### Balk B3

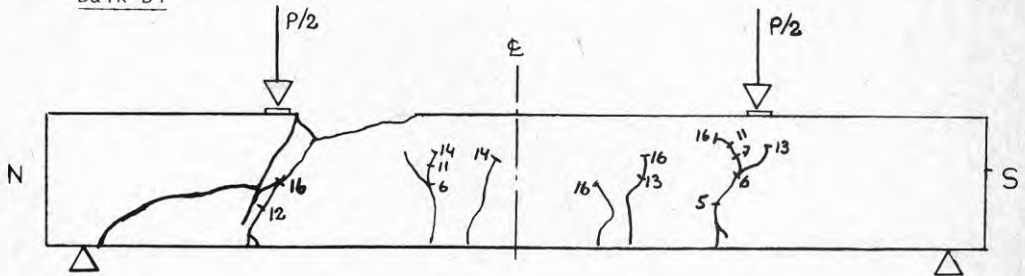


Figur 8.

Laststeg 25 kN

Balken fick skjuvbrott i skjuvspannet mot norra upplaget. Möj-  
ligen var armeringens vidhäftning något i upplösning före brot-  
tet. I själva brottögonblicket erhöles krossbrott i den tryckta  
zonen närmast domkraftsupplaget varvid kallmurssten och delar  
därav sprängdes bort från balken. Sprickor kunde iakttagas i  
stenar. Inne i balken förekom under stenarna mindre håligheter  
som troligen ej fyllts ut av injekteringsbruket och det fanns  
även små fickor av löst material, som kunde vara spill från  
sprutningen. Bild B3:1 - 4.

Balk B4

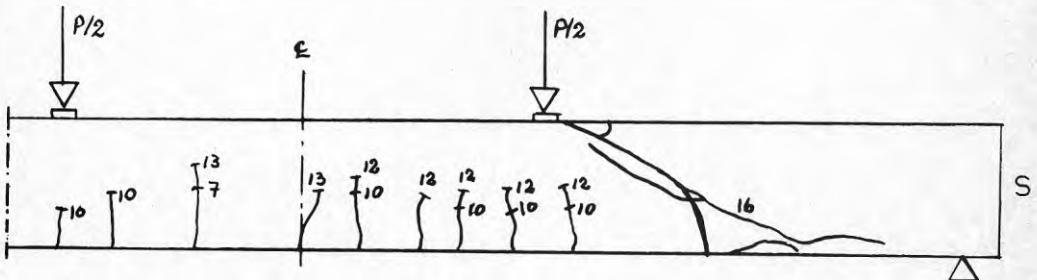


Figur 9.

Laststeg 50 kN

Balken fick skjuvbrott som dock övertvårade lastangreppet och  
gick in i tryckzonen mellan de båda belastningspunkterna. I  
skjuvdragzonen spjålkades armeringen bort på balkens västra  
sida och på den östra var förankringen totalt i upplösning  
och armeringen blottad efter brott. I brottögonblicket spräng-  
des böjtryckzonen ut med en smäll. Orsaken till att skjuvsprick-  
an kunde övertvåra lastangreppet kan möjligen vara en sten som  
legat under lasten och därigenom tvingat skjuvsprickan att gå  
på dess undersida och ev. att tryckspänningen var i närheten  
av brott.

Balk B6



Figur 10.

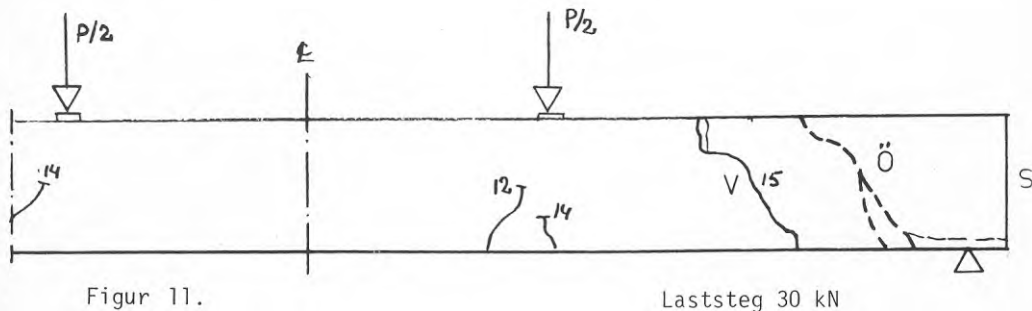
Laststeg 25 kN

Balken fick skjuvbrott och skjuvsprickan går ungefär i ca  $30^{\circ}$ -vinkel från det södra lastangreppet ned genom balken. Vid balkens östra sida erhöles möjligen sekundärt förankringsbrott i armeringen. Skjuvbrottet och förankringsbrottet kom samtidigt varför primärorsaken till brottet ej säkert kunnat fastställas. Vid skjuvbrottet trycktes en del av balkens översida ut av böjtryckspänningen.

I brottzonen fanns några mindre håligheter med fritt vatten, sannolikt från renspolningen av kallmuren och även fickor med spill från sprutningen. Bild B6:1 - 6.

På bild B6:4 och 5 syns en tvärplåt varigenom armeringen är dragen. Denna plåt har endast haft till uppgift att noggrant lägesbestämma armeringen vid balkens tillverkning och är således ej svetsad till armeringen.

#### Balk B7



Figur 11.

Laststeg 30 kN

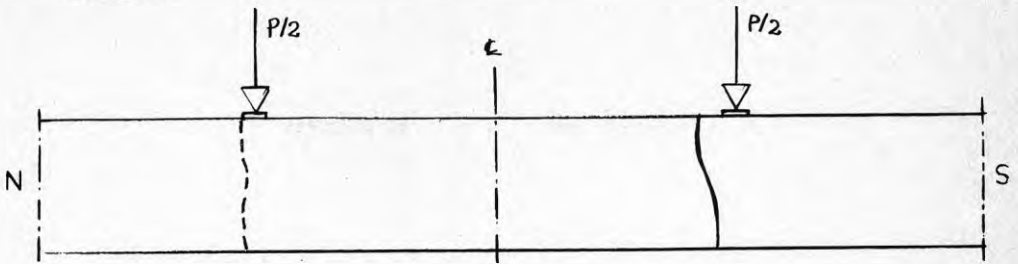
Balkens översida var mycket ojämn vid anliggningsytorna för domkrafterna varför betongklackar gjöts under dessa. Sprickorna där skjuvbrottet ägde rum slog upp först när balken belastats med 450 kN, varvid balken långsamt deformerades till brott. Brottet var segt.

På grund av fiberbetongen var balken svår att slå sönder för observation. Injekteringen verkade bättre än i föregående balkar, dock fanns en zon med grus och sand ungefär på balkens halva höjd i skjuvsprickan.



Böjdragbrottets utseende. (Balk B5, fiberbetong)

Balk B5



Figur 12.

Laststeg 10 kN

Brottet kom som ett böjdragbrott mellan lastangreppen och var förhållandevis sprött. När balken föll ned från provgiggen sprack den av även vid norra lastangreppet.

Det var svårt att iakttaga någon bestämd gräns mellan fiberbetongsprutningen och injekteringen då fibrer sprutats långt in mot balkmitt. Däremot var gränsen mellan de olika påsprutade fiberlagren väl synlig. I brottzonen kunde man se utstickande avdragna eller för det mesta losslitna stålfibrer. Håligheter fanns också under en del av stenarna. Fibertätheten räknades för ytor om  $10 \text{ mm}^2$  och varierade mellan 2 - 10 stycken. Medeltäthet  $4 \text{ st}/10 \text{ mm}^2$  dvs.  $40 \text{ st}/\text{cm}^2$ . Bild B5:1 - 6.

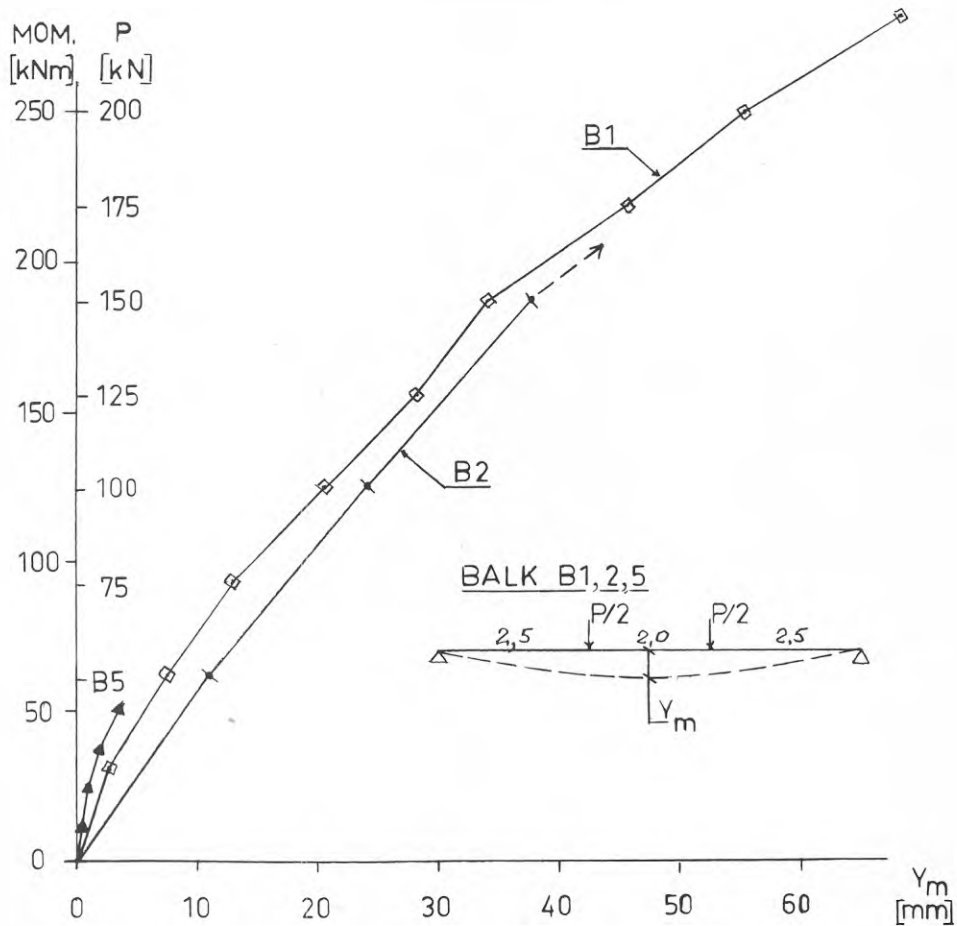
Nedböjning av last och moment

Balkarnas mittnedböjning som funktion av påförd last och moment uppmättes. Vertikalförskjutningen mättes i balkens mitt och vid ändarna, varför nedböjningen ger en relativ nedböjning hos balken. Initialnedböjningen av balkens egenvikt ingår ej i mätresultaten.

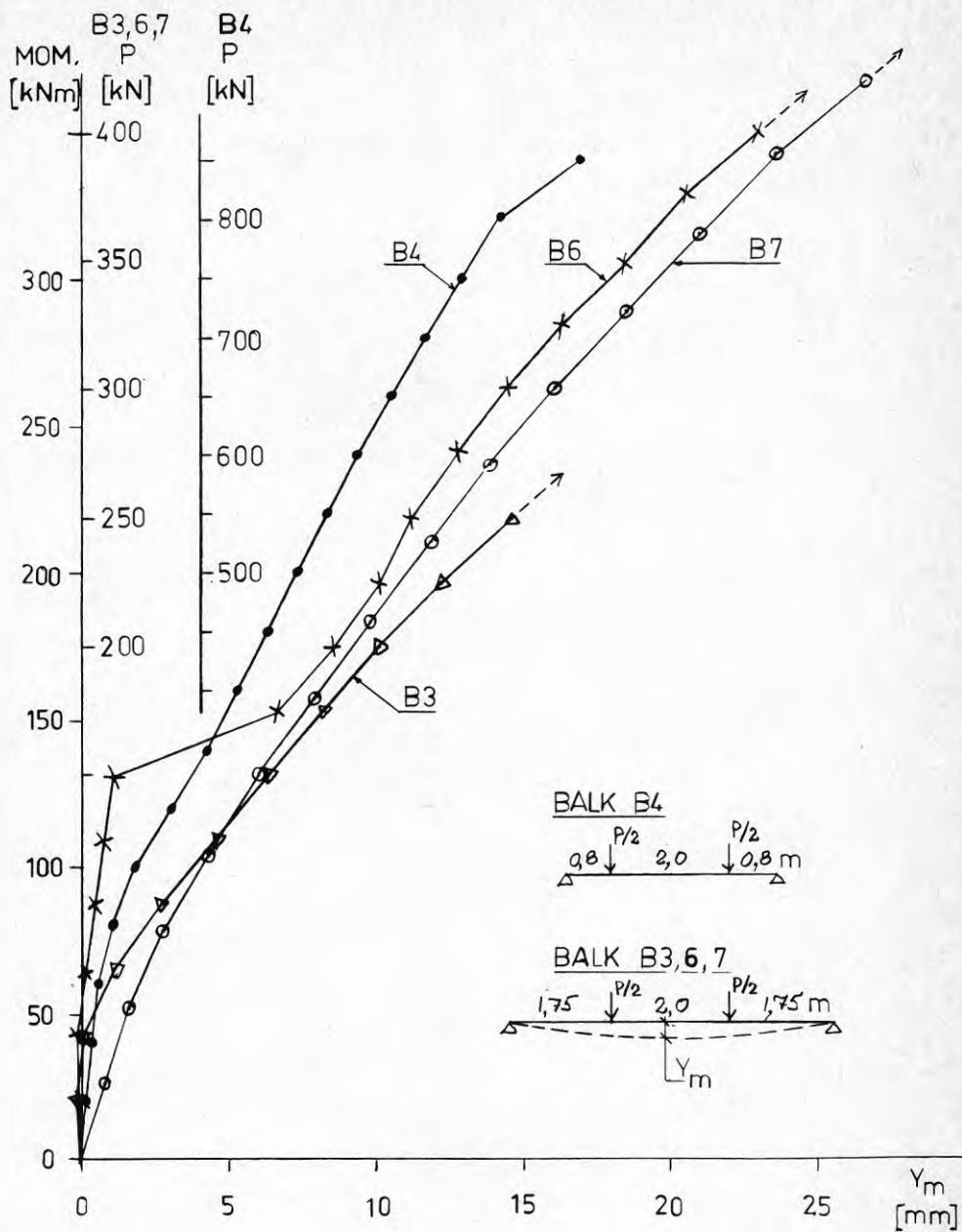
Last- moment-nedböjningskurvor redovisas för samtliga balkar i figur 13 och 14. Det framgår av figurerna att nedböjningen var gradvis tilltagande under hela belastningsförloppet upp till balkbrott.

Balk B5 som var fiberarmerad visade liknande tendenser men var totalt sett styvare. Brottet berodde givetvis på att dragarmeringen var för liten för att ensam kunna bära dragkraften då betongen nådde sin draghållfasthet och sprack.

Balk B6 fick en knäck i nedböjningskurvar vid laststeget 150 kN då en spricka slog upp och påverkade samtliga mätningar.



Figur 13. Mittnedböjning av last och moment för böjtryckbalkarna B1 och B2 samt för böjdragbalk B5.



Figur 14. Mittnedböjning av last och moment för skjuvbalkarna B3, B4, B6 och B7

### Töjningsfördelning

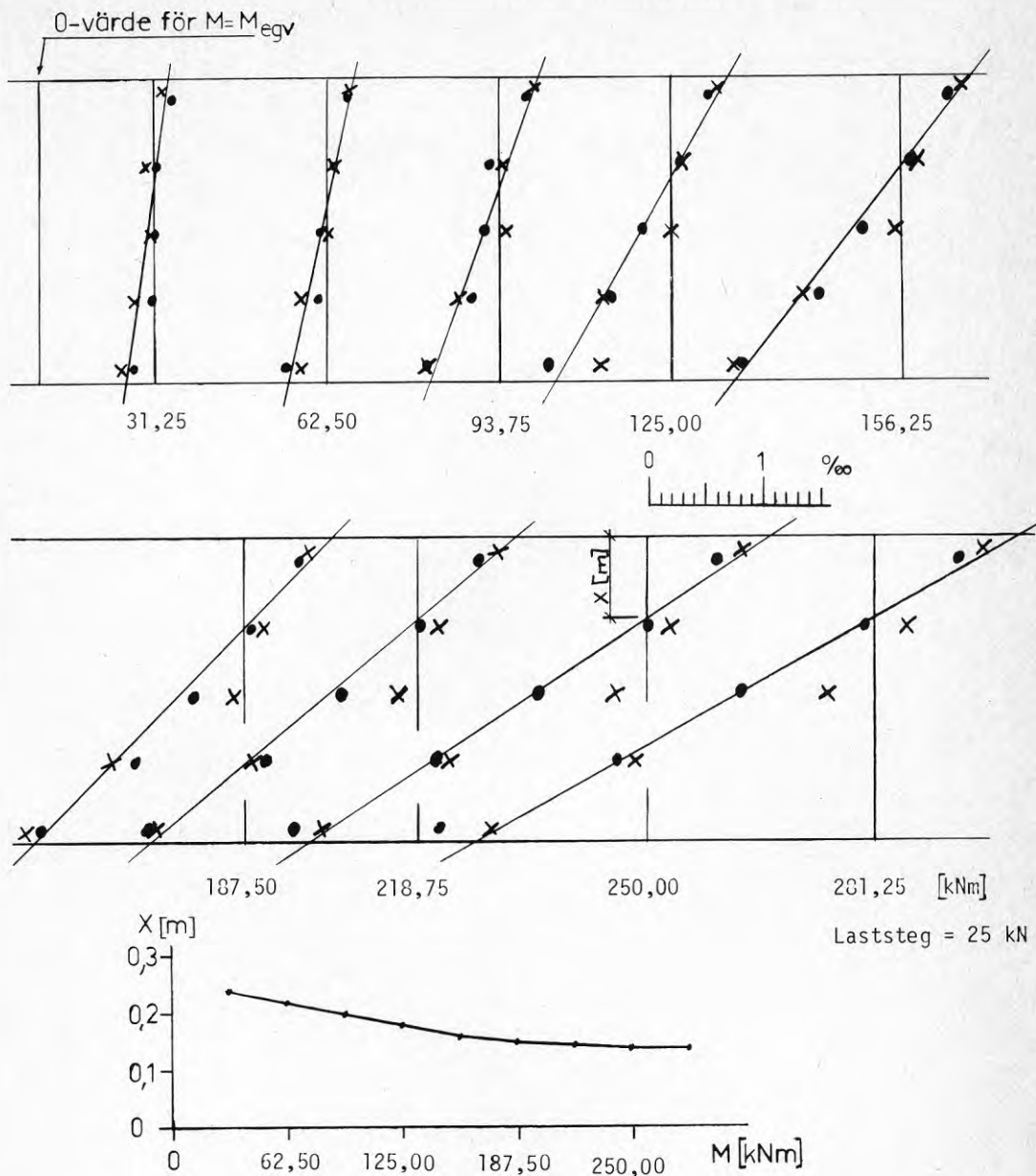
Töjningarna mättes med Steigermätare på fem nivåer på balkarnas sidor i balkmitt. Mätsträckornas placering framgår av figurerna 25 till 31. Med hjälp av den mätta töjningsfördelningen kunde neutrala lagrets läge fastställas för varje laststeg.

I figurerna 15 till 21 har töjningarna liksom neutrala lagrets läge inritats som en funktion av de påförda momenten av punktbelastningarna. Av figurerna framgår att tryckzonen ökar med ganska konstanta belopp ända till böjtryck- resp. skjuvbrott (balkarna B1, B3, B6 och B7).

