



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

R9:1978

**Tunnväggiga
betongkonstruktioner**

**Litteraturgenomgång och
prov tillverkning av skivor
och balksektioner**

**Åke Albertsson
Leif Berntsson
Rickard Wilson**

Byggforskningen

TEKNISKA HÖGSKOLAN I KTH
SEKTIONEN FÖR VÄG- OCH VÄTTE
BIBLIOTEKET

R9:1978

TUNNVÄGGIGA BETONGKONSTRUKTIONER

Litteraturgenomgång och provtill-
verkning av skivor och balksektioner

Åke Albertsson
Leif Berntsson
Rickard Wilson

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 760282-3
från Statens råd för byggnadsforskning till Avdelningen
för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Göteborg

Nyckelord:

betongstommar
betongelement
skivverkan
tunna skivor
hållfasthet
fiberbetong
ferrocement
strängpressade element

UDK 624.012.45
624.073.8

R9:1978

ISBN 91-540-2803-5

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1978 850289

INNEHÅLL

1	INLEDNING	4
2	PROJEKTETS ORGANISATION	5
3	LITTERATURGENOMGÅNG M M	6
3.1	Litteraturgenomgång	6
3.2	Synpunkter från elementtillverkare	13
4	PROVTILLVERKNING	17
4.1	Material	17
	Nät	17
	Betong	17
	Hopgjutningsbruk	18
4.2	Utrustning	18
	Gjutbädd	18
	Form för hopgjutning.....	19
	Formar för pågjutning.....	19
4.3	Arbetsmetoder	19
	Gjutning	19
	Härdning	22
	Avformning	22
	Tillverkning av triangelbalkar	23
	I-balk	23
4.4	Utförda balksektioner	24
	Triangelbalkar	24
	I-balk	25
4.5	Provning	25
	Material	25
	Skivor	31
	Balksektioner	32
5	ERFARENHETER FRÅN PROV- TILLVERKNINGEN	39
5.1	Resultat.....	39
5.2	Konstaterade nackdelar och svårigheter	39
5.3	Förslag till åtgärder.....	40
6	HANDLINGSPROGRAM VID FORT- SATT PROJEKT	41
6.1	Förslag till utvecklingslinje	41
6.2	Förslag till principiell inriktning	41
7	SLUTORD	46

1 INLEDNING

Genom att projektet har karaktären av förstudie har det ej funnits anledning att i rapporten detaljredovisa beräkningar, apparatur och provningar. Huvudvikten har lagts på en kvalitativ beskrivning och utvärdering av de utförda försöken. Alla primärdata finns dock lätt tillgängliga på respektive institution för den som önskar mer detaljerad information.

Vid litteraturgenomgången har huvudvikten lagts på en översikt av framställningsmetoder och egenskaper för tunna betongskivor och funktion hos produkter vari dessa ingår. En inventering av tunnväggiga betongkonstruktioner som hittills kommit till praktisk användning har hänskjutits till en eventuell fortsättning av projektet.

För att läsaren snabbt skall kunna skaffa sig en uppfattning om vad projektet gett i form av erfarenheter av provtillverkning och idéer till handlingsprogram vid fortsatt projekt, har dessa kortfattat redovisats i två särskilda kapitel 5 och 6. Flera av dessa idéer har ännu ej provats praktiskt och beträffande detaljer om deras bakgrund m m hänvisas till den projektbeskrivning som kommer att bifogas ansökan om anslag till fortsatt projekt.

2 PROJEKTETS ORGANISATION

Projektet, som har karaktären av en förstudie, är ett samarbetsprojekt mellan tre avdelningar vid CTH, Betongbyggnad, Byggnadsmaterial och Byggnadskonstruktion.

Följande forskare har varit engagerade i projektet:

	Område	Ansvarat för	Deltagit i
Åke Albertsson	Konstruktion	Kap 3	Avsnitt 4.4 Kap 6 och 7
Leif Berntsson	Material	Avsnitten 4.1, 4.3 och 4.5.1	Avsnitt 4.2 Kap 6 och 7
Rickard Wilson	Konstruktion Projektledning	Övrigt	Avsnitten 4.1 och 4.3

Vid konstruktionen av gjutbädden anlätades en formbyggnadskonsult, ingenjör Tore Bergkvist, Bandhagen.

Projektet har hela tiden följts av professorerna Karl-Gustav Bernander, Anders Losberg, Roman Malinowski och Gunnar Kärrholm, vilka bidragit med idéskapning och uppföljning av forskningsprogrammet.

3 LITTERATURGENOMGÅNG M M

3.1 Litteraturgenomgång

- a Ingående material
 - b Framställningsmetoder
 - c De färdiga elementens egenskaper
 - d Funktionen hos sammansatta produkter i vilka tunna betongskivor ingår
- a Ingående material i tunna armerade betongskivor

De flesta försöksserier som utförts i samband med betongskivor har i första hand varit inriktade på studium av olika armeringstypers inverkan. I åtskilliga försöksserier har även betongens egenskaper varierats. I den studerade litteraturen finns inverkan av varierande betongsammanställning beskriven i [15], [8], [9], [13], [14]. Resultaten av denna variation bjuder inga överraskningar. Tryck- och böjhållfastheten ökar med ökande betongkvalitet även för mycket hårt armerade skivor. För tunna skivor måste naturligtvis ballastens största kornstorlek begränsas. För dragna element är betongsammanställningen i stort sett utan betydelse för hållfasthet och sprickbildning. Lätt ballast kan framgångsrikt användas för såväl tryckta som dragna element.

Tunna betongskivor med liten armeringsmängd har dålig slaghållfasthet och är besvärliga att hantera i större längder. Förbättringar i dessa avseenden skulle kunna åstadkommas genom inblandning i betongen av något material eller ämne som ökar draghållfastheten. En möjlighet erbjuder inblandning av fibrer av olika typ, antingen som ersättning för konventionell armering eller eventuellt i kombination med denna.

Många artiklar har skrivits om fiberbetong. I ACI Publication SP-44 [1] finns bl a en "State-of-the-Art" rapport från 1973 i vilken beskrivs olika faktorerers inverkan på egenskaperna hos fiberbetong. Det framgår av denna artikel att fiberinblandning kan öka betongens statiska hållfasthet 2 å 3 gånger och den dynamiska hållfastheten 5 å 10 gånger. Även RILEM [2] och Nordforsk [2a] har nyligen publicerat rapporter i detta ämne.

Den hittills vanligaste typen av fiberbetong är betong med stålfibrer. En detaljerad beskrivning av olika faktorerers inverkan på hållfastheten hos stålfiberbetong ges i en försöksrapport av Snyder och Lankard [14].

I en artikel av Shah [3] diskuteras olika material som armering i betong. Material lämpliga som armering bör ha hög draghållfasthet, hög elasticitetsmodul och stor brotttöjning. Det material förutom stål som bäst uppfyller dessa krav är glasfiber. Ett problem med vanliga glasfibrer är att de angrips kemiskt av den alkaliska cementpastan. Alkali-resistenta glasfibrer har utvecklats, vilka troligen kan vara lämpliga som armering i tunna betongskivor. De rekommenderas dock ännu så länge ej i bärande konstruktioner.

En annan möjlighet är att täcka korrosionskänsliga glasfibrer med ett tunt skikt av ett skyddande ämne. I [12] beskrivs försök med epoxibelagd glasfiberarmering, vilket bedöms som en framkomlig väg som dock kräver ett noggrant utförande. För att skydda glasfibrerna och samtidigt ge god vidhäftning till betongen krävs beläggning i mer än ett skikt. För att få fullgod vidhäftning kan det visa sig nödvändigt att förse även alkaliresistenta glasfibrer med en beläggning.

En form av stålarmoring som visat goda egenskaper och kanske kan vara lämplig för tunna betongskivor är sträckmetall vars egenskaper som armering studerats av Hanson, Shah och Harmon [4], som fann att sträckmetall med rutornas längdaxel i dragkraftens riktning kan utnyttjas fullt som armering och att en rutas längd är tillräckligt som skarvlängd.

b Framställningsmetoder

Provkropparna i de nu avslutade försöken inom projektet göts på konventionellt sätt i en liggande form.

En annan metod lämplig för framställning av vissa typer av tunna betongskivor är strängpressning, som innebär att ett betongelement kontinuerligt pressas fram genom ett munstycke med önskat tvärsnitt. Denna gjutmetod har studerats av Zollo [5], [6], som provat såväl oarmerade element som element armerade med stålfibrer och glasfibrer. Proven visade att strängpressning framgångsrikt kan användas för framställning av oarmerade och fiberarmerade betongelement som får jämnare kvalitet än vid vanlig gjutning. Även sektioner av mera komplicerad tvärsektion kan strängpressas.

För element med stålfiberarmering medför strängpressningen en viss orientering av fibrerna i elementens längdriktning, vilket är gynnsamt för böjhållfastheten.

c De färdiga elementens egenskaper

För att tunna betongskivor skall kunna hanteras och utnyttjas för olika ändamål är det önskvärt att skivorna har så stor hållfasthet och styvhet som möjligt kombinerat

med segnet och böjbarhet. Dessa egenskaper påverkas av såväl betongens hållfasthet och gradering som armeringens typ, mängd och placering.

Egenskaperna hos nätarmerade enkelspända betongplattor har studerats av bland andra Atlas, Siess och Kesler [15], som provat plattor med olika typer av nät.

Egenskaperna hos tunna betongskivor har framför allt studerats för element av s k ferrocement, vilket är en beteckning som införts för betong armerad med finmaskiga nät av tunna trådar.

En översikt av ferrocements utveckling och en allmän beskrivning av dess egenskaper och användningsområden ges i [10].

Draghållfastheten hos ferrocement har undersökts av Naaman och Shah [7] på provkröppar med tjockleken $1/2''$ (12,2 mm) armerade med 1-9 svetsade nät med maskvidd $6 \times 6 - 50 \times 50$ mm och tråddiameter 0,63 - 1,55 mm av stål med hållfasthet mellan 34-73 kp/mm². Dessa prov gav följande resultat av betydelse för bedömning av armeringens inverkan på tunna betongskivors funktion:

1. Ökat nätantal ökar töjningen vid brottlast.
2. Spänningen vid uppkomsten av första sprickan är proportionell mot specifika vidhäftningsytan (armeringens sammanlagda vidhäftande yta dividerad med betongvolymen). Denna relation är oberoende av nättyp.
3. Sprickavståndet minskar med ökande specifik vidhäftningsyta. Uppmätta sprickavstånd överensstämmer med teoretiskt beräknade.
4. Elasticitetsmodulen för ferrocement kan approximativt beräknas enligt reglerna för sammansatta material.

Johnston och Mattar [8] har studerat dragna och tryckta element armerade dels med svetsade nät med tråddelningen ca 13 mm och dels med sträckmetall med maskvidderna 29×13 respektive 22×13 mm. Provkropparnas dimension var $102 \times 13 - 38$ mm för dragprov och 102×102 mm för tryckprov.