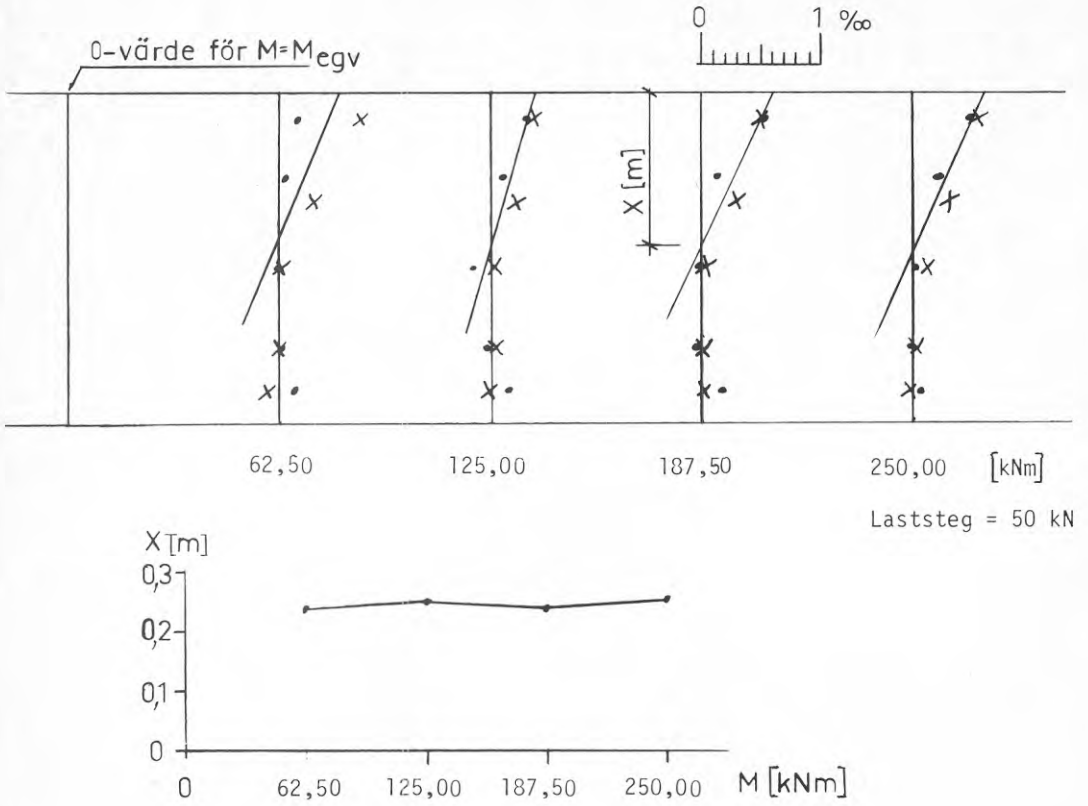
För balkarna B2 och B4 har töjningsmätarna på balkens dragsida inte givit några mätbara utslag. Detta kan bero på att sprickor slagit upp i närheten av mätarna men att också spänningsförloppet påverkats av att HJS-stålen var infettade och därför haft möjlighet att glida. Orsaken kan vara enahanda för töjningsmätarna på västra sidan för balk B3, vilken ej heller gav något nämnvärt utslag.

Den uppmätta tryckzonens storlek kan användas för beräkning av rimliga värden på uppnådda betonghållfastheter. Vidare medger uppmätningen en noggrannare bestämning av inre hävarmen och därmed av de uppnådda armeringsspänningarna som emellertid inte redovisas i detaljeftersom kontrollberäkningarna visa att det i inget fall var aktuellt med armeringsbrott.

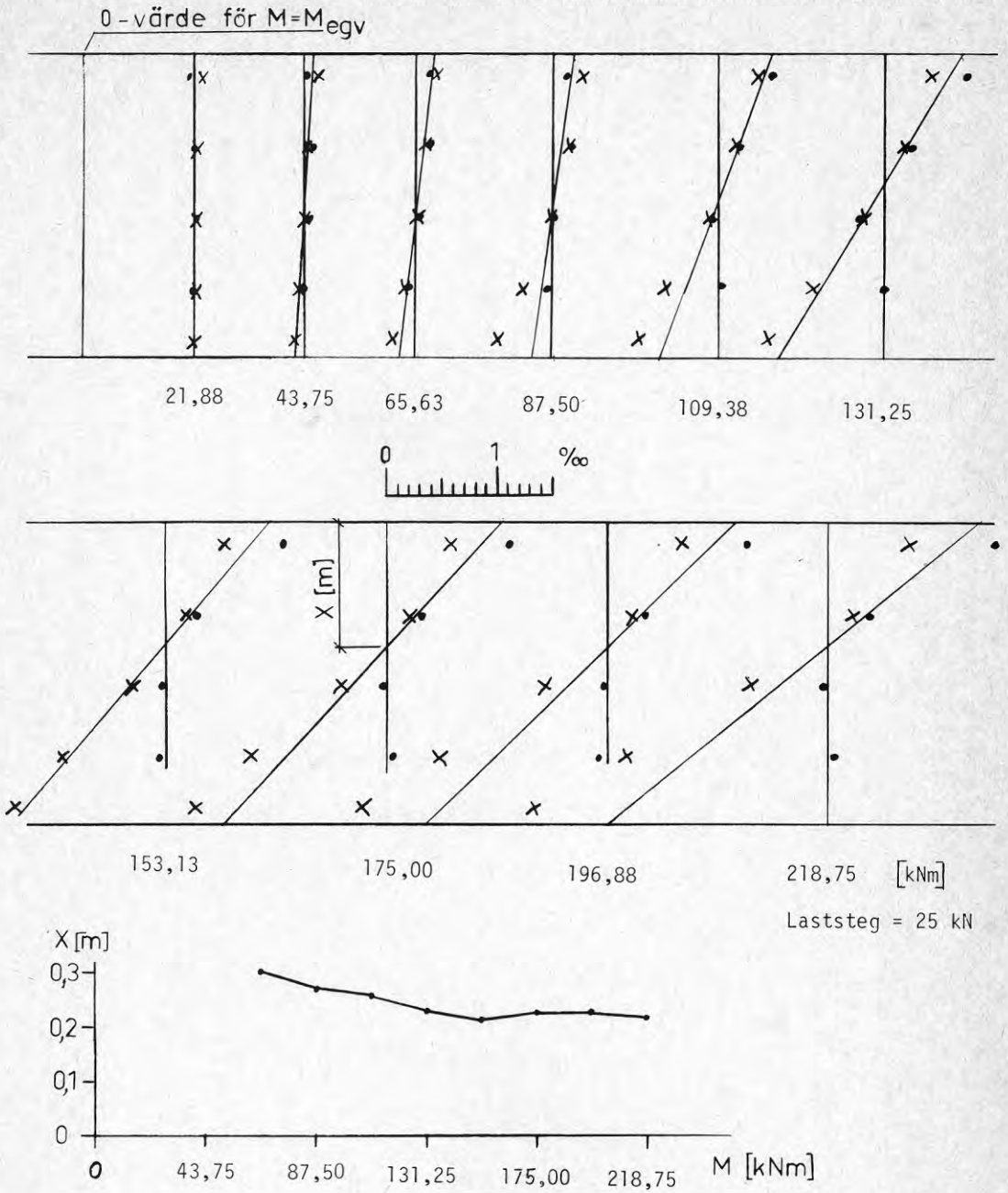
I figur 22 redovisas sambandet mellan betongstukning i balk överkant och påfört moment.



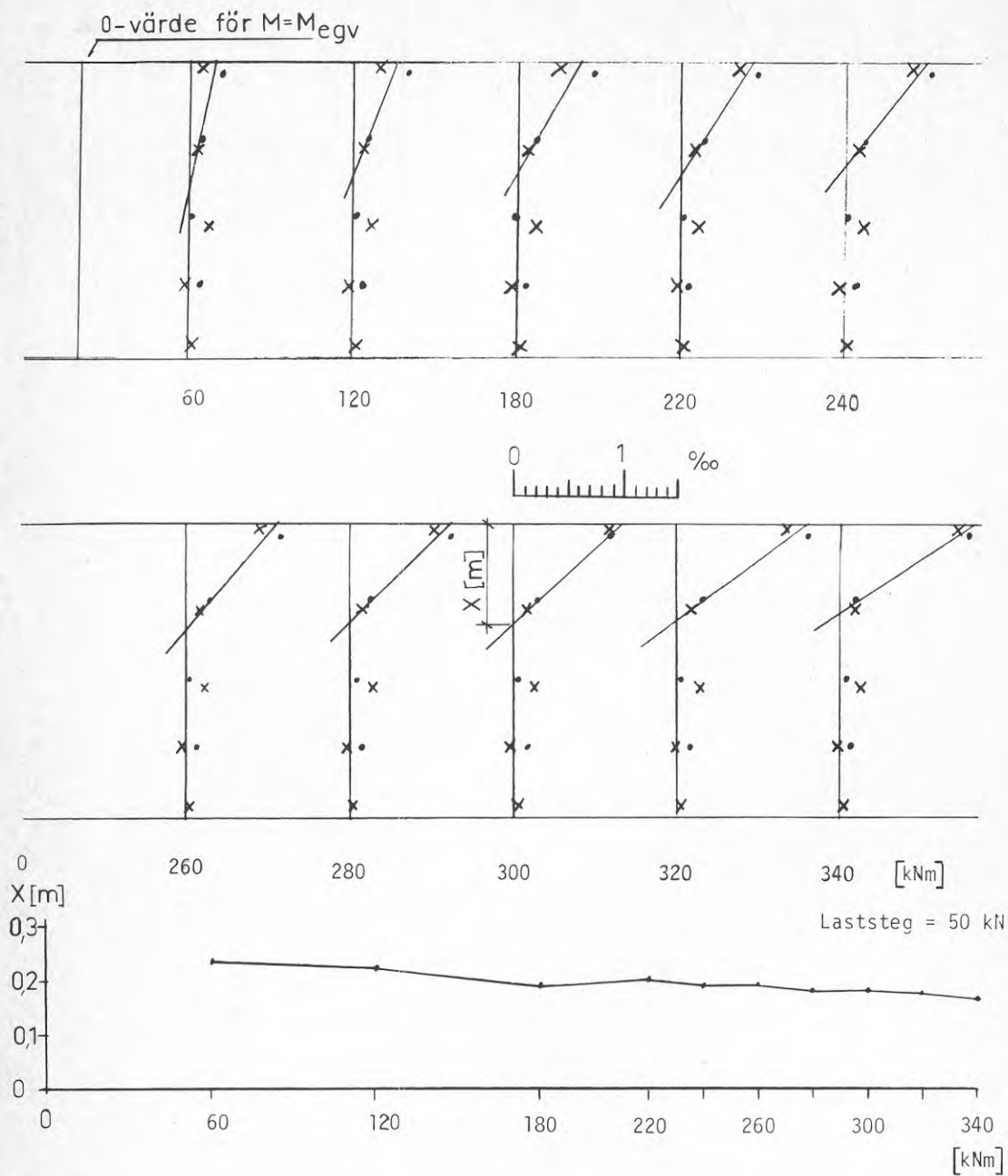
Figur 15. Balk B1. Töjningsdiagram och neutrallagrets läge.



Figur 16. BALK B2. Töjningsdiagram och neutrallagrets läge.

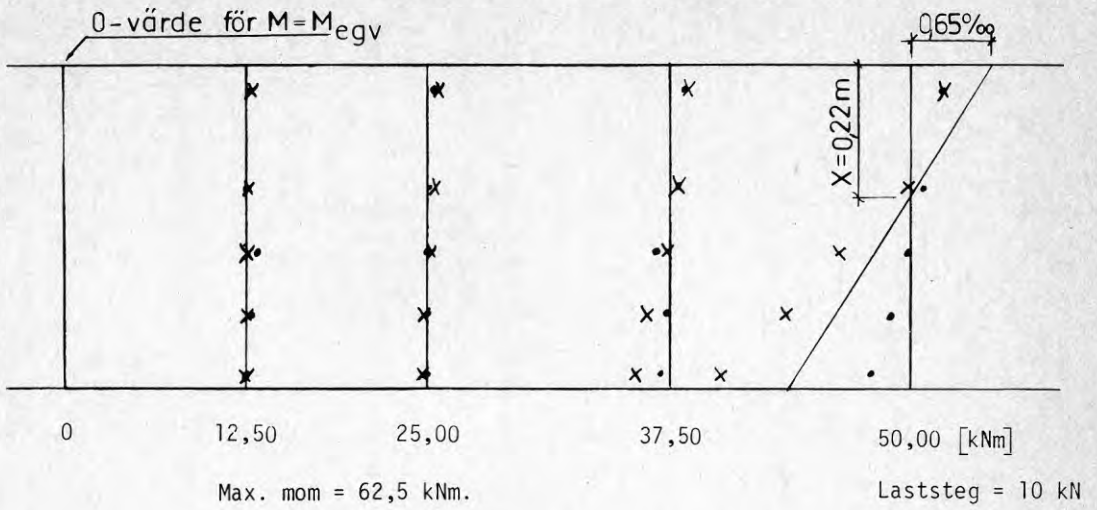


Figur 17. BALK B3. Töjningsdiagram och neutrallagrets läge.

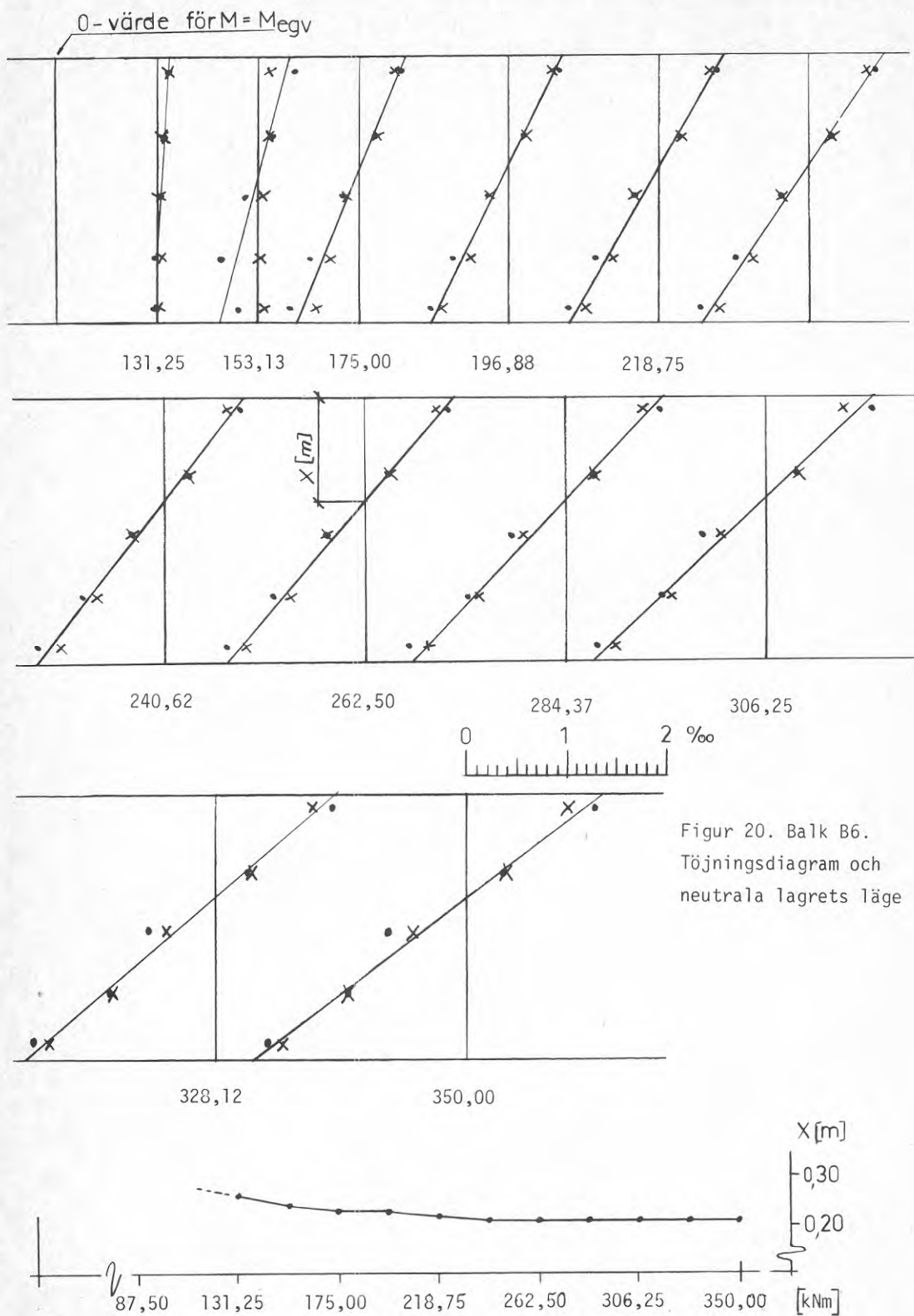


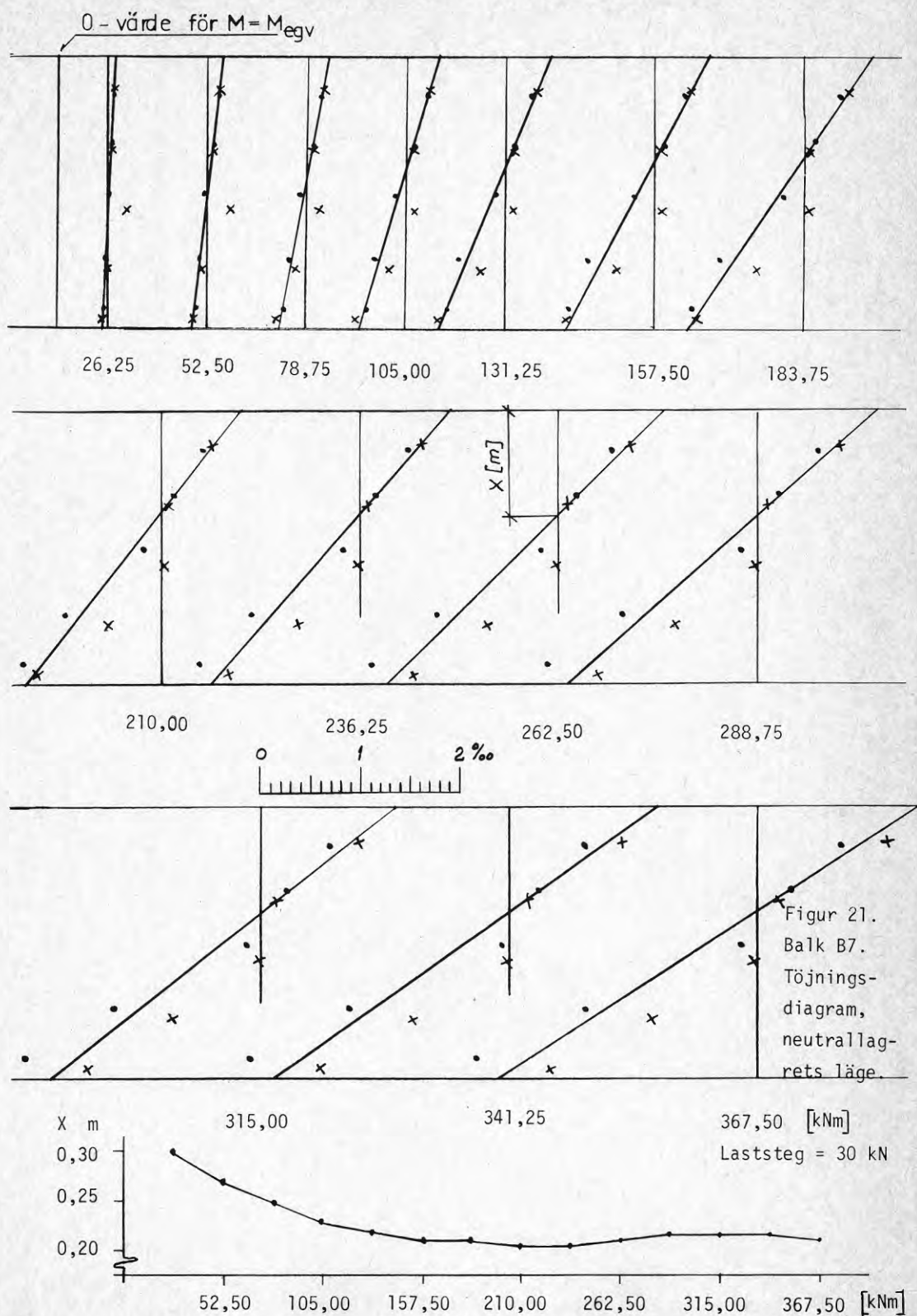
Figur 18. BALK B4. Töjningsdiagram och neutrallagrets läge.

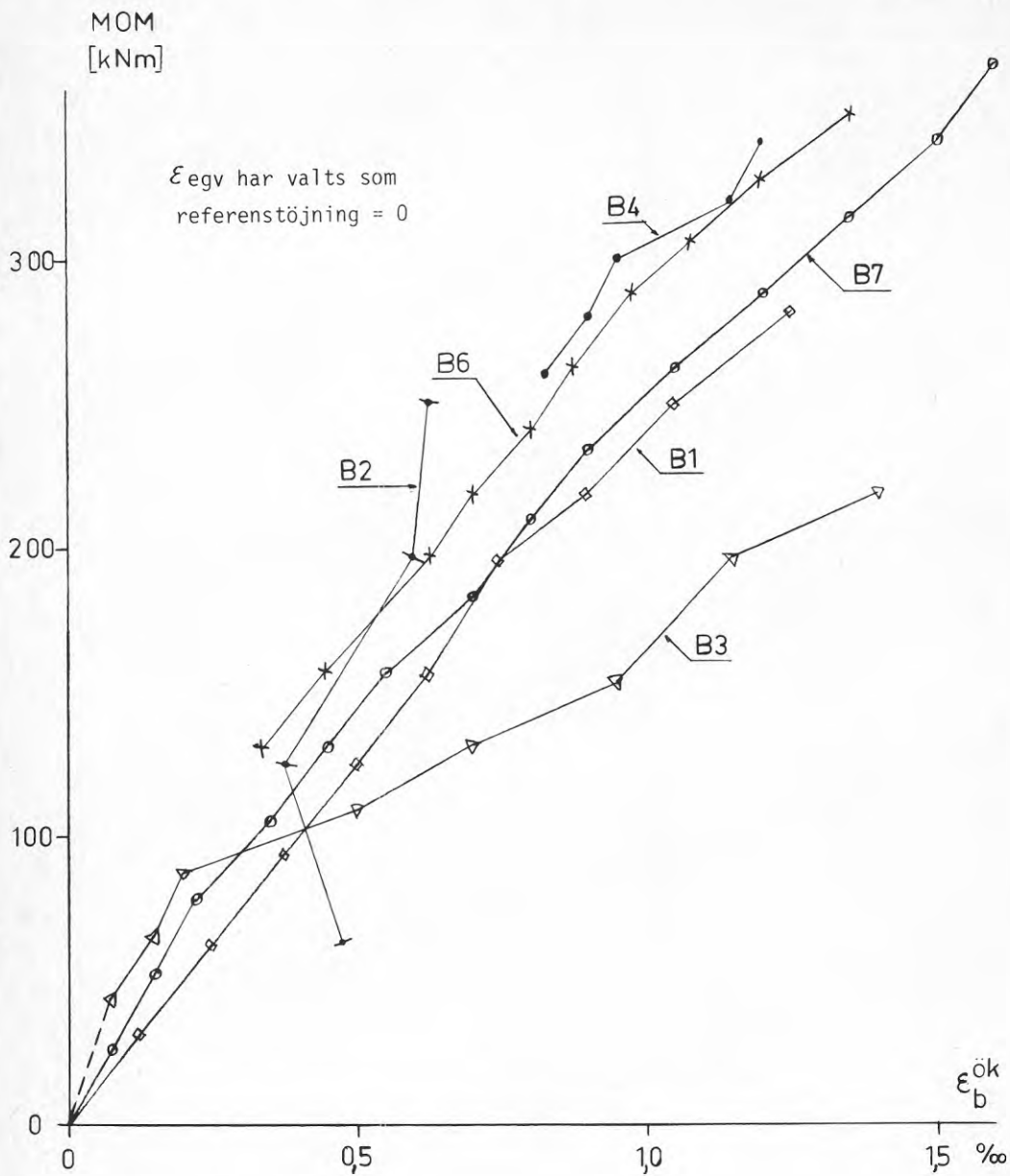




Figur 19. Balk B5. Töjningsdiagram och neutrala lagrets läge.







Figur 22. Balkarnas böjtryckförkortning under inverkan av påfört moment.

### Krökning

Balkarnas krökning mättes över balkarnas mittlinje vid dess översida med krökningsmätare av konventionell typ. I princip en rak stång 894 mm lång med upplag på balken i båda ändar samt en mätklocka på mitten. Mätklockan registrerar balkens mittnedböjning över mätsträckan. Vid mätningen registrerades ej balkens initialkrökning av egenvikt, varför denna ej ingår i mätresultaten.

Ur krökningen beräknades styvheterna ur formeln

$$1/g = \mathcal{E}/X = M/E \cdot I$$

där  $M$ ,  $\mathcal{E}$  och  $X$  kunde erhållas ur mätningarna. Resultaten redovisas i fig 23 och 24 samt i tabell 7.

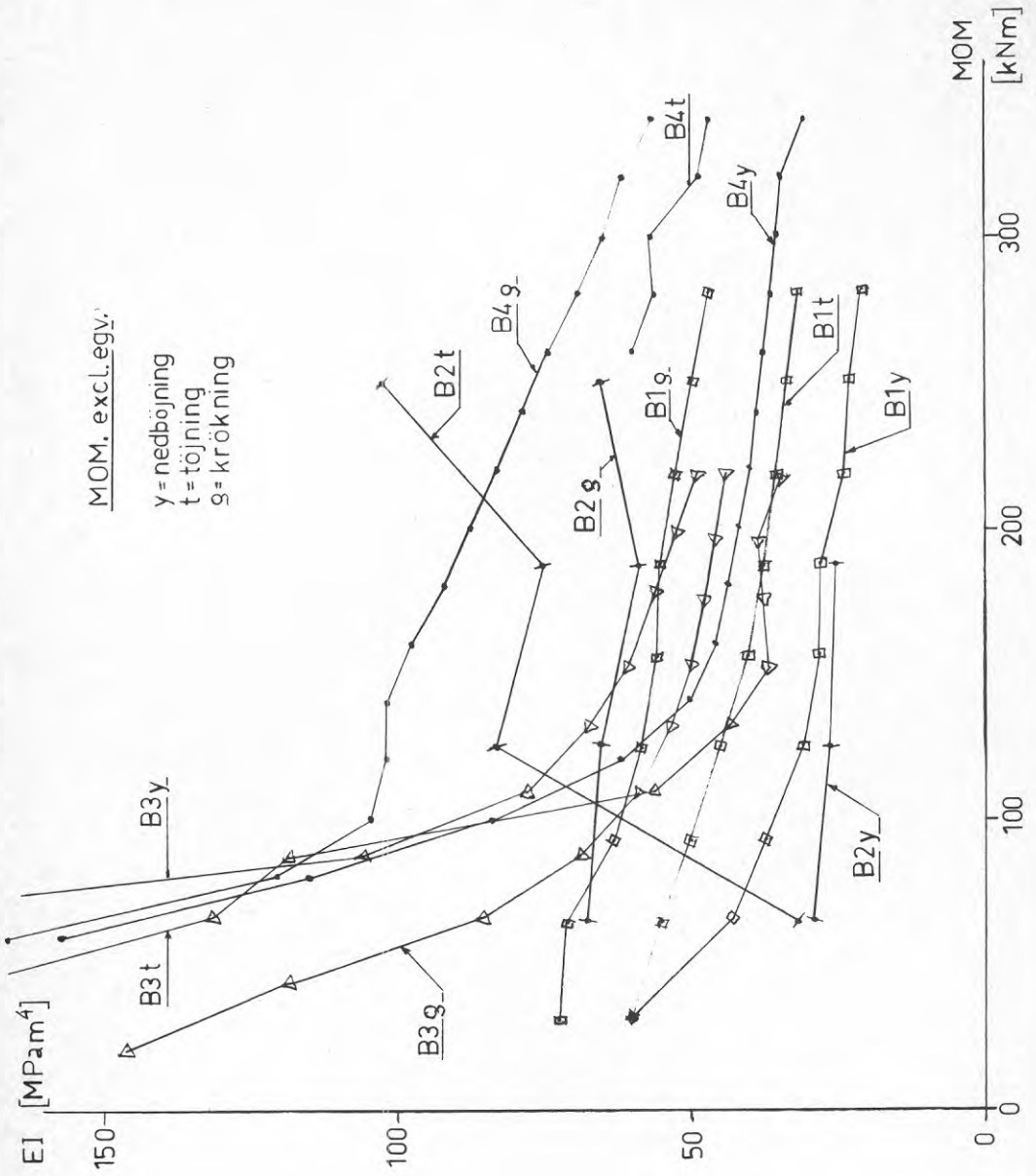
### Styvheter

Balkarnas styvheter sjunker med ökad belastning och med ökad uppsprickning av dragzonen. De från mätningarna beräknade styvheterna framgår av figurerna 23 och 24.

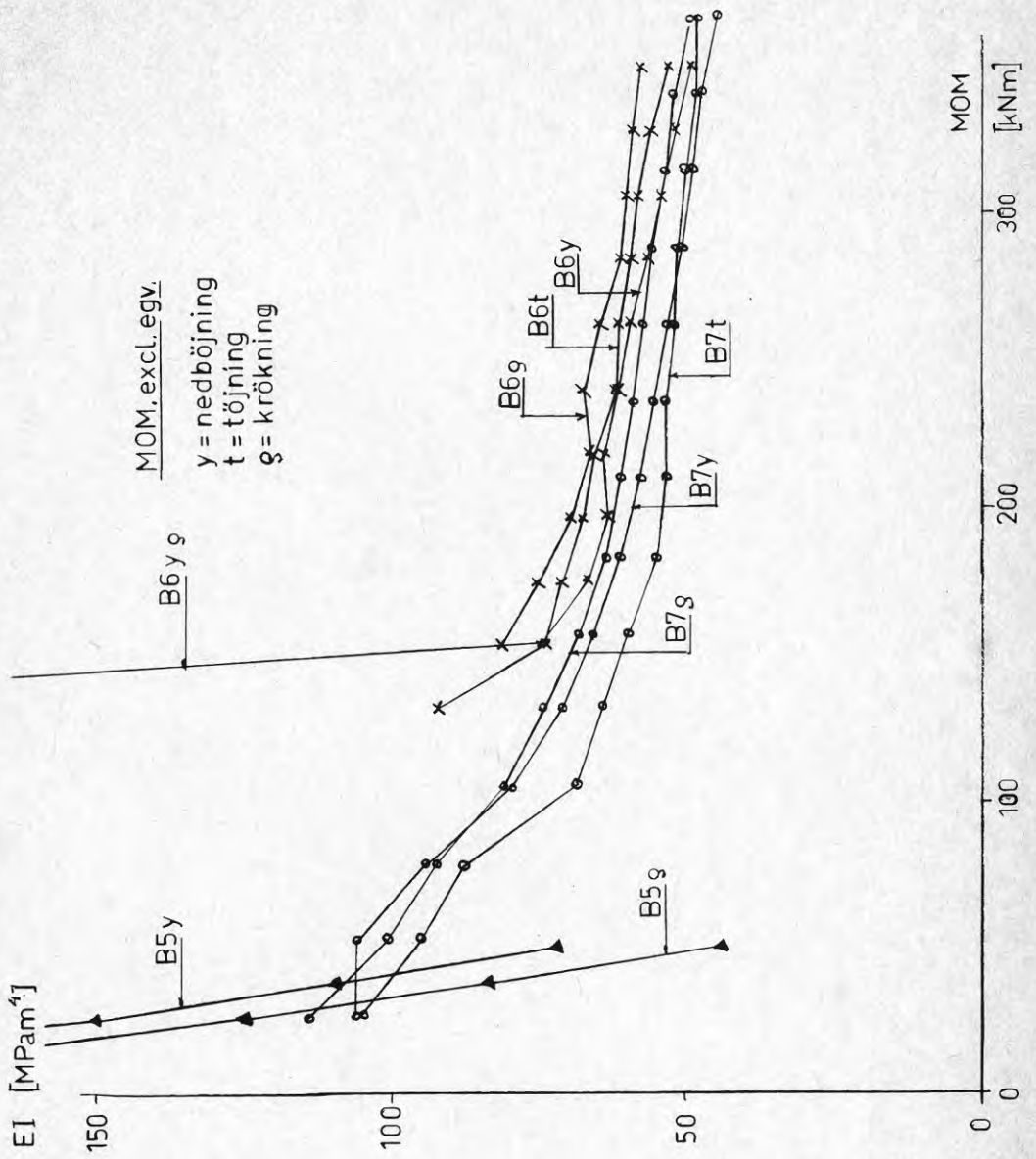
Styvheter beräknade på mätningar av nedböjning torde vara mest tillförlitliga för beräkning av balkars totala nedböjning, då inverkan av sprickor och varierande spänningsnivåer längs balken jämnas ut.

Krökningsmätning bör vara representativ för konstant moment och töjningsmätningarna slutligen ger upplysningar om lokala förhållanden.

I tabell 7 har sammanställts böjstyvheter beräkande dels på basis av uppmätt och uppsprucket tvärsnitt under antagandet av elasticitetsmodulen  $E = 14$  GPa, dels ur uppmätt nedböjning, krökning och töjning från näst sista laststeget. Beräknade och uppmätta styvheter överensstämmer någorlunda. Markant avvikande är de ur nedböjningsmätningarna för B1 och B2 beräknade styvheterna som är ungefär hälften av vad man kunde vänta. Det torde i huvudsak bero på armeringens glidning. Om man trots detta räknar medeltal blir uppmätt E-modul ca 14 GPa med maximal avvikelse uppåt och nedåt på cirka 50%, att jämföra med det från ballastens och brukets E-moduler med hänsyn till hålrum mm bedömda värdet 14 GPa. Man bör vid jämförelsen kom-



Figur 23. Från mätningar beräknade böjstyheter för balk B1, B2, B3 och B4.



Figur 24. Från mätningar beräknade böjstyheter för balk B5, B6 och B7.

ma ihåg att mätningarna skedde för den del av totallasten som överskrider egenvikten.

Någon större inverkan på nedböjningen för balk B2 syns inte de platsgjutna balkändarna ha haft, möjligen kan den tätare sprickfördelningen över mittspannet tyda på att armeringen haft en bättre ändförankring än hos balk B1.

I tabellerna 8 och 9 redovisas ur olika antaganden beräknade E-moduler.

Böjstyheter EJ i MPa m<sup>4</sup>

Balk	Beräknat	Uppmätta ur		
		Nedböjning y	Krökning $\varrho$	Töjning $\epsilon$
B1	49,9	25,1	49,6	33,3
B2	44,5	25,3	58,7	75,0
B3	48,7	52,7	45,7	38,5
B4	48,0	34,3	61,4	48,7
B5	76,0	71,8	44,2	-
B6	43,3	52,3	59,1	56,1
B7	48,3	47,3	52,1	48,9

Tabell 7. Böjstyheter beräknade på basis av uppmätt och uppsprucket tvärsnitt under antagande av elasticitetsmodulen  $E = 14$  GPa samt ur uppmätt nedböjning, krökning och töjning från näst sista laststeget före brott.

Elasticitetsmodul E i GPa

Balk	Uppmätt ur		
	Nedböjning y	Krökning $\varrho$	Töjning $\epsilon$
B1	7,1	14,0	9,4
B2	8,0	18,5	23,6
B3	15,2	13,2	11,1
B4	10,0	17,9	14,2
B5	13,2	8,2	-
B6	16,9	19,1	18,1
B7	13,7	15,1	14,3

Tabell 8. Elasticitetsmoduler beräknade på uppmätt och uppsprucket tvärsnitt enligt stadium IIB, näst sista laststeget före brott.



## Elasticitetsmodul E i GPa

Balk	Uppmätt ur		
	Nedböjning y	Krökning $\varrho$	Töjning t
B1	7,4	9,0	7,4
B2	3,5	8,2	3,8
B3	22,6	10,5	16,2
B4	18,8	20,0	-
B5	16,9	14,0	-
B6	47,5	45,5	11,3
B7	12,8	12,2	11,5

Tabell 9. Elasticitetsmoduler beräknade på uppmätt och homogent tvärsnitt enligt stadium I, lägsta last för vilken mätningarna medger någon tolkning. Resultaten visar att antagandet om stadium I är felaktigt för flera av balkarna. Egenvikten är en stor del av lasten.

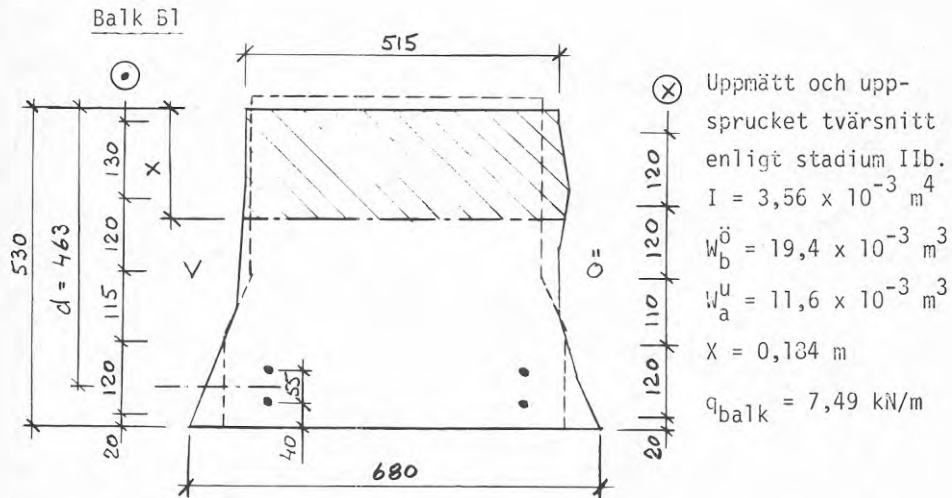
#### UPPMÄTT MOMENTKAPACITET

Egenviktsbelastningen för balkarna är så stor att den måste medtagas vid beräkning av totala momentkapaciteten. Vid bestämning av egenviktsbelastningen har antagits att kallmurskroppens bredd var 400 mm och att densiteten hos konglomeratet sten - injekteringsbruk är  $2600 \text{ kg/m}^3$  (sten  $2800 \text{ kg/m}^3$  med hålrumsprocenten  $\approx 33\%$ , injekteringsbruk  $2200 \text{ kg/m}^3$ ) och sprutbetongskiktet, även av fiberbetong, densiteten  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

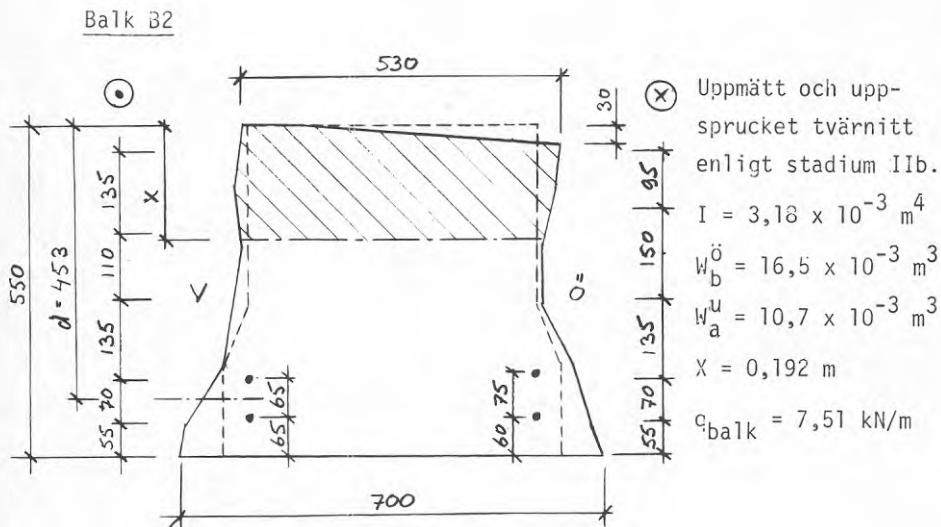
Vid beräkningen av böjtryckpåkänningar har böjmotståndet  $W_b^{\ddot{o}}$  bestämts för uppmätt och uppsprucket tvärsnitt enligt stadium IIb, fig 25 - 31. Vidare har böjtryckpåkänningen beräknats för balkarna under antagande av triangulär töjnings- och spänningsfördelning i tryckzonen enligt figurerna 15 - 21, vilka visar töjningsdiagram och neutrala lagrets läge. Töjningsmätarnas läge har markerats med  $\odot$  resp.  $\otimes$  i figurerna 25 - 31 nedan.