De viktigaste resultaten av dragproven blev:

1. Sträckmetallens effekt som dragarmering är i högsta grad beroende av dess orientering. Draghållfastheten för provkroppar med sträckmetall "på tvären" var

endast 9-18 % av hållfastheten för provkroppar i vilka längdriktningen av sträckmetallens rutor sammanföll med elementens längdriktning.

2. För armering av svetsade nät är draghållfastheten störst om trådarna ligger i längsriktningen och vinkelrätt mot denna. För nät i 45° riktning är brottlasten ca 55 % av detta värde.
3. Räknat på den effektiva stålarean är sträckmetall och nät ungefär likvärdiga. Räknat på totala stålarean är sträckmetall ca 75 % effektivare än nät vid enaxlig dragning.
4. För nätarmering får man synliga sprickor medan sprickorna vid sträckmetallarmering ända upp till strax under brottlast är så tätliggande att de är praktiskt taget osynliga.

Tryckprovningarna visade att svetsade nät som tryckarmering är överlägsna sträckmetall, som har en tendens att spräcka betongen. För nätarmering har de tvärgående trådarna stor inverkan på bärförmågan. För de provade elementen beräknades att längstrådarna tog 5-14 % av lasten medan tvärtrådarnas effekt motsvarade 17-42 %.

En annan intressant undersökning av tunna betongskivor har utförts av Johnston och Mowat [9] som provade betongskivor med bredden 150 mm och tjocklek mellan 13 och 64 mm varav 25 mm var den oftast förekommande tjockleken. Jämförande försök gjordes med varierande mängder av följande armeringstyper:

- I Sträckmetall i rutor 31 x 13 mm
- II Svetsade nät med trådar c/c 13 mm
- III Flätade nät med trådar c/c 13 mm
- IV Längsgående armeringsstänger

Vid böjprovning av elementen framkom följande resultat:

1. Brottmomentet ökar med ökande betongkvalitet och ökande armeringsmängd.
2. För armering av sträckmetall är brottmomentet vid tvärgående orientering av rutornas längdriktning endast ca 13 % av brottmomentet vid längsgående orientering av rutorna.

3. För svetsade nät minskar brottmomentet till ca 50 % om nätet läggs i 45° mot elementens längdriktning medan man för flätade nät endast får obetydligt minskat brottmoment vid sådan nätplacering.
4. Sträckmetall och svetsade nät ger högre brottmoment än flätade nät och lösarmering som i sin tur är ungefär likvärdiga.
5. Om kostnadsaspekten medräknas är sträckmetall och raka stänger effektivast vid enaxlig böjning och svetsade nät vid tvåaxlig böjning.
6. Sträckmetall är att föredra som armering i plana element på grund av att den levereras i plana mattor. Klana nät levereras ofta i rullar och kan vara svåra att inlägga i flera parallella lager.
7. Brottmomentet visade sig vid försök bli större om armeringslagren fördelades jämnt över tvärsnittets höjd än om de koncentrerades till tryck- och dragzonen.
8. För element med armering av sträckmetall eller svetsade nät är brottmomentet enligt provning 10 - 25 % högre än det teoretiskt beräknade.

En försöksserie som på vissa punkter kompletterar den ovan beskrivna har utförts av Logan och Shah [11] som böjprovade element med bredden 3" (7,6 cm) och tjockleken 2" (5,1 cm) armerade med 1-18 lager av nät med maskvidder mellan 12,5x12,5 till 50x50 mm av trådar av diameter mellan 1,06 till 2,03 mm. Vid försöken studerades i första hand sprickbildning och brottmoment. Av försöksresultaten härleddes följande uttryck för det moment då första sprickorna uppträder och motsvarande spänning i yttersta fibrerna

$$M_1 = 400 S_{LT} + M_b$$

$$f_1 = 1600 S_{LT} + f_b$$

I dessa uttryck betecknar S_{LT} den specifika vidhäftningsytan (den längsgående armeringens totala omkrets dividerad med betongytan) och M_b respektive f_b sprickmoment och motsvarande spänning för en oarmerad betongsektion av motsvarande betong.

Försöken visade också att sprickbredderna för ferrocement är betydligt mindre än för vanlig armerad betong, samt att brottmoment med godtagbar noggrannhet kan beräknas på vedertaget sätt.

En försöksserie som belyser inverkan av varierande betong- och stålqualität i tunna betongskivor utfördes av Shah och Key [13] som provade element med bredden 7,5 cm och tjockleken 13 mm tillverkade av betong med olika typer av ballast och armerade med sex lager flätade nät av olika kvalitet. Dragprovning av dessa element gav i stort sett samma brotthållfasthet för alla provade element inklusive sådana med ballast av lättare material. Prov med armering av olika kvalitet visade att sprickavståndet var lineärt beroende av specifika armeringsarean och att sprickbredden vid brott ökar med ökande brottförlängning hos armeringen.

Försöksserien omfattade även slagprov på element med storleken 9"x9" och tjockleken 1/2" armerade med nät av samma typer som vid dragproven. Dessa försök gav till resultat att sprickbredden minskar och vattentätheten förbättras med ökande specifik vidhäftningsyta och ökande hållfasthet hos armeringen.

De nät som använts som armering i de tillverkade elementen var galvaniserade, vilket är en fördel med hänsyn till korrosionsrisken, men kan innebära problem med hänsyn till förankring i betongen. Vidhäftning hos förzinkad armering har studerats av Hofsøy och Guklid [16] genom utdragsprov av släta armeringsstänger $\varnothing 8$ mm och kamstänger $\varnothing 10$ mm. Försöken gav följande resultat:

1. Zinkbeläggning av armering kan ha en fördröjande effekt på bindningen av betongen i närheten av armeringen.
 2. Förzinkning av armeringen reducerar vidhäftningen och medför större spridning. Reduktionens storlek är beroende av cementtypen. Cement med hög kromhalt ger mindre reduktion. (Kromhalten hos de använda cementtyperna varierade mellan ca 3 och 30 ppm.)
 3. Genom krombehandling av den förzinkade armeringen eller kromtillsats till betongen kan vidhäftningen förbättras, i vissa fall till bättre värden än för oförzinkad armering.
- d Funktionen hos sammansatta produkter i vilka tunna betongskivor ingår

Förutom som enskilda plana element kan tunna betongskivor även användas i konstruktioner där de pågutes eller hopfogas till sammansatta element. De enskilda skivorna påverkas i sistnämnda fallet huvudsakligen av krafter i sitt eget plan. För tunna skivor är buckling ett väsentligt problem.

I [17] finns kurvor för bestämning av bucklingslast för fyr-sidigt upplagda plattor av betong med olika volymvikt och med varierande sidoförhållande och slankhet.

Kantring hos slanka betongbalkar studeras i [18] där ett beräkningsförfarande utvecklas vid vilket hänsyn tas till oönskade initialdeformationer.

I en annan artikel i samma tidskriftshäfte [19] redogörs för kantringsförsök med prefabricerade sadelbalkar av förspänd betong som visar att bärförmågan minskar betydligt på grund av kantringsrisken.

Lokal buckling av tunna betongskivor i veckkonstruktioner studeras i [20] där det visas att beräkning enligt tangentmodul teorin ger godtagbara resultat.

Bucklingsstabilitet för betongväggar med hänsyn till icke-lineära deformationsegenskaper behandlas i [21] i vilken fyr-sidigt upplagda plattor studeras och där diagram finns för bestämning av bucklingslast vid excentriskt lastangrepp.

Ett annat problem vid sammansatta konstruktioner är hopfogningen av de ingående elementen. Kraftöverföringen mellan anslutande element kan förbättras om elementen utformas med lämplig profilering av kanterna.

Inverkan av olika profileringar på foghållfasthet har studerats vid avdelningen för Byggnadskonstruktion, CTH, [22], [23].

Lewicki [24] har gjort en sammanställning av olika egenskaper hos elementfogar använda i Östeuropa.

En allmän översikt av krav och möjligheter beträffande kraftöverförande fogar ges i [25].

Sammanfattning

Mycket arbete har ägnats åt experimentella undersökningar av produkter utförda i ferrocement. Tunna skivor med relativt liten bredd armerade med varierande antal stålnät av olika typer har bl a provats. Försöksresultaten visar att vedertagna beräkningsprinciper ger i många fall godtagbara resultat.

För tillverkning av tunna betongskivor i större serier har utförda försök visat att strängpressning kan vara en användbar metod. De försök med denna teknik som redovisats i den studerade litteraturen har gällt oarmerade eller fiberarmerade element. En tänkbar utveckling är framställning av nätarmade element genom strängpressning.

Skivor tillverkade av fiberbetong har hittills fått begränsad användning, beroende på att fibertillsatsen är dyrbar att utföra och samtidigt dåligt utnyttjad och att vissa svårigheter som korrosion o dyl varit svåra att bemästra. Någon prövning av konventionella beräkningsmetoders giltighet för bärande konstruktioner av fiberbetong verkar ej ha utförts.

Hur kanterna på tunna betongskivor bör utformas för att lämpa sig för pågjutning eller hoppgjutning till sammansatta konstruktioner tycks ej ha studerats. Ej heller tycks utförande och beräkning av konstruktioner uppbyggda av sådana skivor ha ägnats någon större uppmärksamhet.

3.2 Synpunkter från elementtillverkare

Vid samtal med olika tillverkare av betongelement framkom följande synpunkter:

1. Normalt görs betongtjockleken ej mindre än 6 cm. Skivor i form av paneler mellan förstyvande kanter har gjorts med tjocklek ned till 3 cm. Lokalt kan man gå ned till ca 20 mm som täckning över slitsar och dylikt.
2. Erfarenheten har visat att man får rostutfällningar och sprängning av betongen om man använder vanlig armering vid betongtjocklekar av storleken 30 å 40 mm. Även stålfiberarmering ger rostutfällning men spränger ej sönder betongen.
3. Tunna våningshöga betongskivor kröks genom inverkan av temperatur- och fuktvariation. Speciellt farlig i detta avseende är solbestralning. För att undvika besvärande krökning bör jämntjocka skivor ej göras tunnare än 7 å 8 cm. Det finns exempel på att 6 cm tjocka skivor fått stora utbuktningar.
4. Fasadelement med frilagd ballast bör ej göras alltför tunna på grund av att inhomogeniteter ger upphov till ojämna deformationer vid klimatiska påfrestningar.
5. Fasadelement av betong som är för tunna för att fungera som våningshöga skivor kan infästas mot ett underlag. Tunna betongskivor som utsätts för väder och vind spricker lätt sönder om de är oarmerade. Hållfastheten kan förbättras genom fiberinblandning i betongen.
6. Takelement av TT-typ, i vilka betongtjocklek ned till 20 mm förekommer, har börjat tillverkas.

Sammanfattning

Element som hittills tillverkats fabriksmässigt har vanligen gjutits liggande enligt konventionella metoder och armerats med nät eller lösarmering av stål. Minsta betongtjocklekar har valts med ledning av praktiska erfarenheter av styvhet och rostskydd.

De kontaktade elementtillverkarna föreföll dock öppna för nya utvecklingslinjer beträffande material i tillverkningsmetoder och produktsortiment.