Bara balkarna B1 och B2 har erhållit böjtryckbrott, men momenten vid skjuvbrott har framräknats för övriga balkar och anger således enbart ett minsta värde på momentkapaciteten.

Balk B5 - fiberbetongbalken - erhöj givetvis böjdragbrott och här har böjdragpåkänningen framräknats under antagandet av uppsprucket tvärsnitt för den injekterade kallmursdelen, figur 29. Beräkningarna har sammanfattats i tabell 10.

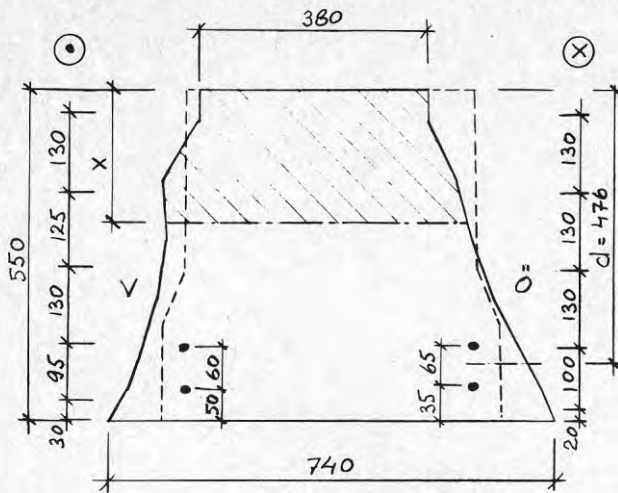


Figur 25. Uppmätt mittvärsnitt.  
Böjtryckbrott vid norra punktbelastningen.



Figur 26. Uppmätt mittvärsnitt.  
Böjtryckbrott vid norra punktbelastningen

Balk B3



Uppmätt och uppsprucket tvärsnitt enligt stadium IIb.

$$I = 3,48 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 17,0 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_a^u = 12,9 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

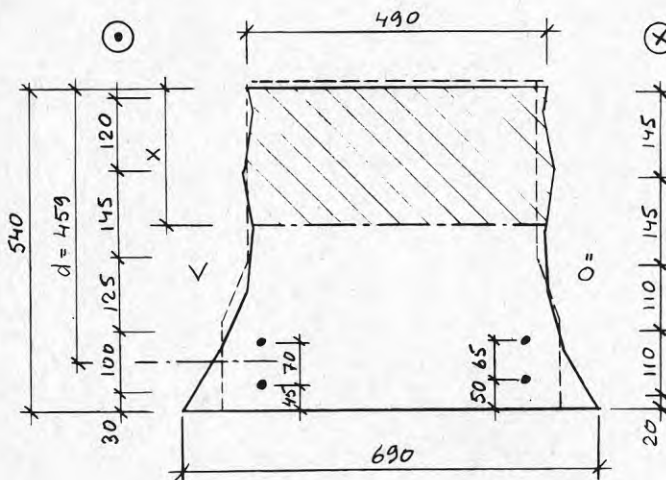
$$X = 0,205 \text{ m}$$

$$q_{\text{balk}} = 7,54 \text{ kN/m}$$

Figur 27. Uppmätt mittvärsnitt.

Skjuvbrott vid norra lastangreppet

Balk B4



Uppmätt och uppsprucket tvärsnitt enligt stadium IIb.

$$I = 3,43 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 18,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_a^u = 11,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

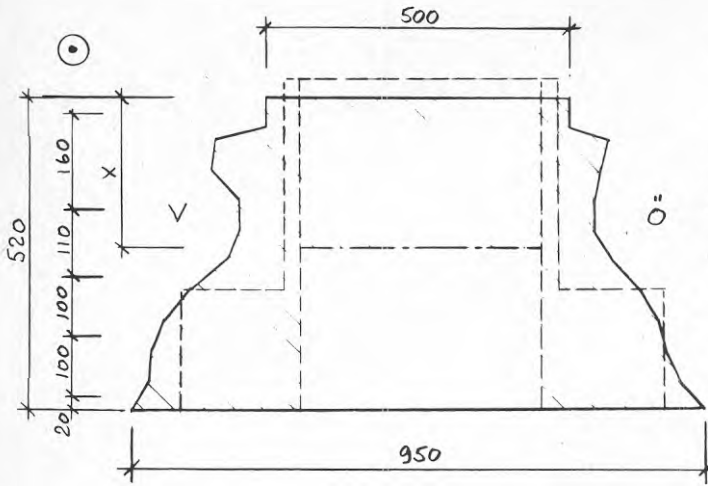
$$X = 0,188 \text{ m}$$

$$q_{\text{balk}} = 7,28 \text{ kN/m}$$

Figur 28. Uppmätt mittvärsnitt

Skjuvbrott vid norra upplaget och lastangreppet

Balk B5



⊗ Uppmätt tvärsnitt med uppsprucket tvärsnitt för kallmursdelen.

$$I = 5,43 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 21,7 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

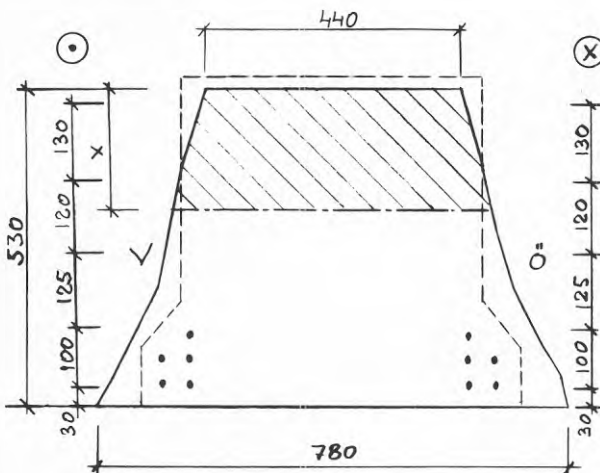
$$W_b^u = 20,1 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$x = 0,250 \text{ m}$$

$$q_{\text{balk}} = 9,18 \text{ kN/m}$$

Figur 29. Uppmätt mittvärsnitt  
Böjdragbrott mellan lastangreppen

Balk B6



Uppmätt och uppsprucket tvärsnitt enligt stadium IIb.

$$I = 3,09 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 16,8 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

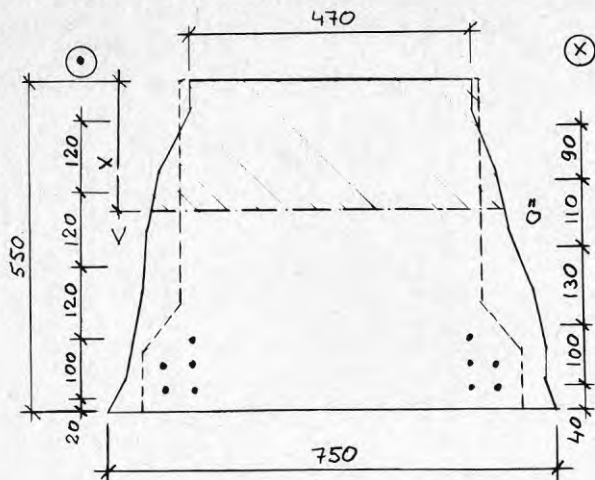
$$W_a^u = 10,0 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$x = 0,184 \text{ m}$$

$$q_{\text{balk}} = 7,67 \text{ kN/m}$$

Figur 30. Uppmätt mittvärsnitt.  
Skjuvbrott vid södra lastangreppet

Balk B7



Uppmätt och uppsprucket tvärsnitt enligt stadium IIb.

$$I = 3,45 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_b^{\ddot{o}} = 17,4 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_a^u = 11,1 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$X = 0,198 \text{ m}$$

$$q_{\text{balk}} = 8,10 \text{ kN/m}$$

Figur 31. Uppmätt mittvärsnitt.  
Skjuvbrott vid södra upplaget.

Balk	Uppmätt momentkapacitet inkl. egenviktsmoment		Uppmätt och uppsprucket tvärsnitt		Uppmätt töjningsdiagram					Anmärkning		
	$M_p$ kNm	$M_q$ kNm	$W_o$ $\times 10^{-3}$ m <sup>3</sup>	$\sigma_{\text{brott}}$ MPa	h m	X m	h-X/3 m	$b_w$ m	$T_{\text{brott}}$ MN		$\sigma_{\text{brott}}$ MPa	
B1	281	42	323	19,4	16,7	0,463	0,140	0,416	0,515	0,778	21,6	Böjtryckbrott
B2	313	42	355	16,5	21,5	0,453	0,165	0,398	0,530	0,894	20,5	Böjtryckbrott
B3	>241	29	>270	17,0	>15,9	0,476	0,220	0,403	0,380	>0,668	>16,0	Skjuvbrott
B4	>340	12	>352	18,2	>19,3	0,459	0,165	0,404	0,490	>0,871	>21,5	Skjuvbrott
B6	>372	29	>401	16,8	>23,9	0,450	0,205	0,382	0,440	>1,079	>23,9	Skjuvbrott
B7	>394	31	>425	17,4	>24,4	0,480	0,210	0,410	0,400	>1,035	>24,6	Skjuvbrott
	Medelvärde				>20,3						>21,3	
B5	62,5	56,2	119	$W_u$ $10^{-3}$ m <sup>3</sup>	$\sigma_{\text{brott}}$ MPa	h m	h-X m	$\rho$ m	$b_w$ m	$D_{\text{brott}}$ MN	$\sigma_{\text{brott}}$ MPa	Böjdragbrott
				20,1	5,9	0,520	0,270	0,347	0,550	0,342	4,6	

Tabell 10. Uppmätt momentkapacitet inkl. egenviktsmoment och beräknade böjtryckpåkänningar (vid B5 böjdrag) vid böjtryck- eller skjuvbrott.

## UPPMÄTT SKJUVPACITET

Balkarnas uppmätta skjuvpacitet ställs här nedan i relation till vad som är känt från försök på balkar av vanlig betong. En sammanställning av ett stort antal försök har gjorts av Hedman och Losberg 1975, [2]. Uppsatsen är dessutom lätt tillgänglig varför den väljes för jämförelse med vanlig betong. I sammanställningen visas hur nominell skjuvpåkänning beräknad som kvoten mellan tvärkraft och arean  $b_w \times d$  beror på balkhöjden  $d$ , armeringsinnehållet  $\rho$ , skjuvspannet  $a$  och betonghållfastheten  $f_{ccm}$ . För skjuvspann  $a \geq 3d$  är det enligt Hedman och Losberg på säkra sidan att sätta  $V_u/b_w \cdot d(1,6-d) \sqrt{f_{ccm}(1+50\rho)} =$  konstant om  $d \leq 0,6$  m och  $\rho = A_s/bd \leq 0,02$ .  $A_s$  är armeringens area,  $b_w$  balkens bredd och  $d$  balkens effektiva höjd.

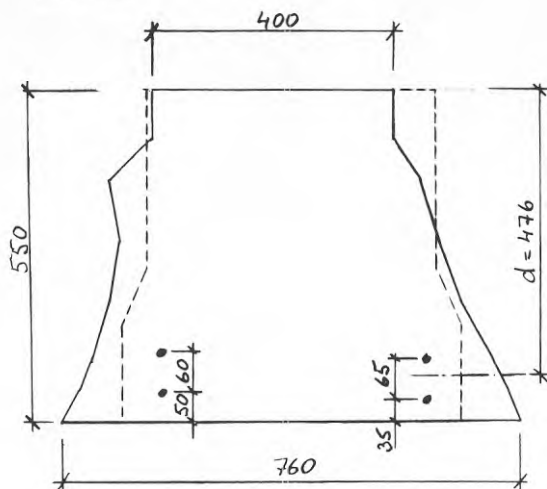
Vid analysen av kallmursbalkarna har vi haft problem med jämförelserna eftersom  $b_w$  varierar över balkhöjden, se figurer 32 - 37. Vi har därför valt att göra analysen med två olika värden på bredden  $b_w$ , dels minsta värdet  $b_w^{min}$  som mätts vid balkens överkant (där dock skjuvpåkänningen är noll), dels medelvärdet  $d_w^{medel}$  beräknat för hela effektiva balkhöjden  $d$ . För varje balk erhålls således två värden på  $f_v = V_u/b_w \times d$  varav det mindre är så att säga på säkra sidan.

Resultaten från proven på kallmursbalkarna har analyserats och redovisas i figur 32 - 37 och i tabell 11. Resultaten visas grafiskt i figur 38, 39 och 40. I figur 38 visas  $f_v$ :s armeringsberoende och i figur 39 dess balkhöjdsberoende, vilket senare görs för fullständighetens skull. (Alla balkar har haft nästan samma höjd varför det senare endast görs för fullständighetens skull). I figur 40 slutligen visas skjuvspanneffekten. I figurerna har även vissa av Hedman och Losberg beräknade samband inlagts för jämförelsens skull. Brottsnittens dimensioner framgår av figurerna 32 till 37.

Cylinderhållfastheten hos kallmurskonglomeratet (sprutbetong, sten och injekteringsbetong) har med hänsyn till provningsresultaten antagits till  $f_{ccm} = 30$  MPa dvs.  $\sqrt{f_{ccm}} = 5,48$ . Skjuvtvärsnittens mått m.m. följer nedan.

Balkarna B1 och B2 böjdes av och redovisas därför separat nedan.

Balk B3



Uppmätt tvärsnitt  
vid norra lastan-  
greppet.

$$d = 0,476 \text{ m}$$

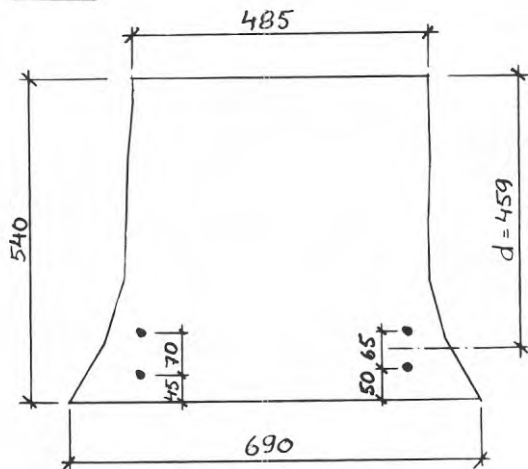
$$b_w^{\text{min}} = 0,400 \text{ m}$$

$$b_w^{\text{medel}} = 0,525 \text{ m}$$

Figur 32. Uppmätt skjuvtvärsnitt.

Skjuvbrott ca 1,0 m från norra upplaget.

Balk B4



Uppmätt tvärsnitt  
vid norra lastan-  
greppet.

$$d = 0,459 \text{ m}$$

$$b_w^{\text{min}} = 0,485 \text{ m}$$

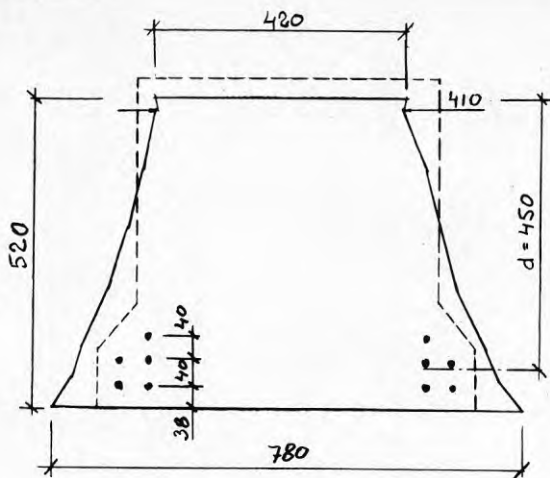
$$b_w^{\text{medel}} = 0,510 \text{ m}$$

Figur 33. Uppmätt skjuvtvärsnitt.

Skjuvbrott vid norra upplaget.



## Balk B6



Uppmätt tvärsnitt  
vid södra lastan-  
greppet.

$$d = 0,450 \text{ m}$$

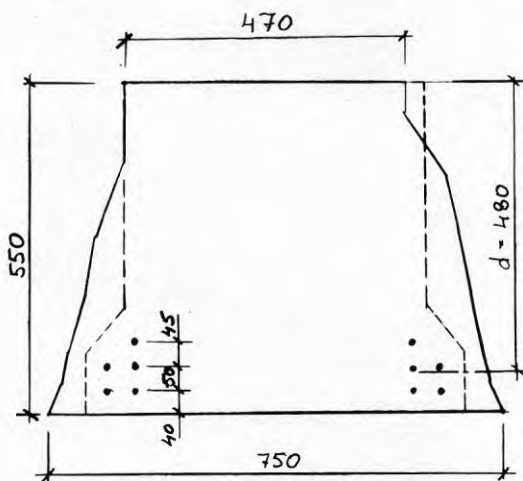
$$b_w^{\min} = 0,410 \text{ m}$$

$$b_w^{\text{medel}} = 0,545 \text{ m}$$

Figur 34. Uppmätt skjuvtvärsnitt.

Skjuvbrott ca 1,0 m från södra upplaget

## Balk B7



Uppmätt tvärsnitt  
vid södra lastan-  
greppet.

$$d = 0,480 \text{ m}$$

$$b_w^{\min} = 0,470 \text{ m}$$

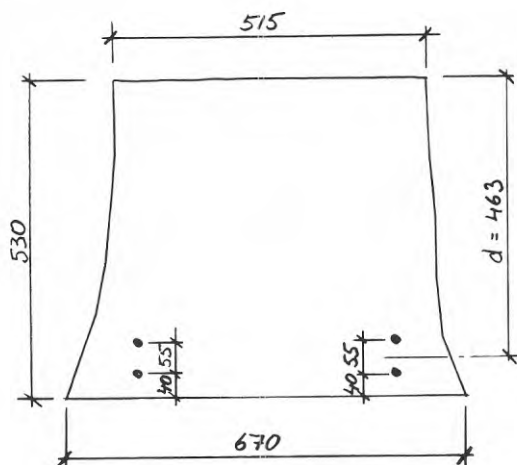
$$b_w^{\text{medel}} = 0,580 \text{ m}$$

Figur 35. Uppmätt skjuvtvärsnitt

Skjuvbrott vid södra upplaget

Tvärsnittmått för beräkning av skjuvpåkänningar i balkens skjuvspann vid uppnått böjtryckbrott.