Litteraturförteckning

- [1] Fiber Reinforced Concrete. Publication SP-44, American Concrete Institute, Detroit 1974.
- [2] Fiber Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium 1975. Ed.: A Neville.
- [2a] Fiberbetong. Nordforsks projektkommitté för FRC-material. Rapport 1977.
- [3] S P Shah, New Reinforcing Materials in Concrete. ACI Journal, May 1974.
- [4] John M Hanson, S P Shah, J David Harmon, Use of Expanded Metal as Reinforcement in Concrete Slabs. ACI Journal, February 1976.
- [5] Ronald F Zollo, Extrusion of Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI Journal, December 1975.
- [6] Ronald F Zollo, Fiber Reinforced Concrete Extrusion Proc., ASCE, Struct. Div., Volume 101, December 1975.
- [7] Antoine E Naaman, Sukendra P Shah, Tensile Tests of Ferrocement. ACI Journal, Volume 2, 1971.
- [8] Colin D Johnston, Samir G Mattar, Ferrocement - Behavior in Tension and Compression. Proc., ASCE, Struct. Div., Volume 102, May 1976.
- [9] Colin D Johnston, Dallas N Mowat, Ferrocement - Material Behavior in Flexure. Proc., ASCE, Struct. Div., Volume 100, October 1974.
- [10] Heinz Müller, Ferrozement - Entwicklung, Eigenschaften, Verwendung und Herstellung vorrangig in Bootsbau. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 9, 10, 11/1976.
- [11] D Logan, S P Shah, Moment Capacity and Cracking Behavior of Ferrocement in Flexure. ACI Journal, Volume 10, December 1973.
- [12] David S Cahn, J Craig Phillips, Ori Ishai, Samuel Aroni, Durability of Fiber Glass - Portland Cement Composites. ACI Journal, Volume 70, March 1973.
- [13] Surendra P Shah, William H Key, Impact Resistance of Ferro-Cement. Proc., ASCE, Struct. Div., Volume 98, January 1972.

- [14] M Jack Snyder, David R Lankard, Factors Affecting the Flexural Strength of Steel Fibrous Concrete. ACI Journal, February 1972.
- [15] Amos Atlas, Chester P Siess, Clyde E Kesler, Behavior of One-Way Concrete Floor Slabs Reinforced with Welded Wire Fabric. ACI Journal, May 1965.
- [16] A Hofsøy, I Guklid, Bond Studies on Hot Dip Galvanized Reinforcement in Concrete. ACI Journal, Volume 66, 1969.
- [17] Stuart E Swartz, Vernon H Rosenbraugh, Buckling Design Curves for Concrete Panels with All Edges Continuously Supported. ACI Journal, September 1975.
- [18] Walther Mann, Kippnachweis und Kippaussteifung von schlanken Stahlbeton- und Spannbetonträgern. Beton- und Stahlbetonbau, Februar 1976.
- [19] Dieter Frenzel, Kamal Kafla, Kippversuche an zwei schlanken Spannbetonträgern. Beton- und Stahlbetonbau, Februar 1976.
- [20] Stuart E Swartz, Vernon H Rosenbraugh, Local Buckling of Long-Span Concrete Folded Plates. Proc., ASCE, Struct. Div., Volume 102, October 1976.
- [21] Erich Wiegand, Ein Beitrag zur Beulstabilität von Stahlbetonwänden mit nichtlinear-elastischem Werkstoffgesetz. Diss., Darmstadt 1970.
- [22] Anders Eriksson, Hållfasthets- och styvhetsegenskaper för vertikala fogar mellan betongelement CTH, avd för Byggnadskonstruktion, Göteborg 1975.
- [23] Anders Eriksson, Gunnar Kärrholm, En problemöversikt av vägg- och bjälklagsfogar vid överpåverkan. CTH, avd för Byggnadskonstruktion, Göteborg 1973.
- [24] Bohdan Lewicki, Structural Joints in Large Panel Buildings. Institute of Building Design, Technical University of Denmark, 1976.
- [25] T Koncz, Anforderungen und Möglichkeiten von Kraftschlüssigen Verbindungen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, September 1975.

4 PROVILLVERKNING

4.1 Material

4.1.1 Nät

Till armeringen i skivorna valdes ett förzinkat ståltrådsnät med hopsvetsade korsningspunkter. Nätets bredd var 1020 mm och avståndet mellan trådarna var 12,7 mm i nätets längsriktning och 25,4 mm i tvärriktningen. Trådarnas diameter var 1,45 mm.

Vid dragprovning av tråden erhöles 1 % förlängning vid påkänningen 380 Mpa (3800 kp/cm²) medan brott erhöles vid ca 9 % förlängning varvid påkänningen var ca 500 MPa (jfr punkt 4.5.1).

Kommentar: Genom felleverans blev den avsedda orienteringen av nätets rutor omkastad. Skarvning av nätet visade sig dock möjlig att genomföra medelst lödning, varför de första fyra skivornas nät kom att innehålla två sådana skarvar. De följande fyra skivorna hade dubbla nät utan skarvar.

4.1.2 Betong

Betongens sammansättning framgår av nedanstående tabell. Betongen i serie 2 blandades med flyttillsats för att betongen skulle bli mera lättbearbetad än den mycket styva betong som användes i serie 1.

TAB. 4.1.2:1 Betongsammansättning. Delmaterialmängderna avser kg/m³.

	Serie 1 (Triangelbalk I)		Serie 2 (Triangelbalk II, I-balk)
	Gjutning 1	Gjutning 2	Gjutning 3 och 4
Standardcement	444	442	443
Sand (0-4 mm)	592	589	986
Makadam (2-5 mm)	223	1204	815
Makadam (5-8 mm)	987	-	-
Vatten	169	171	171
			Flyttillsats 1,5 % av cementvikten

4.1.3 Hopgjutningsbruk

På grund av de mycket trånga utrymmena i fogarna och den vertikala gjutriktningen vid hopgjutningen valdes sk flytbruk.

I en inledande serie, där avsikten var att utprova förankringsegenskaperna hos ingjutet stål nät, var blandningsförhållandet cement:sand 1:3. Däremot valdes förhållandet 1:2 för hopgjutningsbruk i samband med hopgjutningen till triangelbalkar.

TAB. 4.1.3:1 Sammansättning av flytbruk. Snabbt hårdnande cement och natursand 0-2 mm.
Flyttillsats 1,5 % av cementvikten.

	Flytbruk till förankringsförsök	Flytbruk till hopgjutning	
		Triangelbalk I	Triangelbalk II
Cement:sand	1:3	1:2	1:2
vct	0,41	0,34	0,34 0,36 0,38
Intrusion aid	-	0,25 %	0,25 %
SiO ₂ -stoff	10 %	5 %	5 %
Flytkonmått	35 cm	38 cm	-

4.2 Utrustning

4.2.1 Gjutbädd

Utformningen av den gjutbädd som konstruerats för gjutning av betongskivor framgår av figurerna 4.2.1:1 och 2.

Vid konstruktionsarbetet hade bl a följande krav uppställts:

- Armeringsnätet skulle gå att spänna upp i båda riktningar med sådan kraft att förlängningen blev minst 0,2 %.
- Nätets läge i den färdiga skivan skulle ej avvika med mer än ±1 mm.
- Skivans tjockleksvariation skulle ej överstiga 10 %.
- Tätning kring nätet skulle åstadkommas runt kanterna.

Kommentar: Gjutbädden fungerade i stort sett bra men krävde stor arbetsinsats vid handhavandet.

Tack vare den tvåsidiga uppspänningen av nätet hölls det mycket plant och kravet om armeringens läge kunde utan vidare hållas. Vid sista gjutningen gjordes ett försök med att endast spänna upp nätet i långa riktningen, vilket också visade sig fungera tillfredsställande.

Skumgummiremsorna som med hjälp av skruvarna genom kantformen pressades mot nätet gav en någotsånär god tätning men kunde ej förhindra att cementslam rann ut, vilket sedan fick rensas bort. Remsorna, som var limmade till kantformens plattstål lossnade från dessa alltmer vid upprepad användning och trasades så småningom sönder.

Kantformens höjd kunde justeras med stor noggrannhet, däremot kunde ej själva gjutningen ge lika god noggrannhet hos betongens överyta.

Vid konstruktionen av gjutbädden hade ej särskilt beaktats hur renskärningen av nätet skulle gå till, vilket gjorde att detta moment ej kunde utföras rationellt medan skivorna låg kvar i formen. Dessa måste först lyftas upp, vilket skapade vissa problem hanteringsmässigt. En genomgående spricka i en av skivorna initierades just vid detta arbetsmoment.

4.2.2 Hopgjutningsform

För att vid slutna sektioner kunna göra hopfogningen i ett steg valdes ett utförande med vertikal hopgjutningsform enligt figur 4.2.2:1.

Kommentar: Både montering och rivning av formen var ganska tidsödande och metoden rekommenderas knappast för fortsatt bruk, även om den i och för sig gav avsett resultat.

4.2.3 Pågjutningsformar

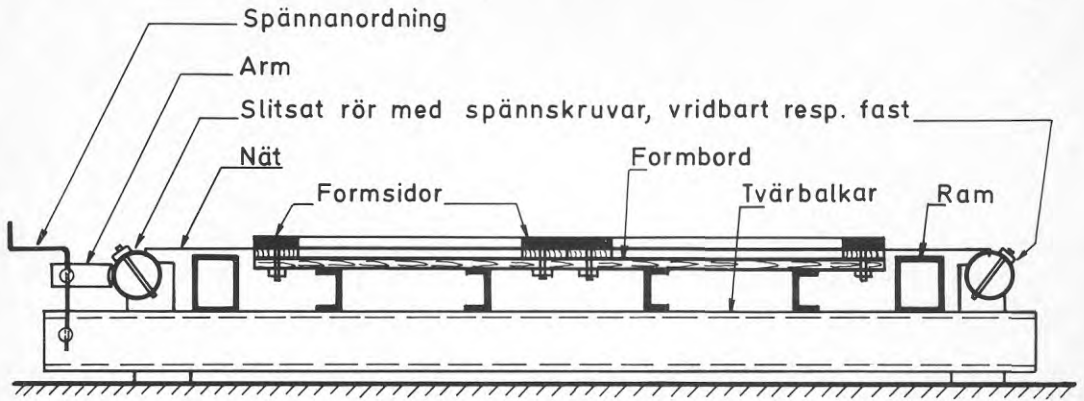
Formarna för pågjutning utfördes som enkla rännor av trä, vilka gavs något lutande sidor med tanke på släppningen (se fig 4.2.3:1).

Kommentar: Hanteringen av formarna var synnerligen enkel, men det hade varit en fördel om båda flänsarna kunnat gjutas samtidigt.

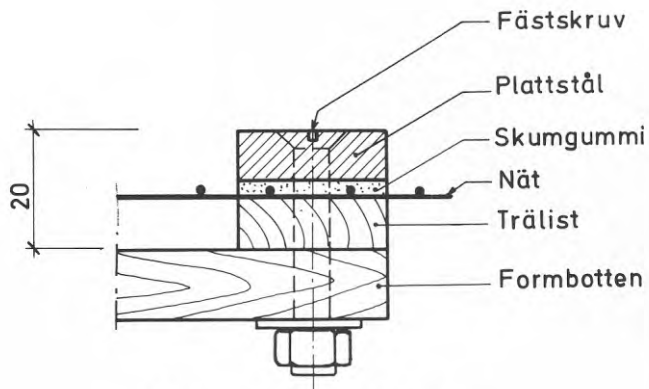
4.3 Arbetsmetoder

4.3.1 Gjutning

Betongen till plattorna blandades i en tvångsblandare.