Balk B1



Uppmätt tvärsnitt  
vid norra last-  
angreppet.

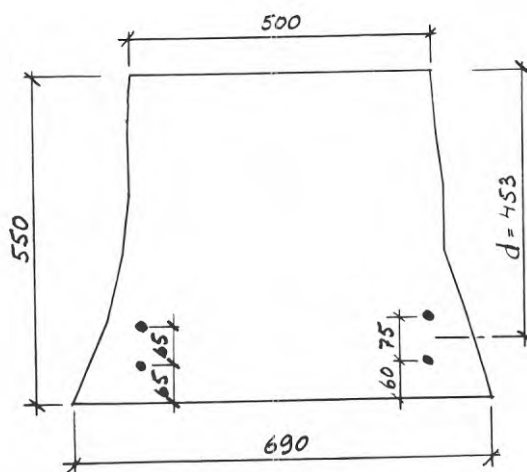
$$d = 0,463 \text{ m}$$

$$b_w^{\min} = 0,515 \text{ m}$$

$$b_w^{\text{medel}} = 0,550 \text{ m}$$

Figur. 36. Uppmätt tvärsnitt vid norra lastangreppet

Balk B2



Uppmätt tvärsnitt  
vid norra last-  
angreppet.

$$d = 0,453 \text{ m}$$

$$b_w^{\min} = 0,500 \text{ m}$$

$$b_w^{\text{medel}} = 0,540 \text{ m}$$

Figur 37. Uppmätt tvärsnitt vid norra lastangreppet.

Balk	Skjuvkapacitet av punktlast och egenvikt balk			Uppmätta tvärsnitt			Skjuvpåkänning	
	$V_p$ kN	$V_q$ kN	$\Sigma V$ kN	d m	$b_w^{\min}$ m	$b_w^{\text{medel}}$ m	$f_v^{\max}$ MPa	$f_v^{\text{medel}}$ MPa
B1	>112,5	23,2	>135,7	0,463	0,515	0,550	>0,570	>0,533
B2	>125,0	23,9	>148,9	0,453	0,500	0,540	>0,658	>0,609
B3	137,5	13,2	150,7	0,476	0,400	0,525	0,791	0,603
B4	425,0	11,6	436,6	0,459	0,485	0,510	1,965	1,870
B6	212,5	19,2	231,7	0,450	0,410	0,545	1,255	0,945
B7	225,0	26,7	251,7	0,480	0,470	0,580	1,158	0,911

Tabell 11. Uppmätt skjuvkapacitet och beräknad skjuvpåkänning vid skjuvbrott eller (för balkarna B1 och B2) böjtryckbrott.  
 $f_v = V/b_w \times d$

Balk	Skjuvpåkänning		Armering	$\rho = A_s/b_w \times d$		$y = f_v/(1,6-d) \sqrt{f_{ccm}}$	
	$f_v^{\max}$ MPa	$f_v^{\text{medel}}$ MPa	$A_s$ $\times 10^{-4} \text{ m}^2$	$\rho^{\max}$ $\times 10^{-3}$	$\rho^{\text{medel}}$ $\times 10^{-3}$	$y^{\max}$	$y^{\text{medel}}$
	B1	>0,570	>0,533	21,24	8,92	8,35	>0,092
B2	>0,658	>0,609	21,24	9,39	8,69	>0,105	>0,097
B3	0,791	0,603	21,24	11,15	8,50	0,128	0,098
B4				9,54	9,07		
B6	1,255	0,945	20,10	10,90	8,20	0,199	0,150
B7	1,158	0,911	20,10	8,91	7,22	0,189	0,149

Data över  $b_w$  och  $d$  se tabell 11.

$$\sqrt{f_{ccm}} = 5,48$$

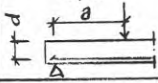
Tabell 12. Beräkning av  $y = f_v/(1,6-d) \sqrt{f_{ccm}}$  och armeringsinnehållet  $\rho$  för jämförelse med normalbetongbalkar med olika  $\rho$ . Se figur 38 och [2].

Balk	Skjuvpåkänning		$1+50A_s/b_w \cdot d$		Eff. höjd d m	$y=f_v/(1+50\varrho) \sqrt{f_{ccm}}$	
	$f_v^{\max}$ MPa	$f_v^{\text{medel}}$ MPa	$1+50\varrho^{\max}$	$1+50\varrho^{\text{med}}$		$y^{\max}$	$y^{\text{medel}}$
B1	>0,570	>0,533	1,45	1,42	0,463	>0,0720	>0,0687
B2	>0,658	>0,609	1,47	1,43	0,453	>0,0818	>0,0775
B3	0,791	0,603	1,58	1,43	0,476	0,0915	0,0769
B4							
B6	1,255	0,945	1,55	1,41	0,450	0,148	0,122
B7	1,158	0,911	1,45	1,36	0,480	0,146	0,122

Data över  $\varrho$  se tabell 12.

$$\sqrt{f_{ccm}} = 5,48$$

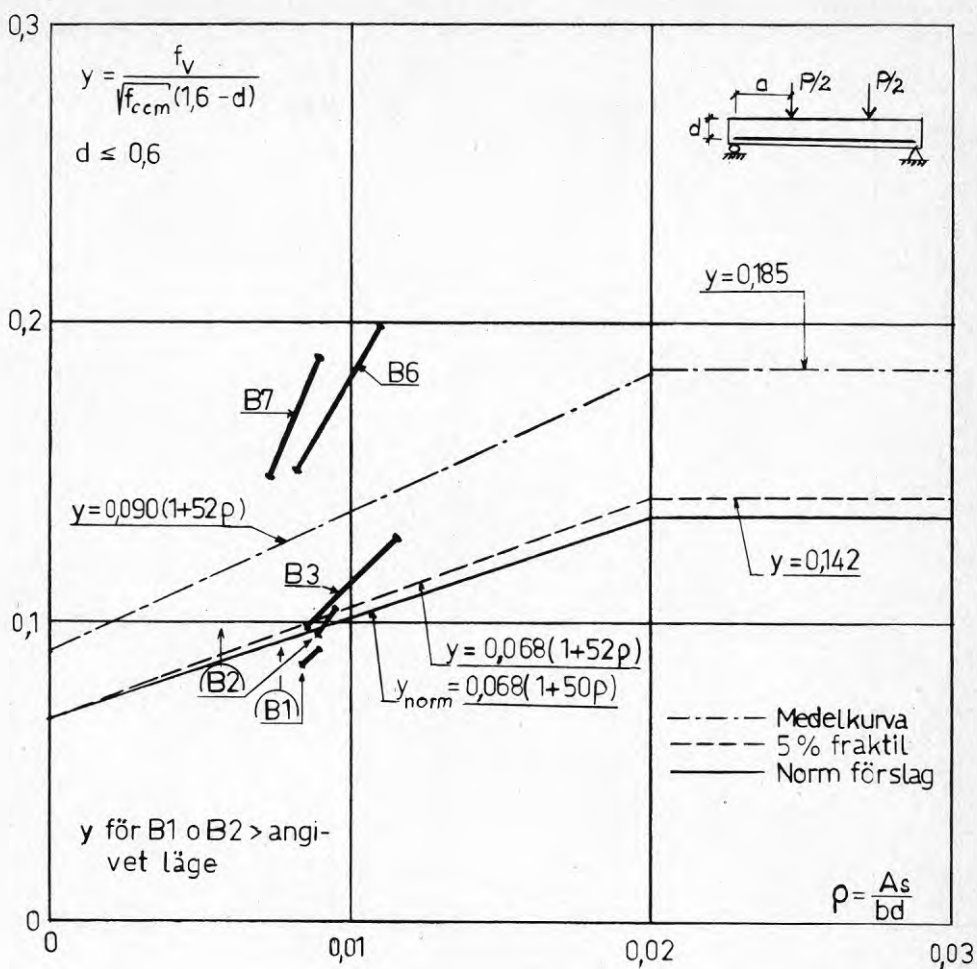
Tabell 13. Beräkning av  $y = f_v/(1+50\varrho) \sqrt{f_{ccm}}$  och effektiva höjden  $d$  för jämförelse med normalbetongbalkar med olika  $d$ . Se figur 39 och [2].

Balk	Skjuvpåkänning		Skjuvspann  a/d	$y = f_v/(1,6-d)(1+50\varrho) \sqrt{f_{ccm}}$	
	$f_v^{\max}$ MPa	$f_v^{\text{medel}}$ MPa		$y^{\max}$	$y^{\text{medel}}$
B1	>0,570	>0,533	5,41	>0,0637	>0,0604
B2	>0,658	>0,609	5,53	>0,0712	>0,0675
B3	0,791	0,603	3,68	0,0814	0,0684
B4	1,967	1,870	1,74	0,213	0,206
B6	1,255	0,945	3,89	0,129	0,106
B7	1,158	0,911	3,65	0,131	0,109

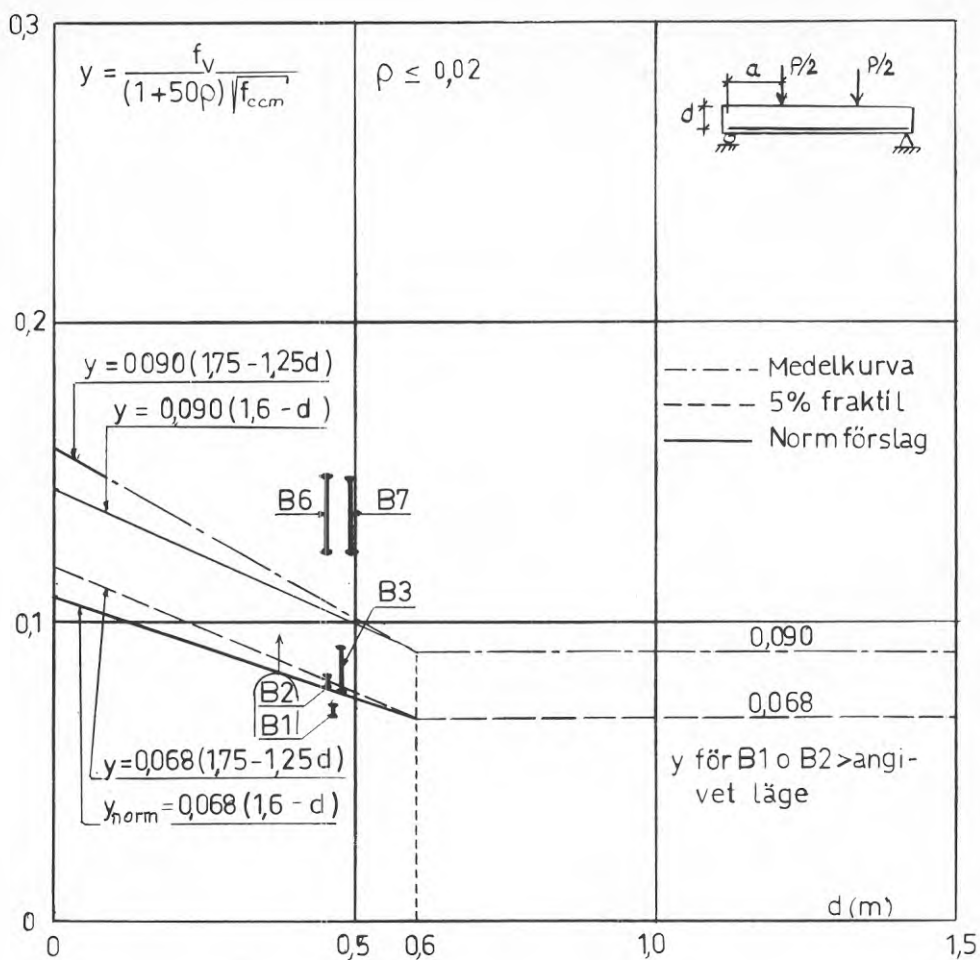
Data över  $d$  se tabell 11, över  $\varrho$  se tabell 12.

$$\sqrt{f_{ccm}} = 5,48$$

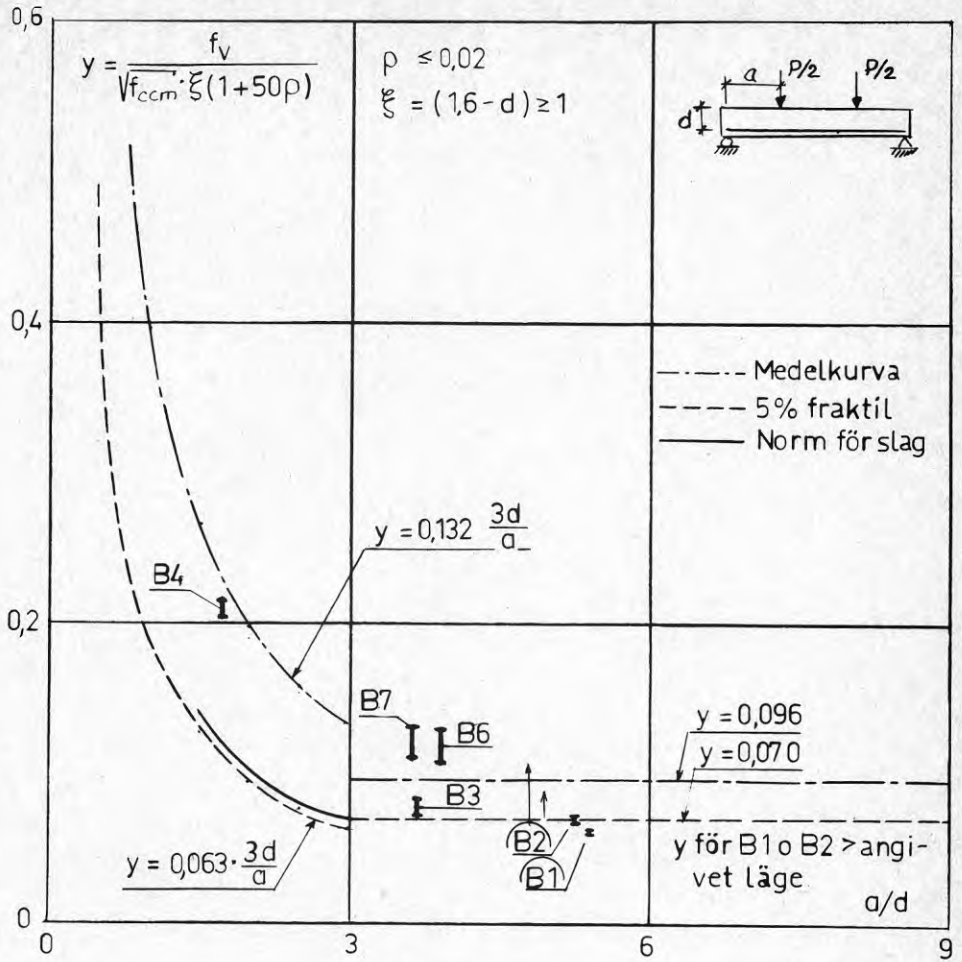
Tabell 14. Beräkning av  $y = f_v/(1-1,6d)(1+50\varrho) \sqrt{f_{ccm}}$  och skjuvspannet  $a/d$  för jämförelse med normalbetongbalkar med olika skjuvspann. Se figur 40 och [2].



Figur 38. Inverkan av dragarmeringsinnehållet  $\rho$  på nominella skjuvhållfastheten  $f_v = V_u/b_w \times d$  med samband enligt [2]. Två kallmursbalkar faller över och en faller under medelkurvan för normalbetongbalkar. (B1 och B2 böjdes av).



Figur 39. Inverkan av konstruktionshöjden  $d$  på nominella skjuvhållfastheten  $f_v = V_u/b \times d$  med samband enligt [2] inlagda.



Figur 40. Inverkan av skjuvspannet  $a/d$  på nominella skjuvhållfastheten  $f_v = V_u/b \times d$  med samband enligt [2] inlagda. B4 ligger nära medelkurvan liksom B3, B6 och B7. Balkarna B1 och B2 böjdes av.

## SAMMANFATTNING

### Tillverkningssynpunkter

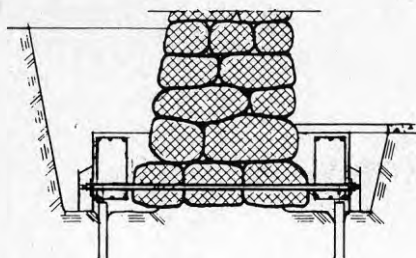
Vid förstärkning av gamla kallmurar önskar man ofta åstadkomma kontinuitet i murens längdriktning, dvs. någon sorts balk som utjämnar de olika grundtrycken. I extremfallet lokaliseras bäringen till punkter såsom pålok eller andra undergjutningar. I enklare fall önskar man överbrygga småskador och ojämna sättningar i en gammal rustbädd eller över rörgravar och dylikt. Man kan tänka sig flera varianter med olika hög grad av engagemang hos kallmuren för ett nytt funktionssätt.

Ett enkelt sätt att åstadkomma en mur som bär i längsled, då man har plats och möjligheter att gräva ett dike på vardera sidan om kallmuren, är att gjuta en armerad betongbalk på var sida. De båda nya balkarna tar hela den bärande funktionen. Betongbalkarna förbinds på ett eller annat sätt med kallmuren och det ovanpåliggande huset. Vid stora moment blir de nya balkarna platskrävande. Figur 41 ur [4].

Nästa steg i integration är att man gräver på båda sidor om kallmuren och rensar ytan en bit in så långt det går med skrapning och spolning. Därefter sprutar man på ganska tjocka lager av sprutbetong med armering. På så sätt får man två höga balkar av sprutbetong plus ev. någon del av kallmuren som integreras med de två skivorna. Skivorna kan förbindas sinsemellan med tvärgående stag som rostskyddsbehandlas. Eventuellt förspänns stagen. Stabilator AB har utfört förstärkningsarbeten av kallmurar med sprutbetongskikt och tvärgående stag, dock ej i avsikt att åstadkomma bärande balkar mellan pålok och dylikt. Se figur 42 och [5].

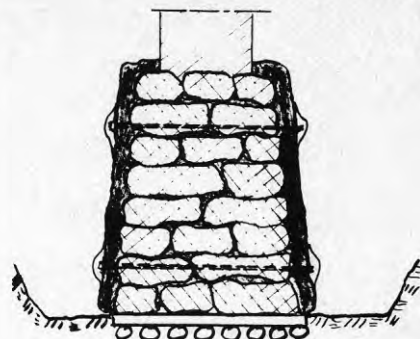
Yttersta steget i integration är att man gör om kallmuren till en armerad betongbalk med mycket stora stenar som ballast. Det är detta sistnämnda sätt som studeras i denna rapport. Först gräves diken på ömse sidor om muren. Därefter rensas ytorna och det yttre murskiktet så långt in det går. Så sprutas ett tunnt skikt av sprutbetong på båda sidor. I detta skikt är erforderlig böjarmering och eventuell skjuvarmering





borrning av hål genom grundmur  
armering och gjutning av betongbalk  
montering och förspänning av stag

Figur 41



sprutbetonering och armering  
borrning och montering samt  
förspänning stag.  
injektering av kallmur

Figur 42

inlagd. Täcksikt för armeringen kan läggas lokalt i strängar över armeringen. I det påsprutade skiktet har insatts spol- och injekteringsrör så att man efteråt, när man så att säga fått en låda, kan renskola muren invändigt och därefter injicera den till bästa möjliga samverkan av sten och injekteringsbruk. Arbetstekniken är dock känslig eftersom en del kallmurar har en kärna av ganska dubiöst innehåll. Vidare kan det uppstå problem om man spolat hårt inne i muren ty skolsten kan spolat loss. Förfarandet är utförbart i praktiken om man iakttar försiktighet. Spoltrycket för tvättning av kallmuren och injekteringstrycket är av samma storleksordning och då kallmurens sprutbetongskikt är rikligt försett med spol- och injekteringsrör kommer inget större övertryck att kunna byggas upp i kallmuren, varför risken för uttryckning av sprutbetongskiktet är obetydlig. BESAB har tidigare utfört förstärkningsarbeten av kallmurar i enlighet med förfarandet ovan dock ej heller här i avsikt att omforma kallmuren till bärande balk. Se [6].

Det genomförda provningsprogrammet och analysen som omfattar sju modellbalkar har gett bl a följande resultat.

#### Tillverkning

Med hänsyn till transport- och provningsekonomi valdes halv å tredjedelsskala för provbalkarna vars sektion var ungefär 0,5 x 0,5 m. Närmare data på ritningarna K101 och K102 sid. 10 och 11.

och i figurerna 25 - 31. Det var svårt att hitta lämplig rätvinklig sten varför för enkelhetens skull sprängsten användes. Trots sortering av stenen har den möjligen avvikit i form och skala från de i kallmurar gängse förekommande.

Då betongen sprutades på utvändigt har en del bruksspill trängt långt in i kallmuren och delvis hindrat injiceringen eftersom allt spill inte har gått att spola bort. Speciellt märkbart har detta varit vid fiberbetongsprutningen. Det är möjligt att man kan undvika detta genom att stoppa in skolstenar i större håligheter och eventuellt näta på kritiska punkter.

Trots noggrann okulärbesiktning av sprängstenen har troligen en del stenar haft små sprickanvisningar eller hårsprickor som sedan initierat spjälknings- och krossbrott vid provningen.

Det var svårt att injicera de små balkarna, då dessa blivit starkt uppvärmda av den mycket höga lufttemperaturen sommaren 1976. För att överhuvud taget få proceduren acceptabel senare lades en del av injiceringen till svalare dagar samtidigt ökades vatteninnehållet något i injekteringsbruket.

Det var svårt att i praktiken enkelt åstadkomma de mycket tvära sektionsändringar på tjocka lager av fiberbetong som vi något optimistiskt ritade vid försöksplaneringen. (Man kan givetvis åstadkomma praktiskt taget vad som helst genom formning och sprutning av tillräckligt tunna lager om man accepterar besvär och kostnader.)

Injekteringsbruket hade en tryckhållfasthet på 30 - 35 MPa och sprutbetongen hade en hållfasthet på 35 - 40 MPa. Fiberbetongen hade en tryckhållfasthet på ca 40 MPa. Trots en del besvärligheter, nämnda ovan, fick balkarna god hållfasthet såsom framgår nedan.

#### Provningen

Vid provningen uppstod inga speciella svårigheter jämfört med vad man normalt väntar vid betongbalksprovning. Möjligen kan anmärkas att det krävdes speciella åtgärder för att man skulle kunna mäta på de ganska skrovliga ytorna. Dessutom var det inte så enkelt att observera sprickor på de skrovliga ytorna.

Eftersom det inte fanns några tidigare försök att falla tillbaka på var det svårt att fastställa lämpliga laststeg vid experimenten och detta ledde till vissa olägenheter. För balk B2, som var den första balk som provades, valdes laststeget 50 kN vilket var i största laget då man inte hann utföra riktigt så många mätningar man skulle ha önskat före brott. Bärförmågan kunde dock fastställas nöjaktigt.

#### Bärförmåga och brottfenomen

Med all reservation för effekter av skalan och besvär vid översättning från liten sprängstensmur till fullstor kallmur med väl huggna stenar eller kallmur med skolsten och mer eller mindre omsorgsfullt utfylld kärna erhöles de resultat som här nedan summeras.

Beräknade böjtrycksspänningar vid brott blev kanske något mindre än vad man hade väntat sig men ändå så höga att det bör vara rimligt att räkna kallmursbalkar ungefär som vanliga betongbalkar. Böjtryckhållfastheten beräknad på normalt sätt blev omkring 20 MPa. Se vidare tabell 10 och kommentarerna till denna. Då provkropparna slogs sönder efter provningen kunde man se hålrum under åtminstone vissa stenar. Hålrummen kan givetvis ha minskat böjtryckhållfastheten.

Böjdragbrott var inte aktuellt i något fall utom för balk B5 som var fiberarmerad även i dragzonen där fiberbetong var enda armering. Böjdraghållfastheten blev i detta fall, beräknat på nettotvårsnittet fiberarmering i dragzonen ca 5 MPa.

Alla andra balkar var överarmerade eller balanserat armerade.

De observerade skjuvhållfastheterna var goda, trots att man har att räkna med hålrum under en del stenblock. Som framgår bl a av diagrammen figur 38 - 40 fick man lika stor bärförmåga som för vanlig normal betong. Förklaringen till detta är troligen interlockingfenomenet, dvs en skjuvspricka måste antingen följa sick-sackfogar runt stenarna eller också måste den gå genom stora andelar solitt ballastmaterial. I det förra fallet blir skjuvsprickan längre och får större yta som

bidrar till bärförmågan och i det senare fallet måste den gå genom förhållandevis höghållfasta partier. Nominell skjuvhållfasthet  $V/bd$  var drygt 1 MPa med variationer enligt tabell 11.

Eftersom sprängstenen har en skrovligare yta än normalt förekommande stenar i kallmurar har sannolikt vidhäftningshållfastheten mellan sprutbetong, injekteringsbetong och sprängsten varit bättre än i en vanlig kallmur. Dessutom har stenarna vid försöken sannolikt varit renare än vad man ibland kan vänta sig i praktiken.

I alla balkar har förankringen hos armeringen varit fullgod.

### Sprickbildning

Vid de balkar som armerats med HJS 80, nämligen B1 - B4, slog böjdragsprickor upp tidigt i pålastningen troligen beroende på att den infettade armeringen kunde glida något. Därigenom koncentrerades töjningarna i dragzonen till vissa punkter och kraften i armeringen upptogs närmare ändförankringarna. Detaljer av sprickorna finns i figurerna 6 - 12 och bilderna B1:1 - B7:1.

Skjuvsprickorna uppträdde på normalt sätt i skjuvspannet utom i ett fall då sprickan till och med gick under belastningspunkten och in i tryckzonen. Detta kan ha berott på att en sten legat just under lastpunkten varför sprickan följt svaghetszonen under stenen. Fenomenet är dock inte unikt.

### Deformationer och styvhet

Balkarnas nedböjningskurvor, dvs sambandet mellan last och nedböjning, uppvisar inga större överraskningar. En gradvis tilltagande nedböjning uppmättes vid ökande last.

Styvheten hos balkarna beräknades på tre sätt, ur nedböjningsmätning, ur krökningsmätning mitt på böjspannet, och ur stukningsmätning i tryckzonen. Mätningarna överensstämde relativt väl utom ett par fall som närmare kommenteras i huvudtexten.

I det praktiska dimensionerandet bör man kunna räkna med sprucken sektion och en E-modul på cirka 14 GPa för korttids-

last nära brott. De uppmätta brottstukningarna för balkarna som fick böjtryckbrott var cirka 1,0% (B2's värde är lokalt mycket lågt ty det blev ingen spricka i mätzonen) och för balkar som fått skjuvbrott men ändå rimligen borde ha varit i närheten av böjtryckbrott uppmättes stukningarna till ca 1,4%. Stukningsmätningarna tyder på att deformationer sker lokalt i fogar mellan stenar.

### Slutord

Sammanfattningsvis kan man alltså säga att det injekterade konglomeratet av kallmur har uppfört sig i stora drag som en vanlig armerad betongbalk med undantag för egenheter som kan härledas till hålrum under en del av stenarna och spjälknings- och interlockingeffekter som kommer från det mycket stora ballastmaterialet. Brottstukningarna och tryckhållfastheten är lägre än för vanlig betong medan skjuvhållfastheten är ungefär lika.

Det kan tänkas att fullskalemurar blir sämre pga nedsmutsning och osorterat stenmaterial, men det kan också tänkas att de blir bättre eftersom sprutbetongen inte täpper till proportionsvis så mycket inre håligheter i en tjock mur som dessutom ofta är väl sammanfogad av bra stenmaterial. Nätning över yttre håligheter minskar också inträngningen av sprutbetong i muren.

Någon utvärdering av ekonomi kan inte göras med utgångspunkt från provbalkarna som bl a inte var normalarmerade utan utfördes för att ge värden på böjtryckhållfasthet och skjuvhållfasthet hos en injekterad kallmur.



Bild 1. Detalj av sprängstensmassans struktur i kallmuren.

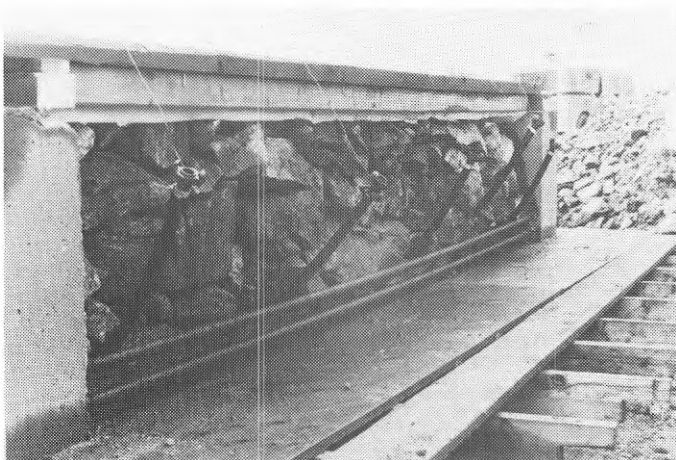


Bild 2. Injekteringsrör av PVC-slangar i kallmursidan.

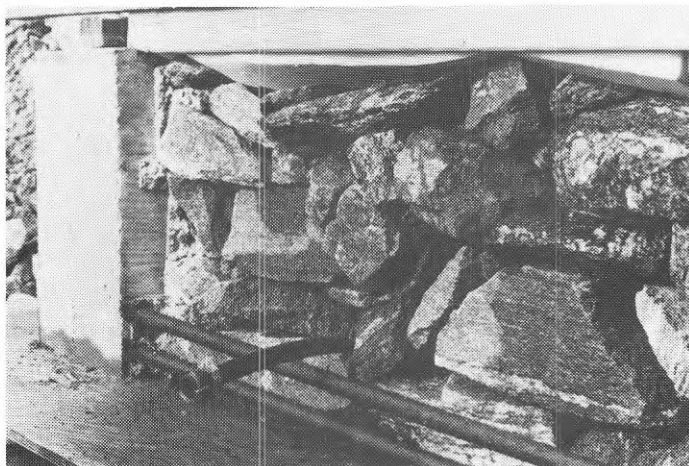


Bild 3. Förankring av HJS-80-stålen  $\varnothing$  26 mm i platsgjutna kallmursändar, balk B1, B3 och B4.



Bild 4. Platsgjutna ändbalkar inom kallmursbalkens skjuv-  
område, balk B2.

Bild 5. Nedan. Injektering av kallmur.



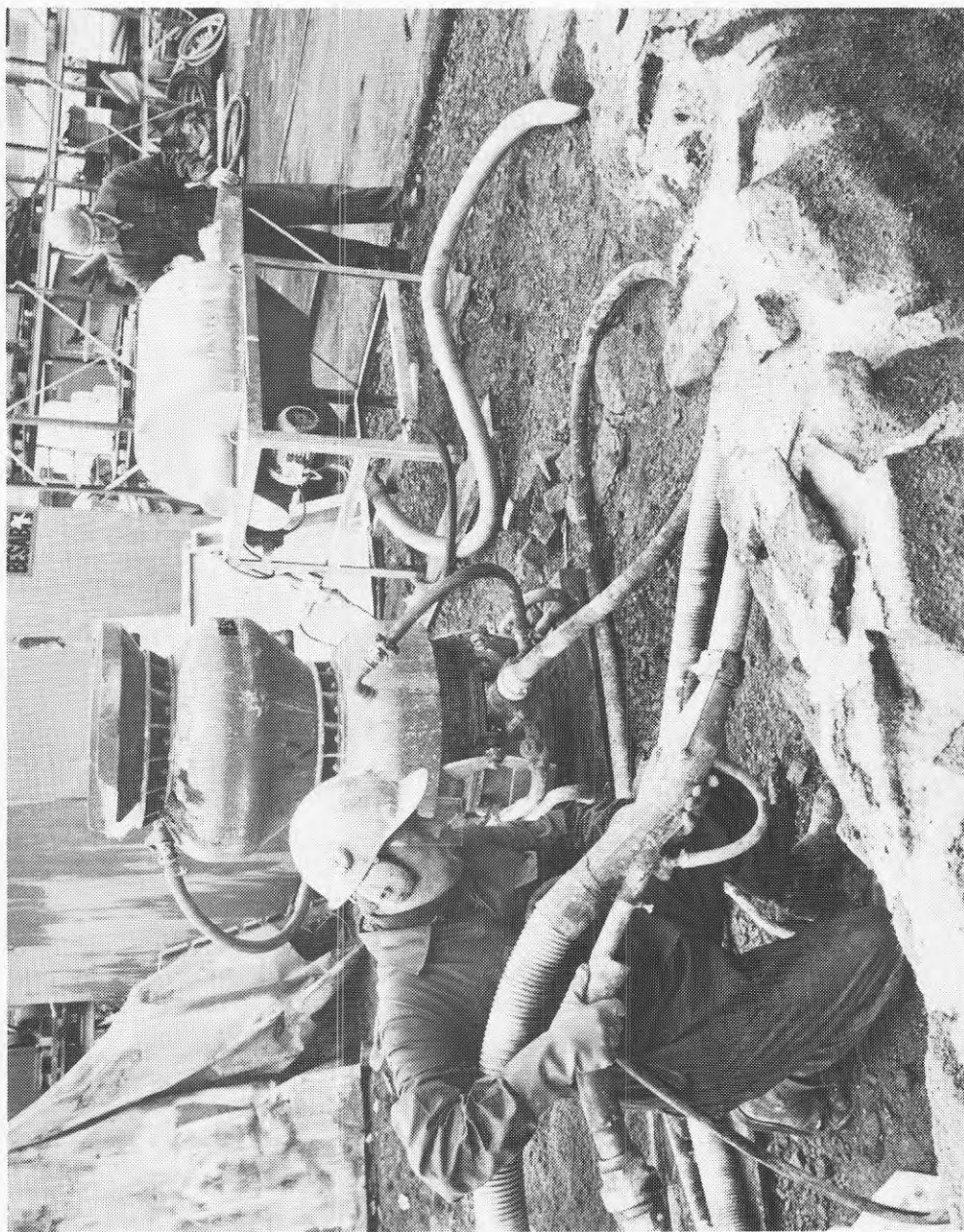


Bild 6. Sprutning av kallmurars sidor med stålfiberarmerad sprutbetong, Balk B5 och B7.



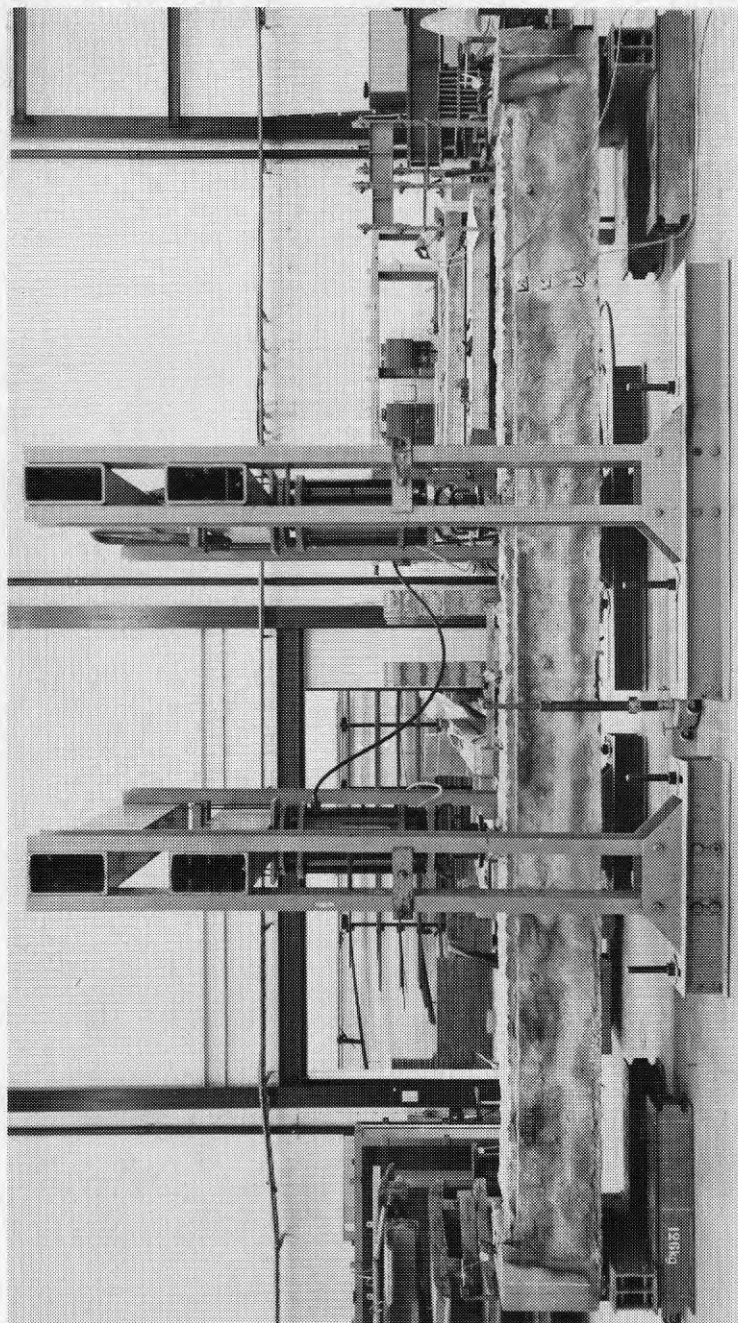


Bild 7. Balk B5 upplagd i provningsjiggen. Längst till vänster (norr) och längst till höger (söder) syns balkens upplagsanordningar, lätt flyttbara allt efter balkarnas längder och för att erhålla lämpliga skjvspanns- och böjspannsförhållande. I balkens centrala del ses de två oken som är fastskruvade till laboratoriegolvet. Det inbördes avståndet mellan oken är konstant 2,0 m för provningen av samtliga balkar. I oken hänger domkrafterna som matas från-hydralikcentralen i bakgrunden. På balken ses ungefär mitt emellan högre stödet och öket påklitrade trådböjningsgivare. Vid balkens mitt syns stödet för mätlockan för mittnedböjningen och på översidan i balkmitt krökningsmätaren. Strax till höger om klockstativet i mitten ses mätknopparna för Steigermätaren.



Bild B1:1. Balk B1 efter provningen till brott, (flyttad till uppläggningsplats). Balken erhöi böjtryckbrott.