TVÄRSEKTION



DETALJ AV KANTFORM

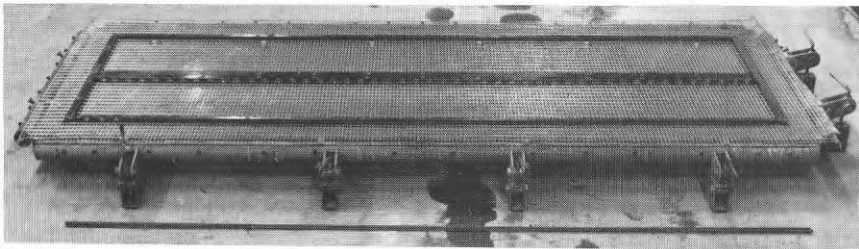


FIG. 4.2.1:1 Gjutbädd

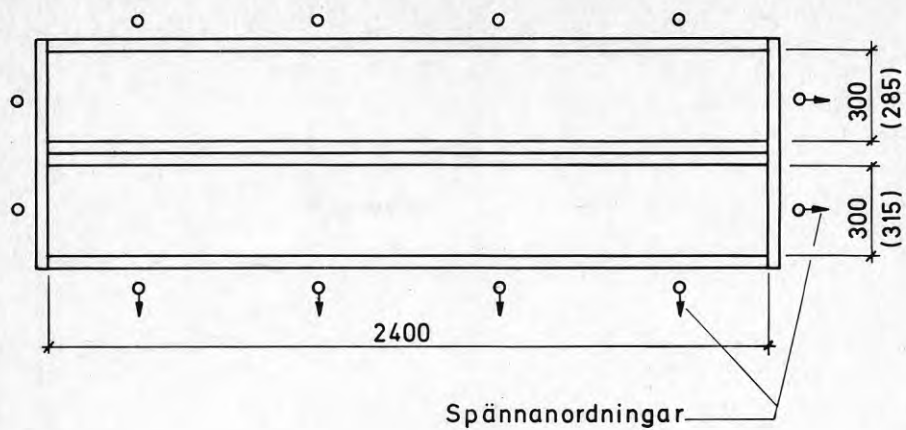


FIG. 4.2.1:2 Detalj av formbord

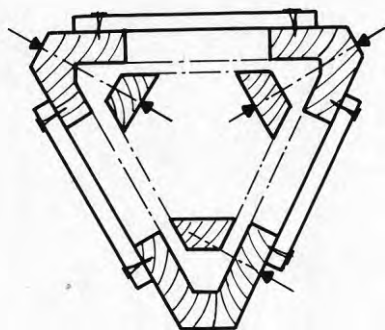


FIG. 4.2.2:1 Hoptgjutningsform

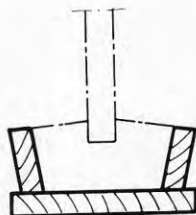


FIG. 4.2.3:1 Pågjutningsform

Komprimeringen av den mycket styva betongen skedde i serierna 1 och 2 med vibrobalk. I serierna 3 och 4 där flyttillsats användes i betongen utfördes delvis komprimeringen med vibrostav. I slutfasen av gjutningen slätglättades plattorna.

Provkroppar komprimerades genomgående på vibrobord.

Kommentar: Gjutningsarbetet var ganska tidskrävande beroende på de relativt primitiva arbetsmetoderna men framför allt beroende på betongmassans kärvhet genom att skarpkantat material använts till ballasten.

4.3.2 Härdning

Vid gjutningarna 1 och 2 påskyndades härdningen med IR-strålelement, 3 st à 1000 W, placerade på omkring 1,3 m avstånd ovanför de nygjutna skivorna. För att förhindra avdunstning och erhålla jämnare temperatur täcktes plattorna med transparent polyetenfolie.

Värmebindningen pågick under 10-12 timmar med maximala temperaturen 55°C. Jämsides med normallagrade kuber anordnades även objektlagrade, dvs lagrade under betingelser som så nära som möjligt efterliknade den som gällde för skivorna.

Skivorna ingående i gjutningarna 3 och 4 härdades däremot under normala laboratoriebetingelser. Även i detta fall täcktes skivorna med polyetenfolie för att förhindra för tidig uttorkning.

4.3.3 Avformning

Av hanteringsskäl skedde avspänning och avformning av plattorna inte förrän det bedömdes som sannolikt att betongens böjdraghållfasthet uppgått till minst 3 MPa (30 kp/cm²).

I samband med avformningen av den första plattserien utfördes bestämning av deformationerna som uppträdde både vid avspänning och efterföljande krympning (jfr punkt 4.5.2).

Avformning efter hopgjutning kunde utföras redan under efterföljande dygn eftersom snabbt härdnande cement användes som bindemedel i bruket.

4.3.4 Tillverkning av triangelbalkar

a. Montering

Skivorna monterades tillsammans med dragarmeringen i den i punkt 4.2.2 beskrivna vertikala hopgjutningsformen.

Kommentar: Montaget var ganska besvärligt att utföra på grund av de knappt tilltagna utrymmena för nät och armering. Den utstickande nätarmeringen bockades för hand med enkla verktyg och visade sig efter bockningen inte uppfylla de toleranser som förutsatts vid dimensioneringen. Detta gjorde att de olika skivornas nät lätt hakade i varandra och försvårade arbetet.

b. Hopgjutning

Hopgjutningen av skivorna till triangelbalkar utfördes i vertikal position genom ifyllning av flytbruk från toppen. För att förhindra att ofyllda hålrum uppstod användes en lång armeringsstång som fördes upp och ned under ifyllningen.

Kommentar: Hopfogningen av den första triangelbalken lyckades väl men vid den första fogen i den andra balken erhöles gjutsår som lagades i efterhand. Speciellt viktigt för att nå ett tillfredsställande resultat är att flytbruket får en tillräcklig flytförmåga och att gjutningen högst bör försiggå under 10 minuter. Efter ungefär 15 minuter har flytförmågan minskat hos bruket i sådan grad att gjutsår riskeras uppstå.

4.3.5 Tillverkning av I-balk

a. Montering

Före monteringen bockades de utstickande näten ut för hand. På dragsidan veks de runt dragarmeringen så att en liten korg bildades. Vid pågjutningen fick skivan hänga fritt i ett par bockar över de i punkt 4.2.3 beskrivna rämnorna som bildade form för respektive flänsar.

Kommentar: Tillverkning och hantering av dessa formar var mycket enkel och likaså var den ovan beskrivna monteringen av skivan enkel att utföra.

b. Pågjutning

Flänsarna göts vid livet i en horisontellt liggande form placerad i underkant på livplattan. Sedan betongen hårdnat vändes livet ett halvt varv och den andra flänsen göts på samma sätt i ett andra gjutmoment. Flytbetongen komprimerades för hand då stavvibrator inte kunde användas på grund av otillräckligt utrymme i formen.

Kommentar: Gjutningen av den oarmerade överfläsen beredde inga svårigheter, däremot förorsakade nätkorgen kring dragarmeringen i underfläsen dålig utfyllnad och gjutsår inträffade utefter hela längden, vilket fick lagas i efterhand. Den använda skarpkantade ballasten gjorde betongen kärv och bättre resultat hade säkert erhållits om naturgrus i stället använts.

4.4 Utförda balksektioner

4.4.1 Triangelbalkar

Två olika triangelbalkar tillverkades. Med ledning av resultatet från provningen av den första balken försågs den andra med betydligt kraftigare nätarmering i tvärlängden än den första och dessutom med särskilda längsgående "förtagningsarmering" för upptagande av skjuvkrafter i gjutfogarna.

a. Triangelbalk I. Se fig 4.4.1:1

Data för de i balken ingående skivorna:

Tjocklek: Nominell 20 mm, verklig ca 20-22 mm

Planmått: 300 x 2400 mm

Vikt: 14,5 kg/m, totalt 35 kg

Armering: Enkelt nät \varnothing 1,45 mm, delning 12,7 x 25,4 mm

Armeringsprocent, nominell: I längsriktningen 0,65 %, i tvärriktningen 0,33 %

Beräknat nominellt brottmoment i längsriktningen: $M_B = 700 \text{ Nm/m}$ (7000 kpcm/m)

Kantutformning: Slät kant med utstickande nätarmering (0,33 %)

Data för balken:

Vikt: 65 kg/m, totalt med ändtvärbalkar 200 kg

Böjarmering: $2\varnothing 2 \text{ Ks } 60 + 1\varnothing 16 \text{ Ks } 60 \rightarrow 4,27 \text{ cm}^2$

Nätarmering upp till 100 mm under balkens överkant: $1,00 \text{ cm}^2$

Inre hävarmar räknat till överplattans centrumlinje: $\text{Ks } 60$ 345 mm, nät 250 mm

Beräknat böjbrottmoment: $M_B = 600 \cdot 4,27 \cdot 10^{-4} \cdot 0,345 + 310 \cdot 1,0 \cdot 10^{-4} \cdot 0,250 = 88 + 8 = 96 \text{ kNm}$ (9,6 Mpm).

b. Triangelbalk II. Se fig 4.4.1:2

Data för de i balken ingående skivorna:

Tjocklek: Nominell 20 mm, verklig ca 22 mm

Planmått: 285 respektive 315 x 2400 mm

Armering: Dubbelt nät \varnothing 1,45 mm, delning 25,4 x 12,7 mm

Armeringsprocent, nominell: I längsriktningen 0,65 %, i tvärriktningen 1,30 %
 Kantutformning: Slät kant med utstickande nätarmering (1,30 %) och två stycken längsgående stänger $\varnothing 6$ Ks 60 till hälften nedpressade i överytan på den färska betongen.