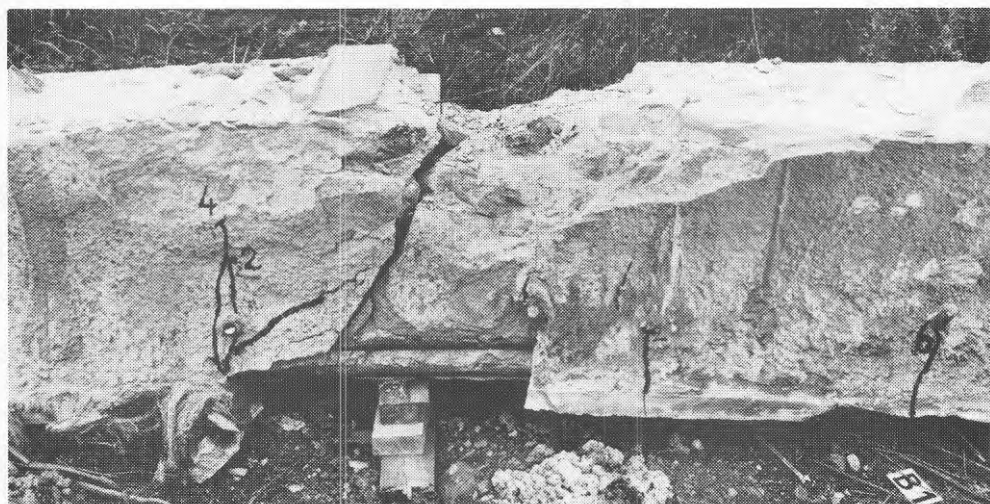


Bild B1:2. Detalj av brottstället på balk B1. Betongen krossades vid gropen på balkens överkant. På grund av uppläggningsen efter brotten öppnar sig böjdragsprickan bakvänt.

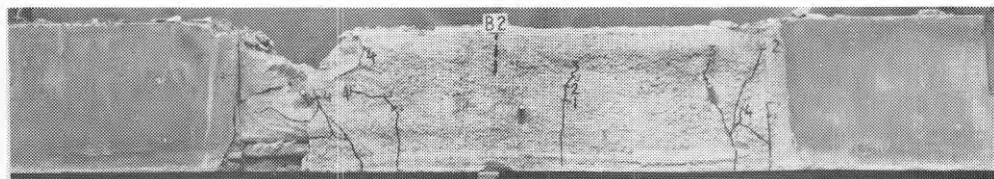


Bild B2:1 Detalj av mittpartiet hos balk B2, som fick böjtryckbrott nära lastens angreppspunkt vid norra lastangreppspunkten. Balkändarna utanför punktlasternas angrepp var gjutna som vanliga betongbalkar för att brottet med säkerhet skulle tvingas uppstå i böjzonen mellan lastangreppspunkterna.

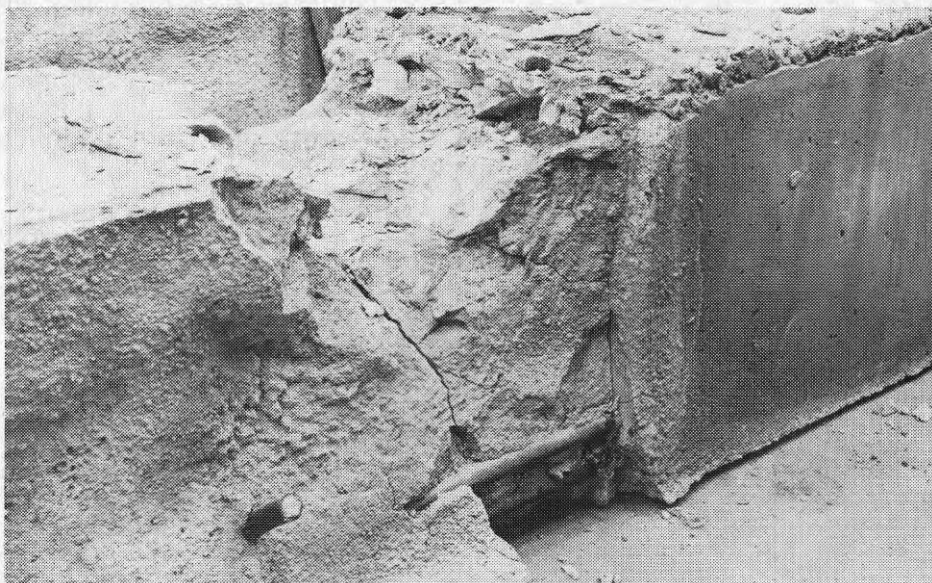


Bild B2:2. Detalj av brottstället invid norra upplaget.

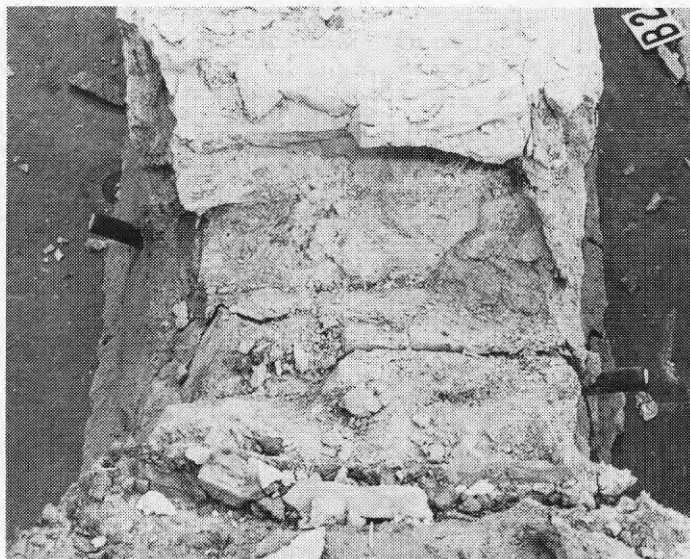


Bild B2:3. Brottstället sett snett uppifrån från norra balkänden mot balmitt.



Bild B2:4 Brottstället sett snett uppifrån från balkmitt mot norra balkänden.

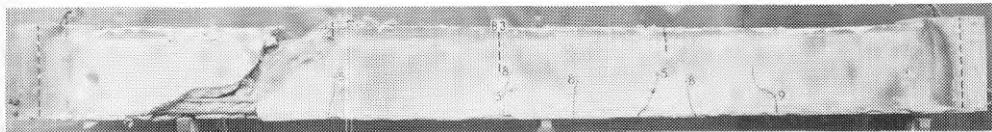


Bild B3:1 Balk B3 fick skjuvbrott. Brottstället ligger i skjuvspannet mot norra upplaget. Böjdragsprickorna kan också ses.

Bild B3:2 Nedan. Skjuvsprickans nedre del. Möjligen var armeringens vidhäftning något i upplösning före skjuvbrottet.

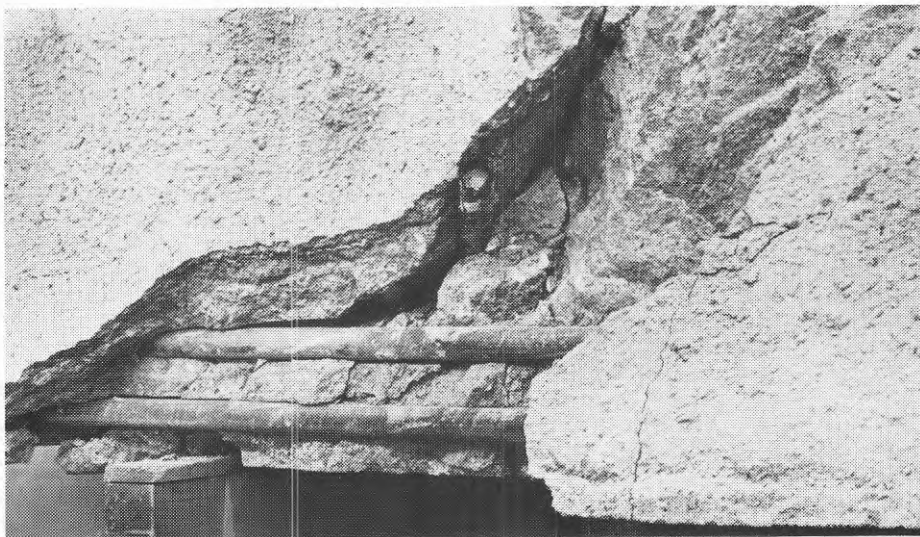




Bild B3:3 Brottstället sett i närbild snett uppifrån och från sidan. Observera håligheter i betongen under stenarna.



Bild B3:4 Brottstället sett snett uppifrån från mitten mot norra balkänden.

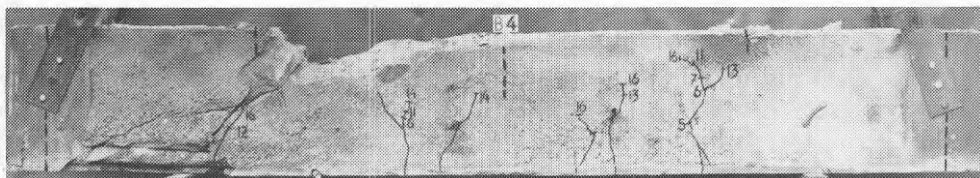


Bild B4:1 Balk B4 fick skjuvbrott som dock övertvärade lastangreppet och gick in i tryckzonen (i böjzonen). Möjligen kan brottet ha störts av begynnande krossning i tryckzonen.

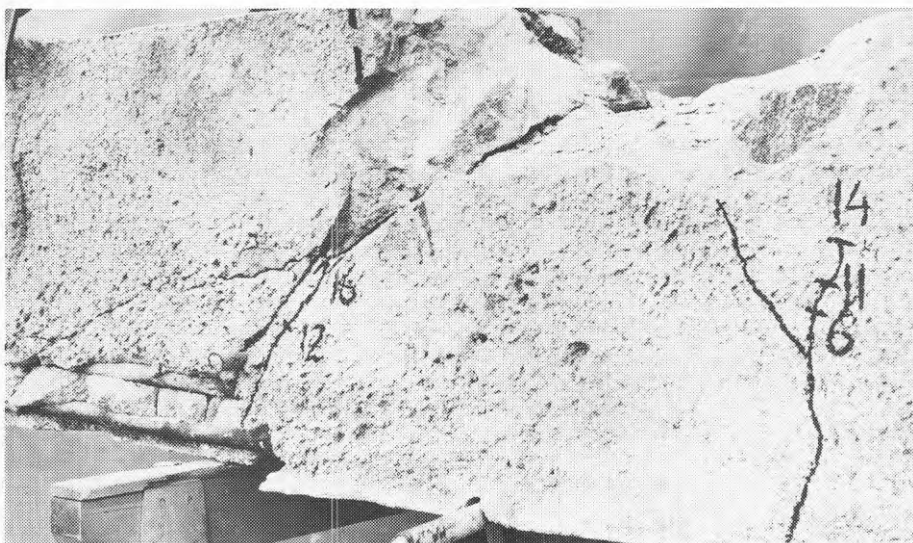
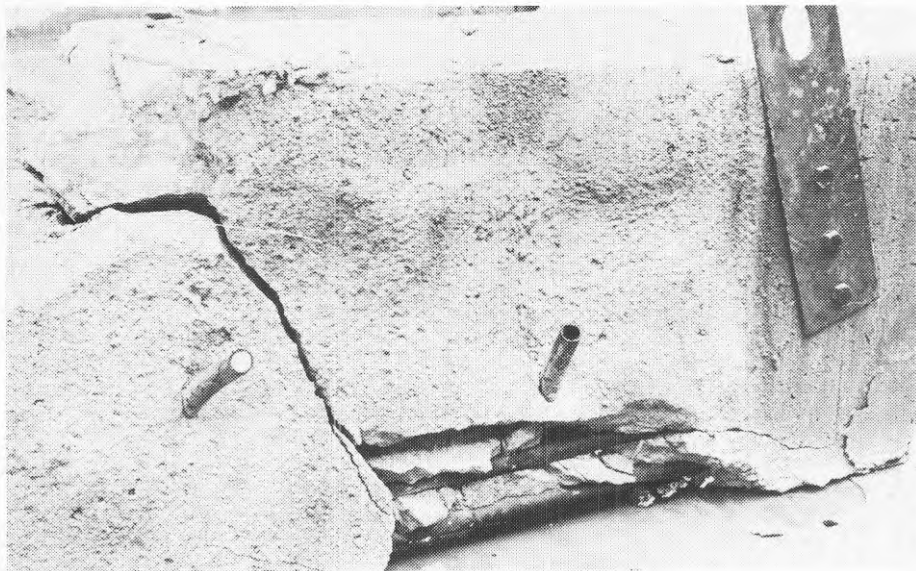


Bild B4:2 Detalj av brottzonen med den sneda skjuvdragsprickan och den delvis frilagda armeringen.

Bild B4:3 Nedan. Balken, med brottstället sett från östra sidan med förankringen lokalt i upplösning.



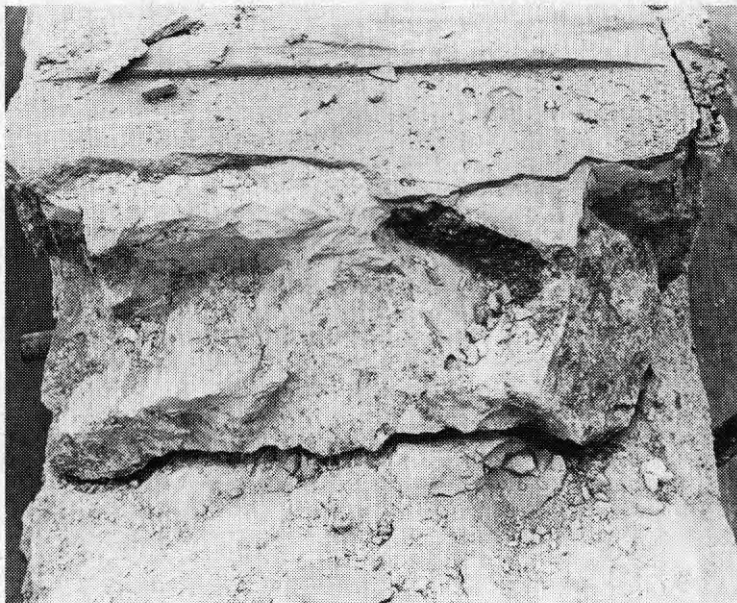


Bild B4:4 Brottstället sett snett uppifrån från balkmitt mot norra balkänden. Sprickans avslutning syns liksom resterna efter lastangreppet under domkraften. Möjligen kan brottets övertvärande karaktär förklaras med att en sten har legat under lastangreppet och därför tvingat sprickan att gå på dess undersida.

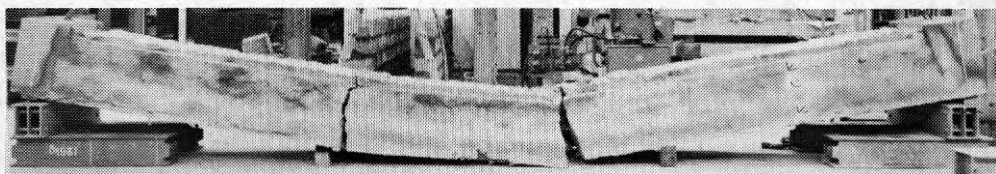


Bild B5:1 Balk B5 efter brott. Brottet kom som ett böjdragbrott och var förhållandevis sprött. Högra grova sprickan är primärbrottstället. Sprickan till vänster om mitten uppstod då balken föll ner mot golvet.



Bild B5:2 Tvärsnitt av brottstället. I bildens centrala delar syns hålligheter i balken under stenarna, vidare syns en del fibrer som sprutats långt in mot balkmitt vid påsprutningen av den utvändiga fiberbetongen. Man ser också det injekterade bruket liksom brottställe mellan stenar och kvarvarande bruk. På balkens båda sidor syns fiberbetongen som pålagts i flers lager.

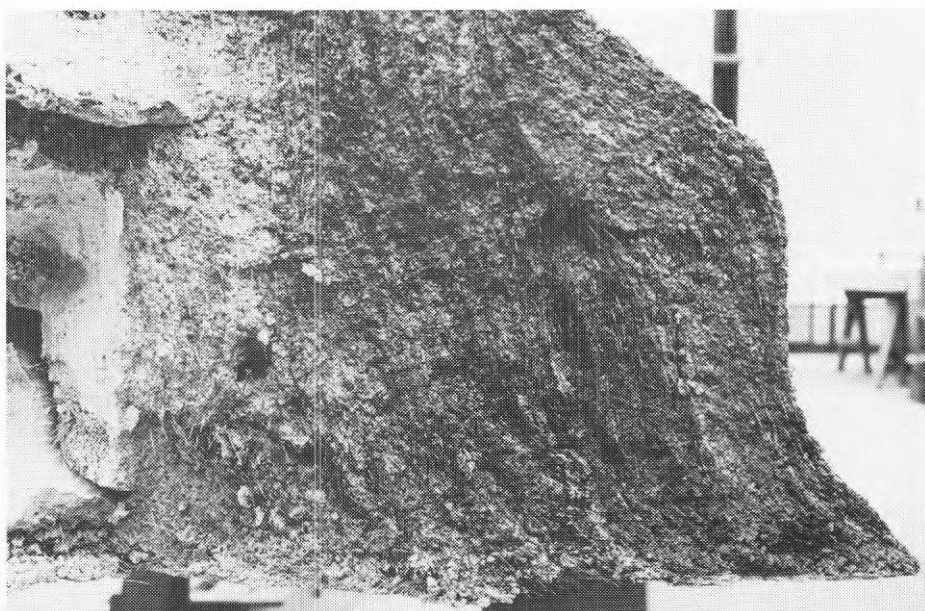


Bild B5:3 Detalj av böjdragzonen på balkens ena sida. Man kan se de utstickande avdragna eller för det mesta losslitna stälfibrerna.



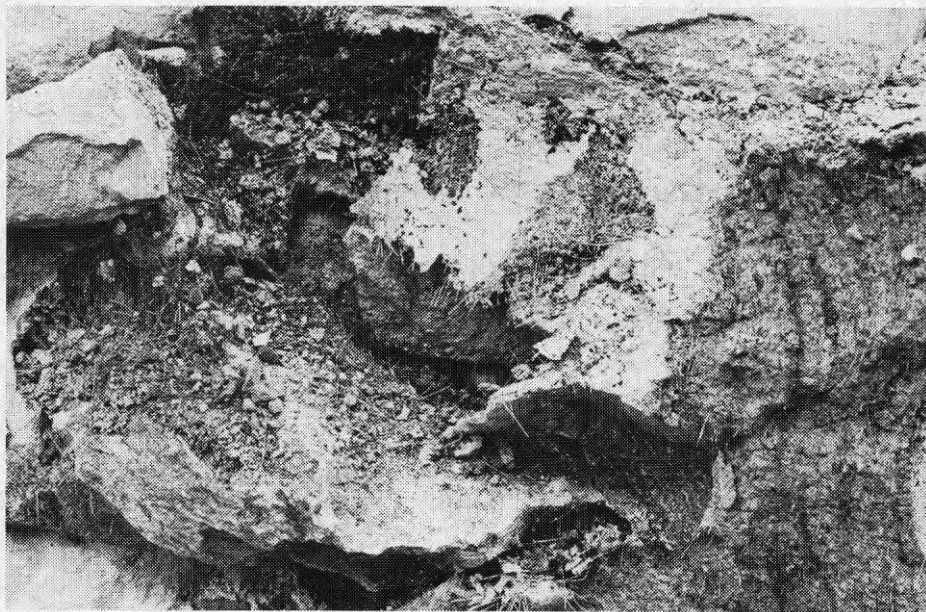


Bild B5:4 Detalj av balkens tryckzon. Observera den inblåsta fibern i håligheter under stenarna.

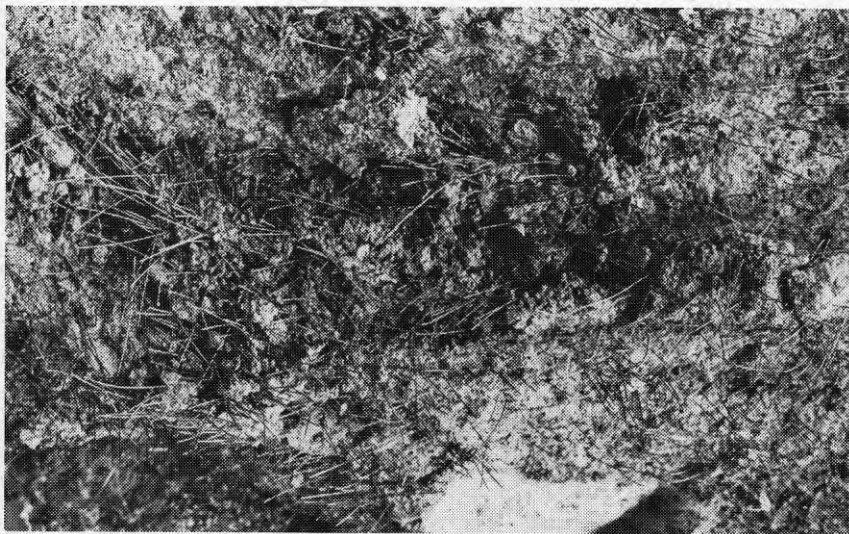


Bild B5:5 Detalj av yta på den påsprutade fiberbetongen.



Bild B5:6 Detalj av håligheter med insprutade fiber inne i balken.



Bild B6:1 balk B6 fick skjuvbrott. Bröttsprickan går ungefär från upplagsboken till höger upp till gropen i balkens överkant.

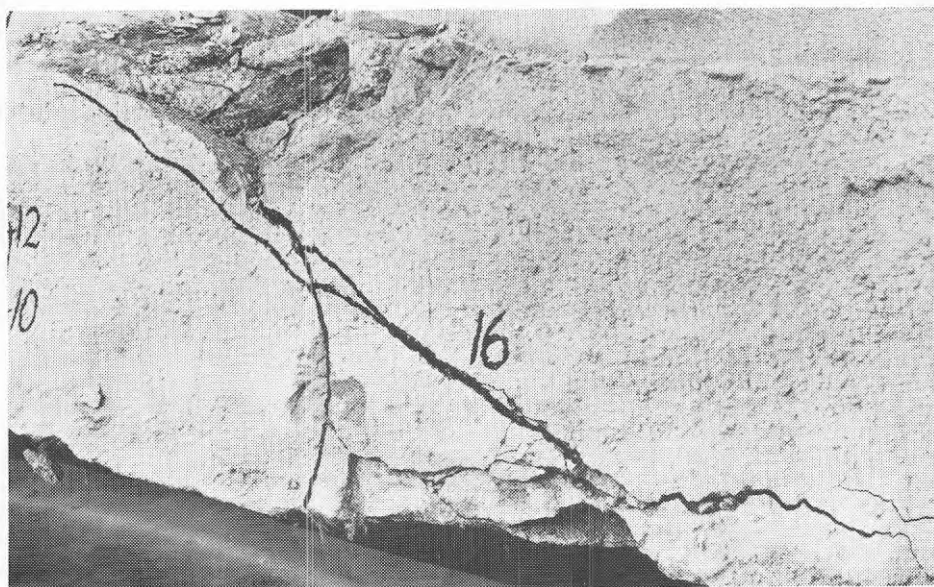


Bild B6:2 Närbild av skjuvsprickan.

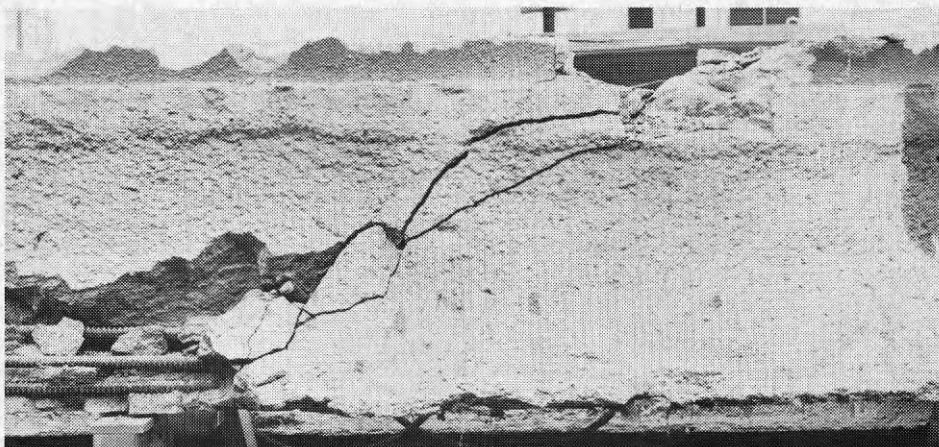


Bild B6:3 Närbild av skjavsprickan på balkens östra sida och dess övergång i sekundärt förankringsbrott.

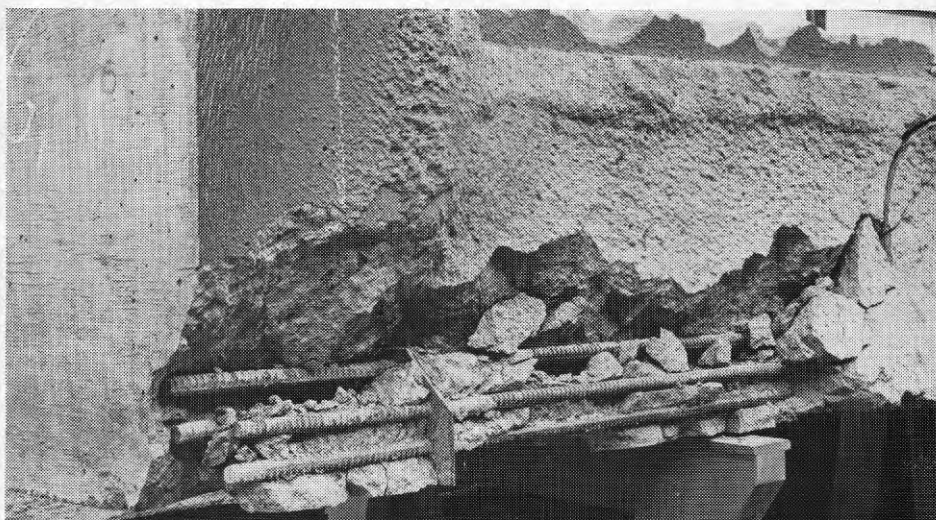


Bild B6:4 Detalj av sekundärt förankringsbrott och utbredning mot balkänden.

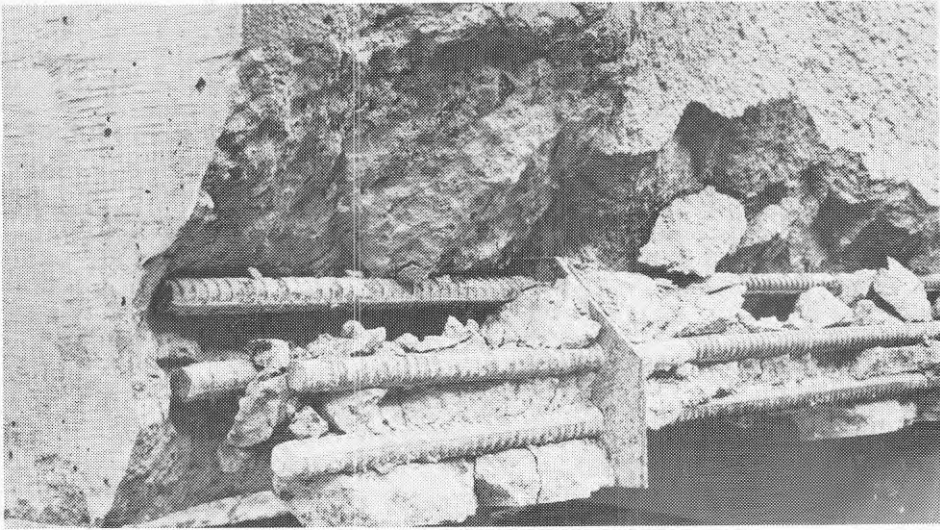


Bild B6:5 Närbild av det sekundära ändförankringsbrottet.



Bild B6:6 Detalj av tryckzonen tagen snett uppifrån från balkens mitt mot balkens södra ände, ungefär parallellt med skjvsprickan.

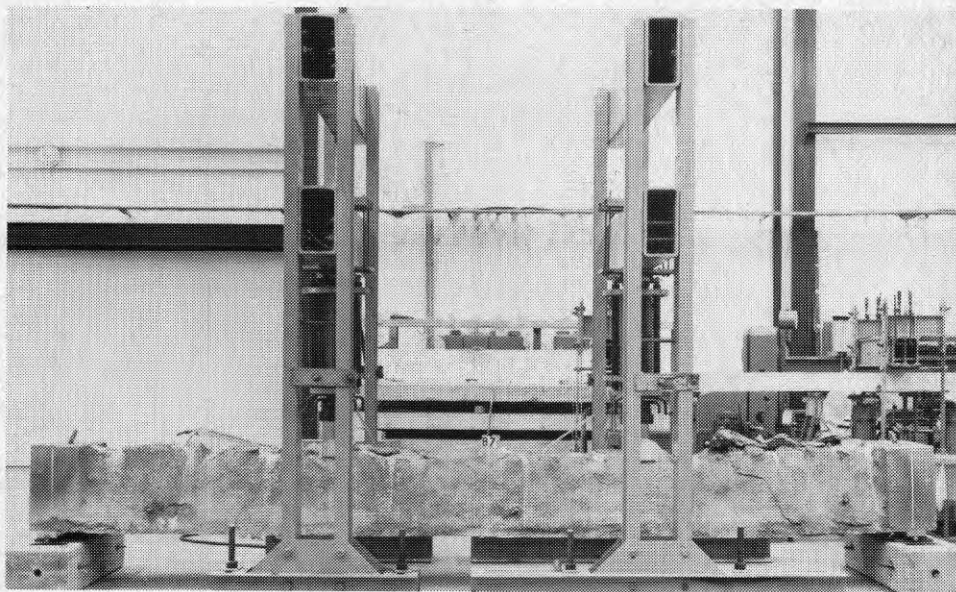


Bild B7:1 Balk B7 i provningsjiggen under belastning. Första skjuvsprickan har slagit upp vid södra upplaget.

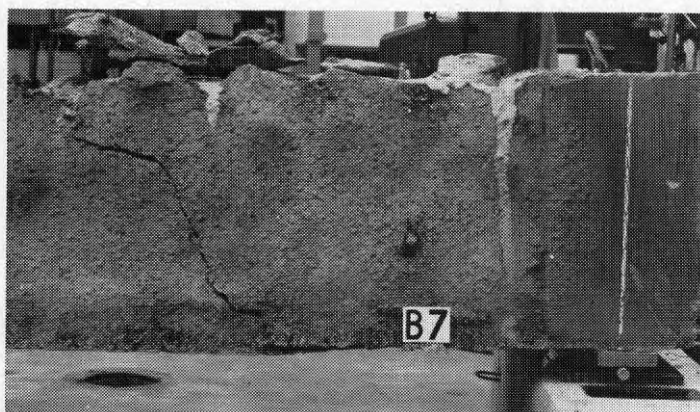


Bild B7:2 Detalj av skjuvsprickan.

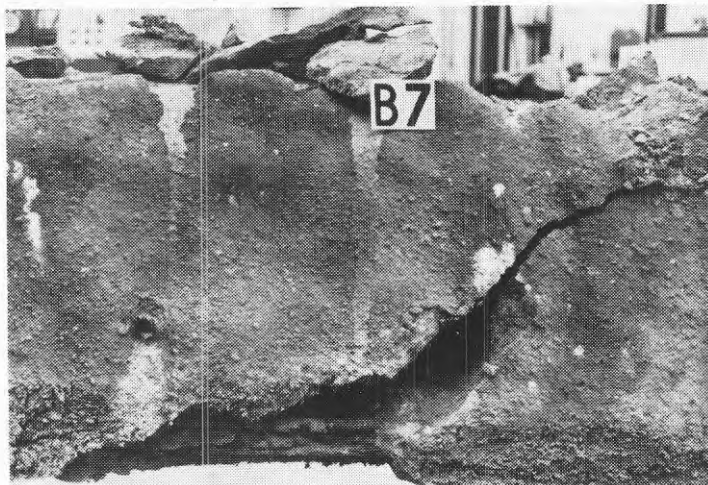


Bild B7:3 Skjuvsprickans utseende vid balkens östra sida.

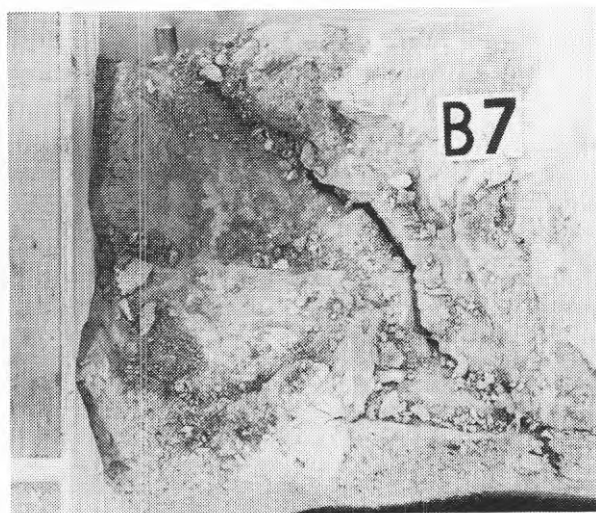


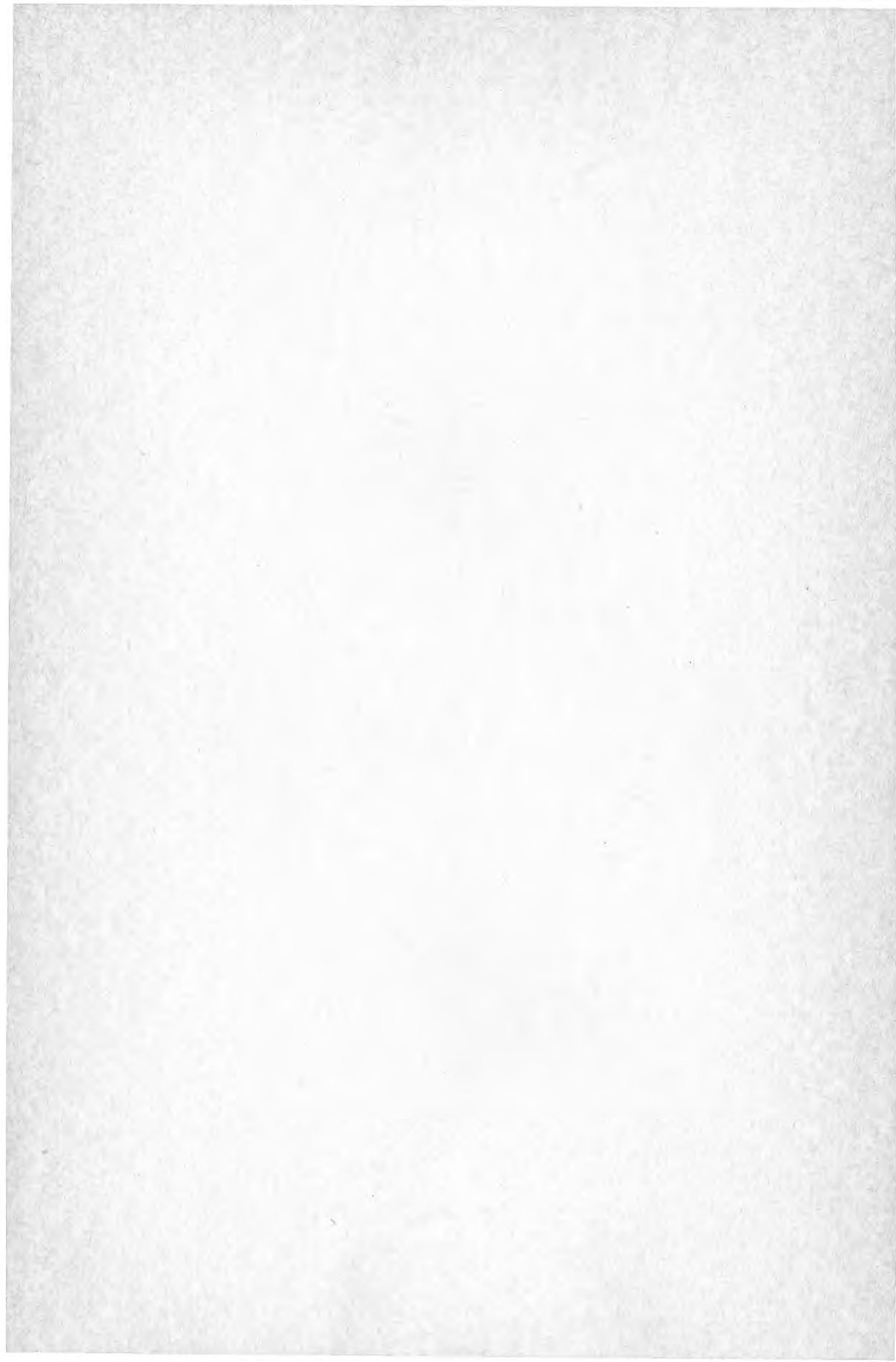
Bild B7:4 Balken sedd ovanifrån. Skjuvsprickan går diagonalt över balken mot upplaget på den östra sidan.

## Litteraturförteckning

- [1] Anders Losberg och Krister Cederwall, "Armerad Betong Del IA", Betongbyggnad, CTH Publikation 72:4.
- [2] Ove Hedman och Anders Losberg, "Dimensionering av betongkonstruktioner med hänsyn till tvärkrafter", Nordisk Betong 5:1975 samt "Design of concrete structures with regard to shear forces", CTH, Institutionen för konstruktionsteknik Betongbyggnad Publikation 75:9 E.
- [3] Fortifikationsförvaltningen, "Föreskrifter för utförande av injekteringsbetong" och "Kommentarer till föreskrifter för utförande av injekteringsbetong", Fort F/Bk den 22.12.1964.
- [4] Sven-Erik Bjerking, "Ombyggnad. Hur bostadshusen byggdes 1880-1940", Byggeforskningen Rapport R32:1974.
- [5] Stabilator AB" Muntlig uppgift, Referensobjekt: Riddarhuset, Bromma kyrka, Kv Aurora och Kv Orfeus Gamla Stan Stockholm, Vissa delar av murarna i Varbergs fästning, Mea Stockholm. m.fl.
- [6] BESAB, Muntlig uppgift, Referensobjekt: Franska Skolan Döbelnsgatan Stockholm, Läkarhuset S.Vägen 27 Göteborg, Läckö Slott, Kv Riddarsporren Stockholm, Bohus fästning, Kalmar Slott, Borgholms fästningsruin, Svartåns slänter genom Västerås (enbart fogarna betongsprutade + injektering) m. fl.









**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 760011-6 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Arne Johnson Ingenjör-  
byrå AB, Göteborg**

**R 93: 1977**

**ISBN 91-540-2783-7**

**Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

**Art.nr: 6600693  
Abonnemangsgrupp:  
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:  
Svensk Byggtjänst, Box 1403  
111 84 Stockholm**

**Cirkapris: 28 kr exkl moms**