Data för balken:

Vikt: 60 kg/m, 144 kg totalt
 Böjarmering: $2\varnothing 12$ Ks 60 \rightarrow 2,25 cm²
 "Förtagningsarmering": $4\varnothing 6$ Ks 60 i varje hörn \rightarrow 1,13 cm²
 Nätarmering upp till 100 mm under balkens överkant: 0,72 cm²
 Inre hävarmar räknat till överplattans centrumlinje: Ks 60 295 mm, nät 215 mm
 Beräknat böjbrottmoment: $M_B = 600 \cdot 3,38 \cdot 10^{-4} \cdot 0,295 + 310 \cdot 0,72 \cdot 10^{-4} \cdot 0,215 = 60 + 5 = \underline{65 \text{ kNm}}$ (6,5 Mpm)

4.4.2 I-balk. Se fig 4.4.2:1

Data för den i balken ingående skivan:

Planmått: 285 x 2400 mm
 Kantutformning: Profilerad kant med utstickande nätarmering (jfr fig 4.4.2:1)
 Beträffande tjocklek och armering se "Triangelbalk II"

Data för balken:

Vikt: 34 kg/m, 82 kg totalt
 Böjarmering: $3\varnothing 12$ Ks 60 \rightarrow 3,38 cm²
 Nätarmering upp till 100 mm under balkens överkant: 0,36 cm²
 Inre hävarmar, räknat till överflänsens centrumlinje: Ks 60 310 mm, nät 210 mm
 Beräknat böjbrottmoment: $M_B = 600 \cdot 3,38 \cdot 10^{-4} \cdot 0,310 + 310 \cdot 0,36 \cdot 10^{-4} \cdot 0,210 = 63 + 2 = \underline{65 \text{ kNm}}$ (6,5 Mpm)
 (Kontroll av medeltryckpåkänningen i överflänsen: $\sigma_{cc} = (600 \cdot 3,38 \cdot 10^{-4} + 310 \cdot 0,36 \cdot 10^{-4}) / 0,105 \cdot 0,040 = 51 \text{ MPa}$)

4.5 Provning

4.5.1 Material

Nätarmeringens egenskaper vid dragning provades på så sätt att enskilda trådar utklippes ur nätet och provades. Materialet i tråden var kallbearbetat och uppvisade ingen markerad flytgräns.

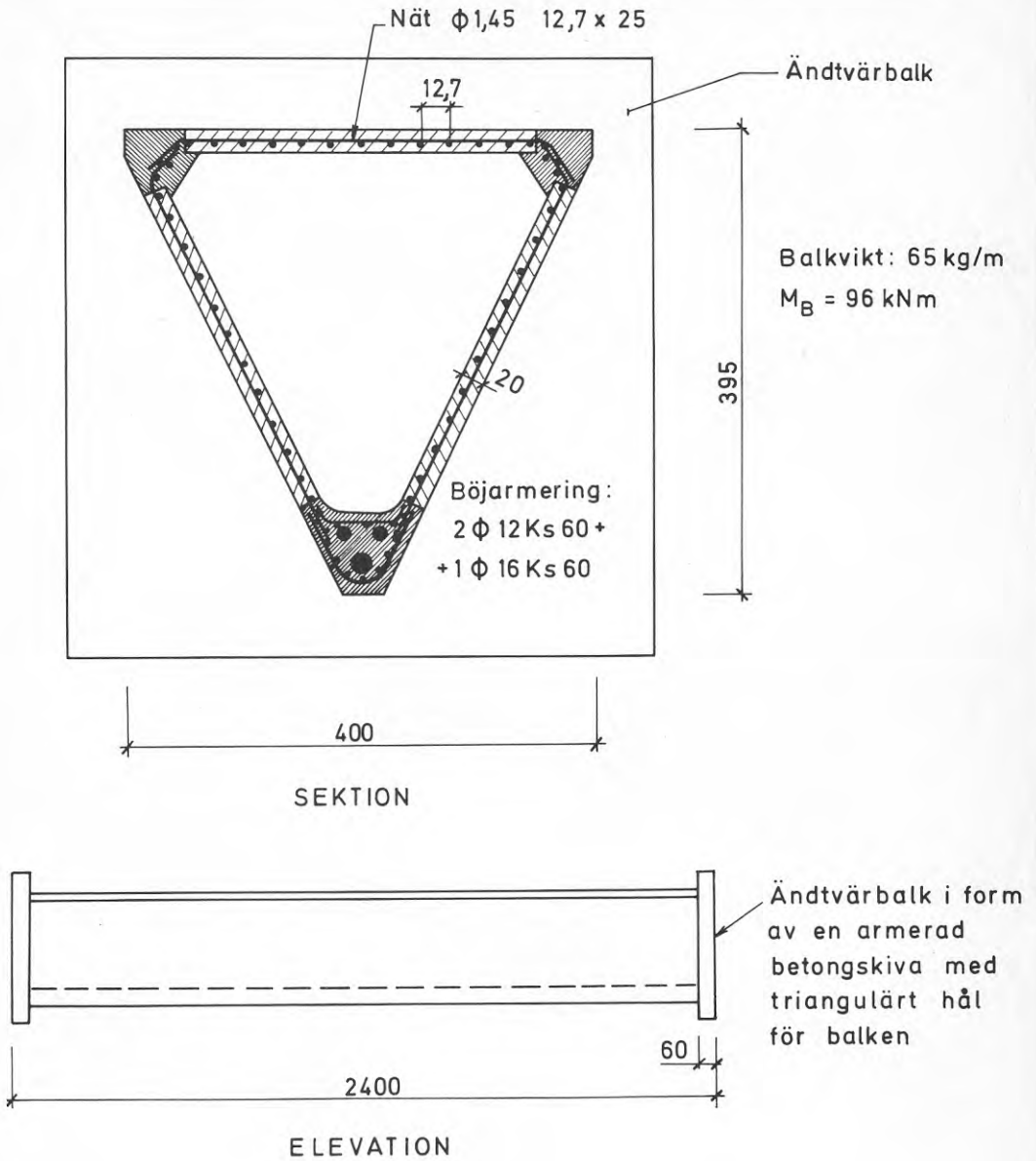


FIG. 4.4.1:1 Triangelbalk I

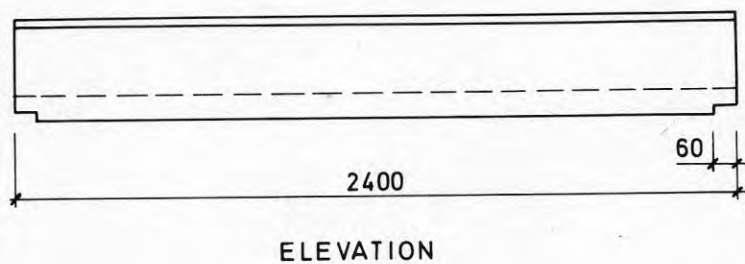
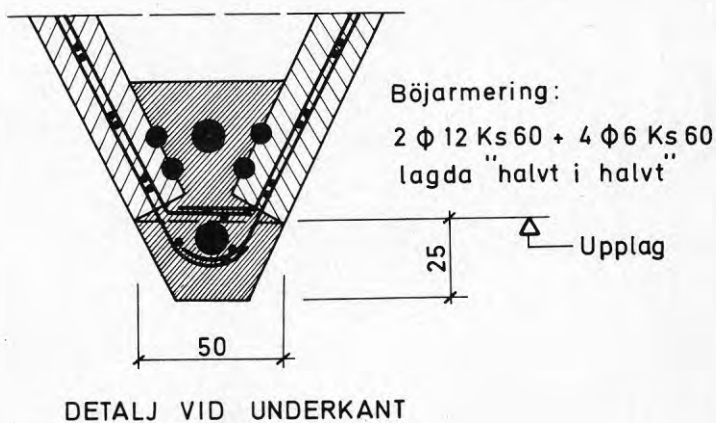
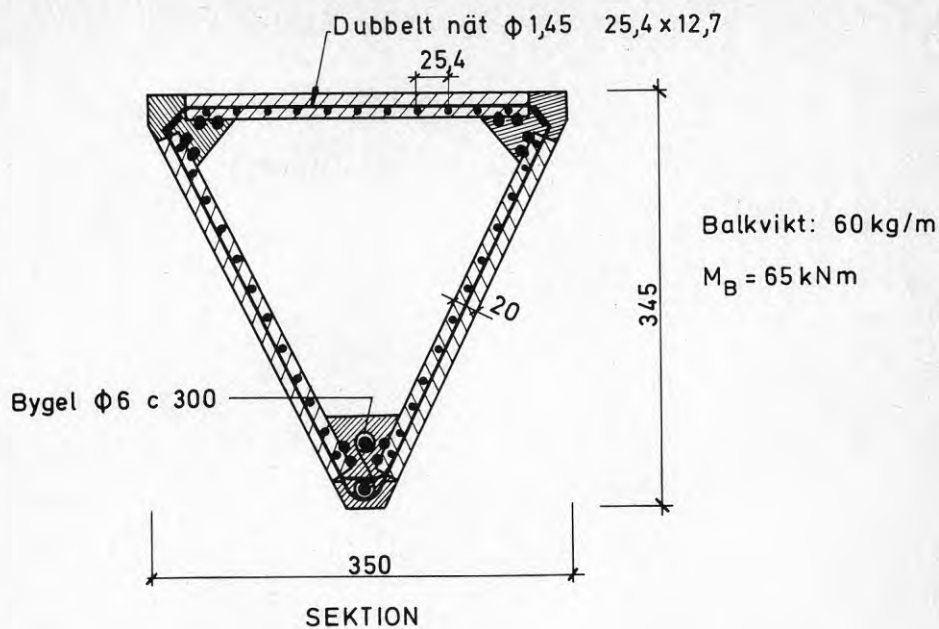


FIG. 4.4.1:2 Triangelbalk II

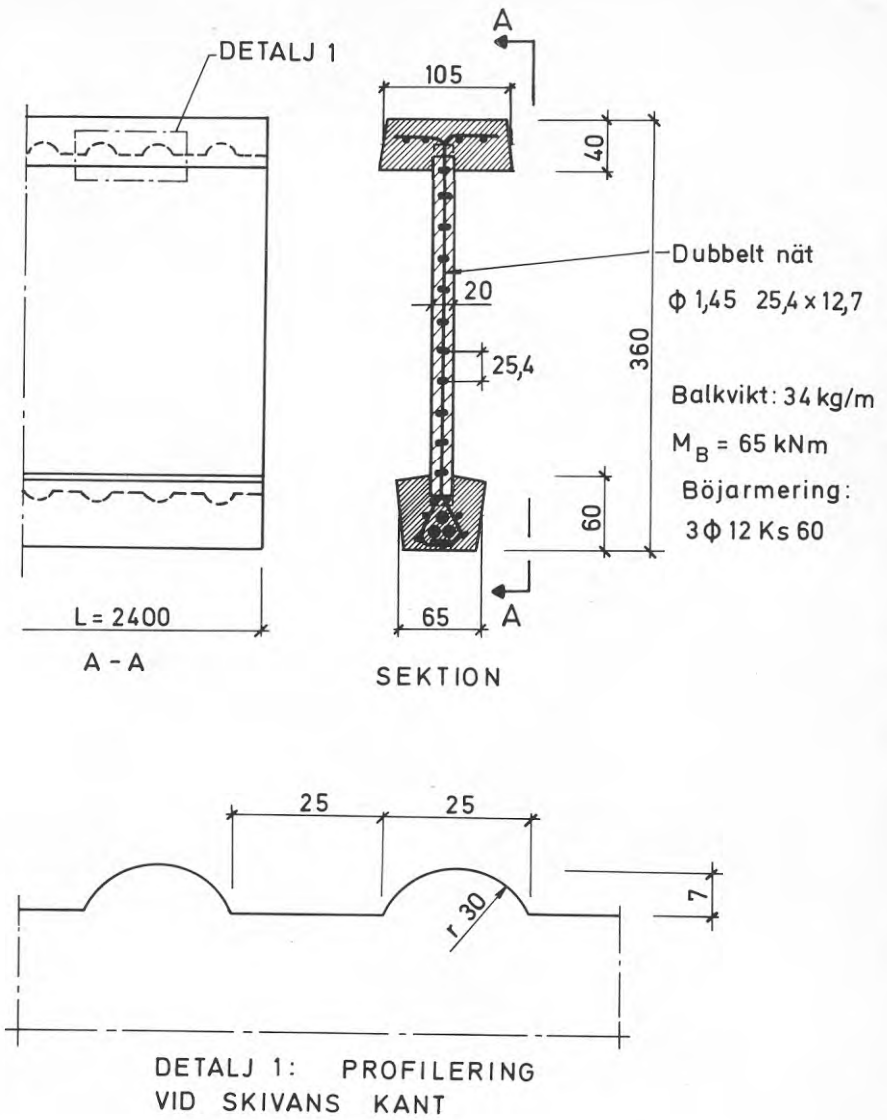


FIG. 4.4.2:1 I-balk

Följande förlängningar och tillhörande nominella påkänningar uppmättes:

- 0,2 % - 310 MPa (3100 kp/cm²)
 1 % - 380 MPa
 9 % - 500 MPa (brott)

Utdragshållfastheten vid ingjutning i bruk var så hög att brott erhöles i samtliga fall i trådarna, då minst en tvärtråd ingick. (Avstånd kant - tvärtråd minst ca 6 mm.)

Vidhäftningshållfastheten för tråd utan ingjuten tvärtråd provades inte.

Hållfasthetsegenskaper för flytbruk i förankringsförsök framgår av nedanstående tabell.

TAB. 4.5.1:1 Hållfasthetsegenskaper hos flytbruk med sammansättningen 1:3, vct = 0,41 använt för förankringsförsök av nät.

	Prismor 4 x 4 x 16 cm	
	9 dygn	17 dygn
Skrymdensitet	2395 kg/m ³	2410 kg/m ³
Tryckhållfasthet	76,2 MPa	89,3 MPa
Böjdraghållfasthet	7,2 MPa	7,9 MPa

Hållfasthetsegenskaperna hos betong i plattorna bestämdes i anslutning med provningen av triangelbalk respektive I-balk. Resultat framgår av tabell 4.5.1:2.

TAB. 4.5.1:2 Hållfasthetsegenskaper hos betong för plattor i triangelbalkar respektive I-balk.

	Serie 1		Serie 2	
	Gjutning 1 (75 dygn)	Gjutning 2 (66 dygn)	Gjutning 3 (56 dygn)	Gjutning 4 (52 dygn)
Normallagrade kuber				
15 cm sida				
Skrymdensitet (kg/m ³)	2485			
Tryckhållfasthet (MPa)	78,0			
Normallagrade prismor				
4 x 4 x 16 cm				
Skrymdensitet (kg/m ³)	2465	2420	2435	2420
Tryckhållfasthet (MPa)	90,6	75,2	64,5	62,0
Böjdraghållfasthet (MPa)	11,4	9,0	10,6	10,6
Objektlagrade prismor				
4 x 4 x 16 cm				
Skrymdensitet (kg/m ³)	2520	2430	2430	2410
Tryckhållfasthet (MPa)	80,1	78,6	63,0	60,5
Böjdraghållfasthet (MPa)	9,8	11,0	9,8	8,9

Hållfasthetsegenskaperna hos betong ingående i I-balkens drag- och tryckfläns framgår av nedanstående tabell.

TAB. 4.5.1:3 Hållfasthetsegenskaper hos betong ingående i I-balkens drag- respektive tryckfläns. Prismor 4x4x16 cm. Objektlagring.

	Dragfläns (49 dygn)	Tryckfläns (50 dygn)
Skrymdensitet (kg/m ³)	2410	2380
Tryckhållfasthet (MPa)	66,1	56,7
Böjdraghållfasthet (MPa)	8,6	8,6

Hopgjutningsbrukets hållfasthetsegenskaper för de båda triangelbalkarna framgår av tabell 4.5.1:4.

TAB. 4.5.1:4 Hållfasthetsegenskaper hos flytbruk för fogning av triangelbalkarna.

	Triangelbalk I	Triangelbalk II		
	7 dygn	vct = 0,34	vct = 0,36	vct = 0,38
Skrymdensitet (kg/m ³)	2220	2190	2175	2190
Tryckhållfasthet (MPa)	65,1	73,4	69,6	64,8
Böjdraghållfasthet (MPa)	7,4	9,2	9,6	8,4

4.5.2 Skivor

Genom att före gjutningen sträcka nätet ca 5 mm i längsriktningen och 2 mm i tvärriktningen gavs varje tråd en uppspänning av ca 500 N (50 kp), vilket vid avspänning motsvarar en påkänning i betongen av 2,0 MPa i längsriktningen och 1,0 MPa i tvärriktningen. För att kontrollera detta gjordes följande mätningar:

Deformationer vid avspänning av nätarmering bestämdes i båda riktningarna jämte efterföljande deformationer huvudsakligen förorsakade av krympning vid lagring i laboratorieatmosfär. Resultaten framgår av tabell 4.5.2:1.

TAB. 4.5.2:1 Deformationer vid avspänning och efterföljande krympning av plattorna.

	Stukning (‰) av betongen efter avspänning (5 dygns ålder)	Krympning (‰)	
		5 dygn	60 dygn
Längsled	0,030	0,32	0,55
Tvärled	0,015	0,34	0,60

Resultaten visar att den effektiva förespänningen i betongen knappast kan ha uppgått till ovan beräknade 2,0 respektive 1,0 MPa. Hälften av dessa värden motsvarar en elasticitetsmodul av 40000 MPa, vilket kanske verkar mera troligt.

För att kontrollera brottmomentet lades en skiva upp med spännvidden 2,2 m och belastades till brott med en punktlast i mitten. Därvid uppgick momentet av egenvikt till 90 Nm (900 kp cm) och av punktlast till 110 Nm, vilket tillsammans motsvarar momentet 670 Nm/m, dvs ett värde strax under det beräknade 700 Nm/m. Dragbrott i betongen uppstod vid momentet 550 Nm/m, vilket med den ovan an-

tagna förespänningen 1,0 MPa från dragen motsvarar en draghållfasthet av 6,5 MPa. Resultatet visar att den använda armeringen är lämpligt vald med hänsyn till att den efter ett skört brott i betongen förmår att på ett segt sätt förhindra kollaps. En skiva som brutits under hanteringen behöver sålunda inte med nödvändighet kasseras såvida inte sprickvidden genom deformation blivit alltför stor.

4.5.3 Balksektioner

a Triangelbalk I

Balken provades fritt upplagd med 2,34 m spännvidd och med en punktlast i mitten, se fig 4.5.3:1. Sprött brott erhålls vid momentet 35 kNm, dvs långt under det beräknade 96. Orsaken var skjubrott i gjutfogarna närmast dragarmeringen, vilket helt upphävde förbandet mellan liv och armering (se fig 4.5.3:2 och 3). Den beräknade nominella spänningen i gjutfogen uppgår vid denna last till 2,4 MPa, vilket i alla fall är en ganska hög brottskjuvpåkänning i en gjutfog utan andra anordningar än ett genomgående armeringsnät.

b Triangelbalk II

Beträffande belastningsanordningen se fig 4.5.3:1. Balken som var betydligt förstärkt i gjutfogarna jämfört med den första fungerade normalt ända upp till brott utan tillstymmelse till glidning. Den utlösande orsaken var förankringsbrott vid ändupplaget men dessförinnan hade flytning skett i dragarmeringen i fält.

Före försökets början observerades en del krympsprickor i hopgjutningsbruket kring dragarmeringen men dessa föreföll inte ha påverkat sprickbilden i övrigt. Efter avlastning visade förekomsten av tre sprickor, vars vidd uppmättes till mellan 0,15 och 0,20 mm, att flytning i armeringen skett. Den kvarstående nedböjningen i balkens mitt var 3 mm. Förloppet vid provbelastningen framgår av fig 4.5.3:4 och utseendet efter brott av fig 4.5.3:5-7.

Försummas betongens inverkan är den beräkningsmässiga tvärkraftskapaciteten vid brott $500 \cdot 2 \cdot 1,65 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 0,32 \cdot 0,89 \cdot 10^{-3} / 0,0127 = 74$ kN räknat på nätets vertikala trådar och 37 kN räknat på de horisontella. Summan av dessa, 111 kN, överstiger betydligt den tvärkraft som rådde vid förankringsbrottet (65 kN) vilket visar, att urtaget vid upplaget utgjorde en klar brottanvisning. Den bärande armeringens förankring var också bristfällig, speciellt med tanke på att en tredjedel av denna avslutats före urtaget.

c I-balk

Beträffande belastningsanordningar se fig 4.5.3:8. Två uppställningar gjordes, eftersom ett icke avsett krossbrott inträffade vid ena upplaget utan att balken i övrigt skadades (se fig 4.5.3:10 och 11). Krossbrottet berodde på dålig kringfyllnad av betongen vid stångändarna i kombination med kort förankringslängd bakom upplaget (ca 4 cm). Vid den första uppställningen belastades balken i tredjedels-punkterna. Vid den andra minskades spännvidden med 50 cm, dock med bibehållande av båda skjuvspannens längd. Härvid kom en vid hanteringen av livet uppkommen spricka (sprickvidd 0,2 mm) att ligga inom det ena skjuvspannet, vilket dock ej påverkade balkens bärförmåga.

Under hela belastningsförloppet fungerade förbindningen mellan liv och flänsar helt tillfredsställande. Uppsprickningen i underflänsen var påfallande liten medan livet fick tätt liggande, kraftigt lutande skjuvsprickor av vilka en del mot slutet hade avsevärd vidd (0,5-1,0 mm). Detta återspeglas också i diagrammet i fig 4.5.3:9, där det framgår att balkens deformation i ringa grad påverkades av spännvidden.

Det slutliga brottet var ett segt skjuvbrott, som orsakades av en avslitning av armeringsnätet i en skjuvspricka (se fig 4.5.3:10, 12 och 13). Räknat på samma sätt som vid triangelbalk II (betongens inverkan försummad, trådarna i nätets båda riktningar samverkande) blir den beräkningsmässiga tvärkraftskapaciteten för nätet vid brott 62 kN, dvs exakt lika med den tvärkraft som uppnåddes vid försöket ($P = 124$ kN). Nominell skjuvspänning räknat på ren skjuvad betongarea uppgick då till 9,7 MPa och beräknad påkänning i dragarmeringen till ca 450 MPa.

d Översikt av balkförsöken

	Sort	Triangelbalkar		I-balk	
		I	II	①	②
Beräknat brottmoment	kNm	96	65	65	65
Uppnått moment vid försök	kNm	35	75	39	48
Max ber påkänning i böjarm	MPa	220	660	360	450
Max nom skjuvpåkänning i betongen (exkl arm)	MPa	2,4	5,4	7,9	9,7
Påkänning i skjuvarmeringen vid brottlast (exkl bet)	MPa	230 ^{*)}	290	410	500

^{*)} Motsvarar en "friktionskoefficient" i gjutfogen av ca 3,2.

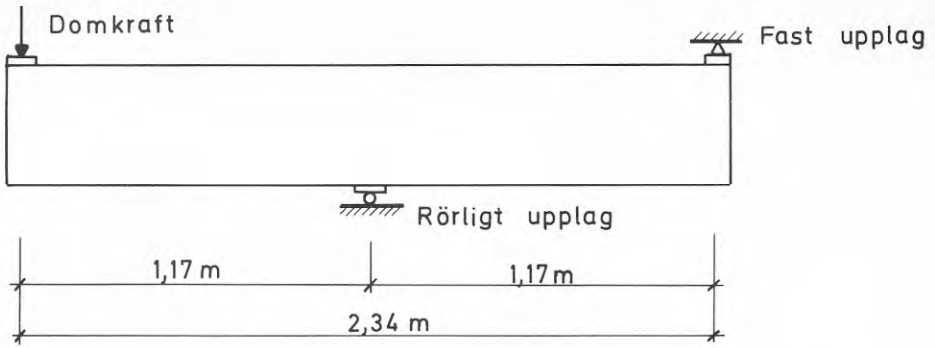


FIG. 4.5.3:1 Belastningsanordning för triangelbalkarna

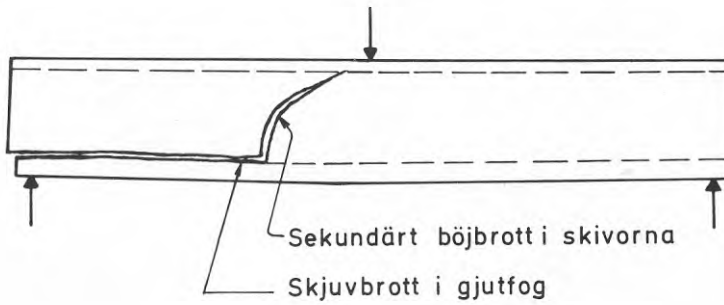


FIG. 4.5.3:2 Brottbild för triangelbalk I
(Fig vänd i förhållande till fig 4.5.3:3)

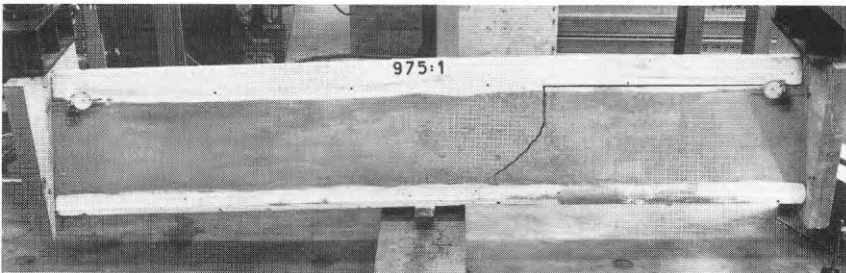


FIG. 4.5.3:3 Triangelbalk I efter brott

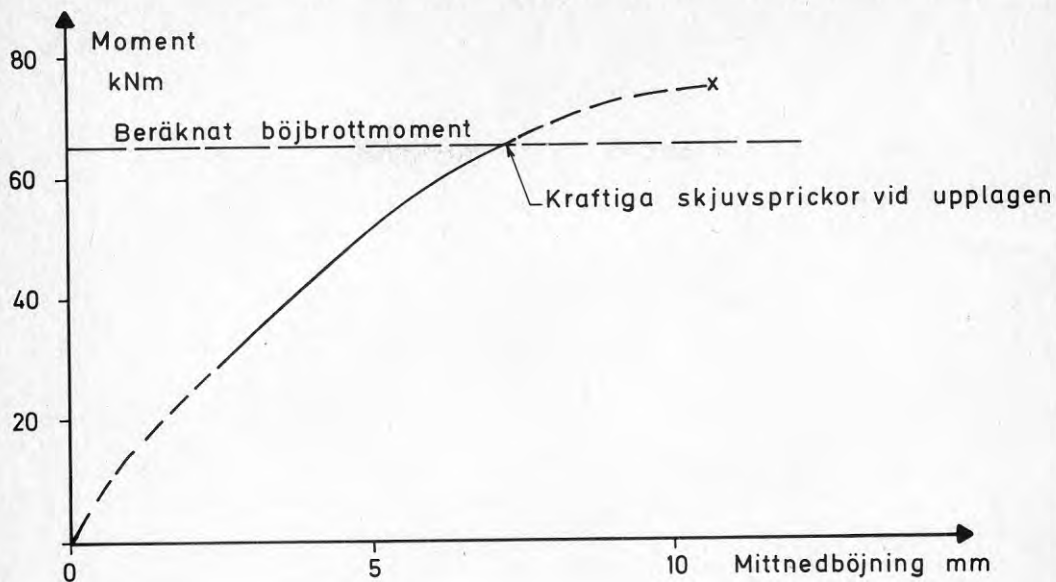


FIG. 4.5.3:4 Belastningsförlopp vid triangelbalk II



FIG. 4.5.3:5 Triangelbalk II efter brott

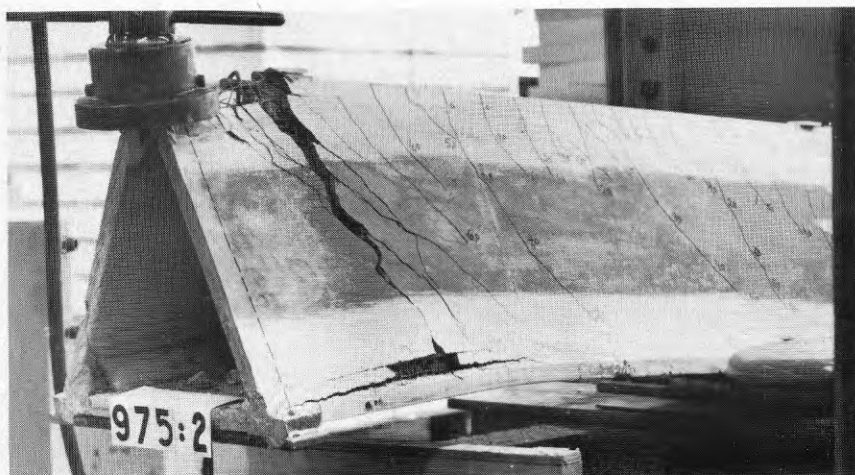


FIG. 4.5.3:6 Vänstra upplaget efter brott

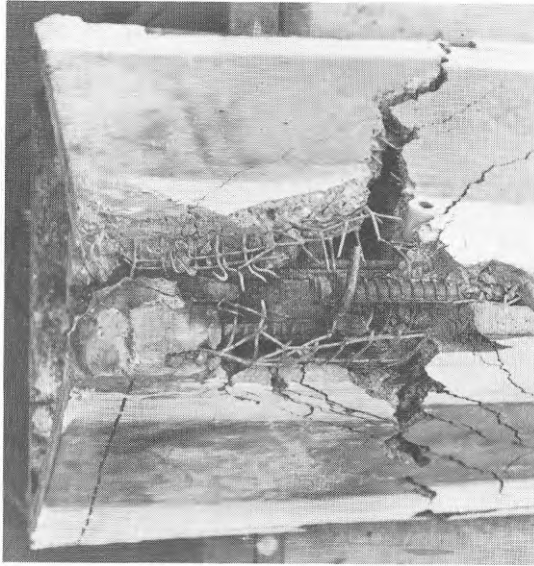


FIG. 4.5.3:7 Detalj vid vänstra upplaget

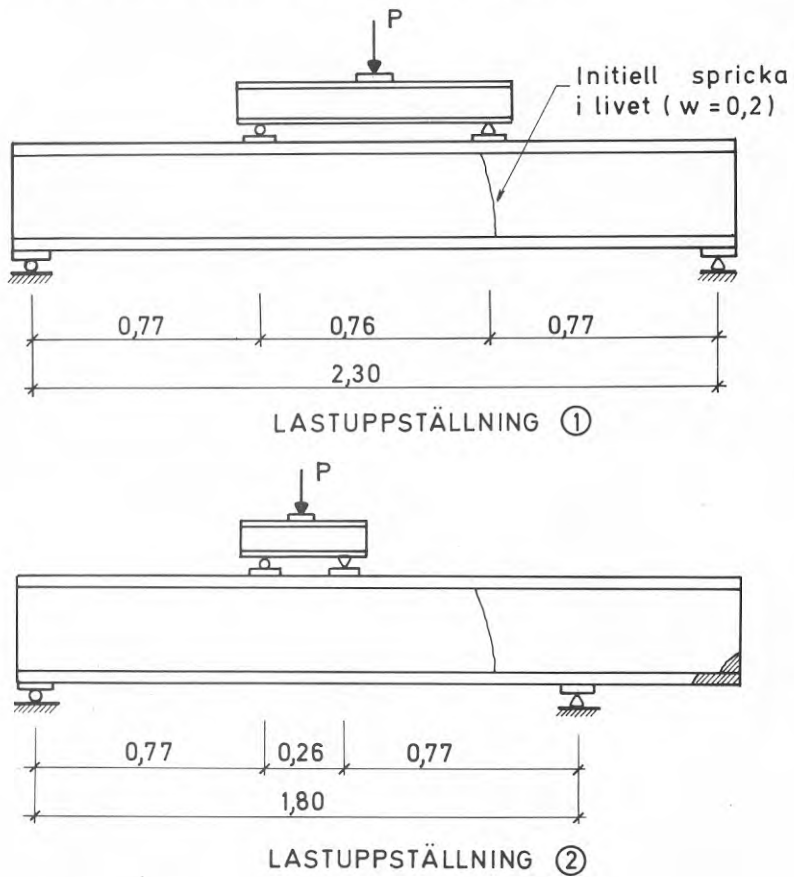


FIG. 4.5.3:8 Belastningsanordningar för I-balk

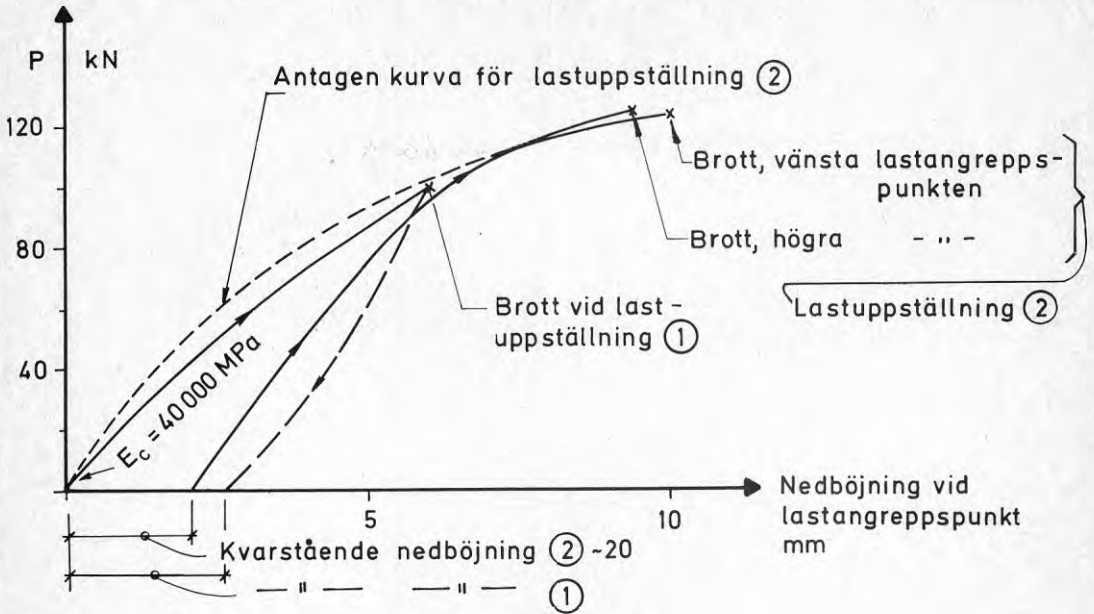


FIG. 4.5.3:9 Belastningsförlopp vid I-balk

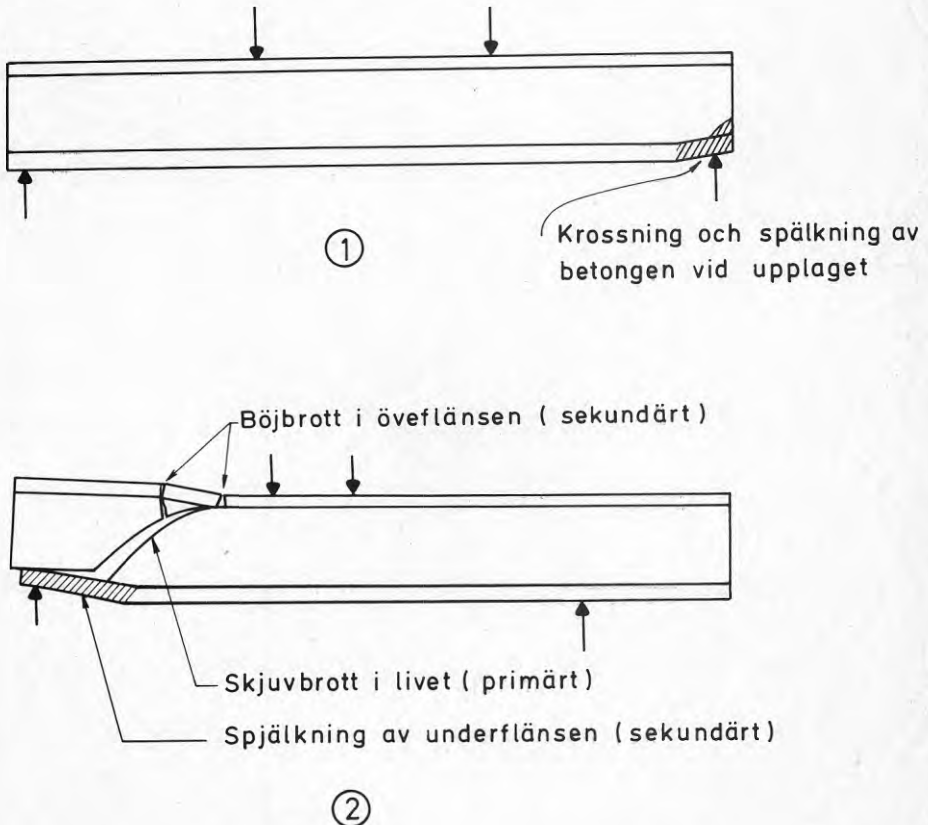


FIG. 4.5.3:10 Brottbilder för I-balk (i stort skalenligt ritade)

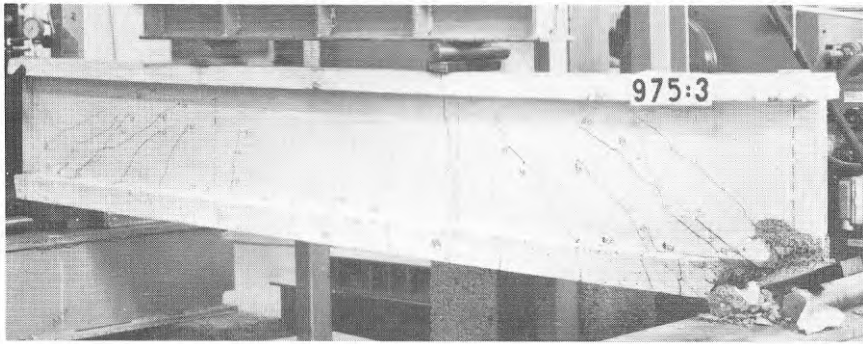


FIG. 4.5.3:11 I-balken efter krossbrott vid högra upplaget

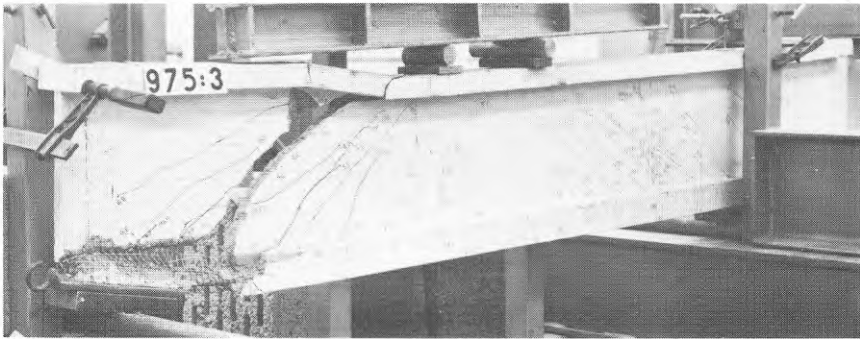


FIG. 4.5.3:12 I-balken efter skjuvbrott i vänstra skjuvspannet

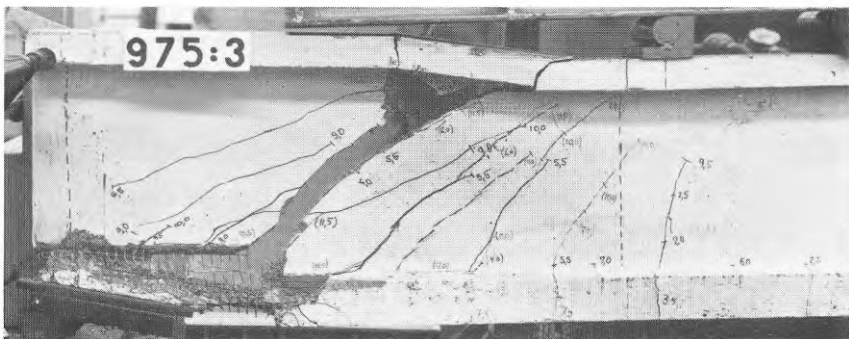


FIG. 4.5.3:13 Detalj av vänstra skjuvspannet

5 ERFARENHETER FRÅN PROVTILLVERKNINGEN

5.1 Resultat

Följande produkter och produktionsmetoder har visat sig möjliga att utföra:

- a. Tillverkning av 20 mm tjocka centriskt nätarmerade skivor i högklassig normalbetong, vilka kan avformas efter något dygn och sedan lagras utan att bli skeva eller böjda. Kriterier för lagring eller grad av skevhet har ej fastlagts inom projektet.
- b. Utformning av skivornas kanter så att skjuvkraftöverförande hopfogning går att utföra.
- c. Uppbyggnad av monolitiska balksektioner genom sammanfogning av skivorna eller medelst pågjutning av flänsar.

5.2 Nackdelar och svårigheter

Med de använda tillverkningsmetoderna har vid arbetet i laboratoriet följande nackdelar och svårigheter konstaterats:

- a. Den nätarmering som använts har goda egenskaper men är dyr (ca 5 kr/kg).
- b. Arbetet med formning, gjutning, avformning och hopmontering har innehållit många moment och varit mycket tidskrävande. Bland annat har anordningarna för sträckning av nätet i två riktningar varit komplicerade och likaså har den valda metoden med stående montage av skivorna vid hopgjutning av slutna sektioner visat sig mindre lämpad ur utförandesynpunkt.
- c. Fullgod tätning kring nätet utefter kanterna har varit besvärlig att åstadkomma.
- d. Överytan på skivorna har varit svår att få jämn vid gjutningen.
- e. Hanteringen av de färdiga skivorna klaras av två man men kräver försiktighet.
- f. På- och hopgjutningar misslyckas lätt vid felaktigt val av konsistens eller ballasttyp.
- g. Böckning av nätet utefter kanterna har varit svår att utföra med de toleranser som förutsatts.

- h. Arbetsmetodernas ofullkomlighet har omöjliggjort kostnadsanalys.

5.3 Åtgärder

Följande åtgärder för att minska de konstaterade svårigheterna föreslås vid en fortsättning av projektet:

- a. Möjligheten att få fram enklare och billigare typer av armering undersöks.
- b. Nätarmering sträcks endast i en riktning.
- c. Annan typ av kantform utvecklas, som är lättare att montera, som ger bättre tätning och som underlättar renskärningen av armeringen vid avformningen.
- d. Naturgrus användes i betongen.
- e. Vertikal hoggjutning undviks.
- f. Slutna balksektioner undviks.

6 HANDLINGSPROGRAM VID FORTSATT PROJEKT

6.1 Förslag till utvecklingslinje

6.1.1 Produktion

- a. Lämpliga typer av armering utreds (i första hand svetsat stål nät eller sträckmetall men andra material som t ex glasfiberväv bör inte uteslutas).
- b. Lämpliga kantformer utvecklas (se fig 6.1:1).
- c. Lämpliga gjutmetoder utvecklas (se fig 6.1:2).
- d. Förenklade på- och hoppgjutningsmetoder utvecklas (se fig 6.1:3).

6.1.2 Produkter

- a. I- och U-balkar (eventuellt använda som fribärande, kvarsittande form) (se fig 6.2:1).
- b. V-balkar (veckkonstruktioner) (se fig 6.2:2).
- c. Skivor (fasadelement, panel, lätta ljudisolerande väggar, täckskivor för brandskydd, luckor o dyl) (se fig 6.2:3).

6.2 Förslag till principiell inriktning (val av material och arbetsmetoder, produkttyper)

- a. Arbetsmetoderna inriktas på fabrikation av skivor som halvfabrikat enligt löpande bandprincipen.
- b. Hoppgjutning av skivor till öppna sektioner eller pågjutning av flänsar förutsätts ske i fabrik.
- c. Enklare hopfogning av färdiga element kan förutsättas ske på arbetsplatsen (se fig 4 och 5).
- d. Högklassig normal- eller lättballastbetong användes till skivorna.
- e. Skivorna utförs i ganska smala standardbredder (förslagsvis 300 - 600 mm). Vid behov kan två eller tre skivor fogas samman med längskarvar.
- f. Armeringen utförs i form av ett eller två nät, sträckmetall el dyl, som sträcks i längsriktningen för att hålla sin plats i gjutformen.

- g. Alternativt utföres armeringen i form av filt eller väv av glas- eller stålfiber som läggs i skivornas över- och underytor.
- h. Armeringen utnyttjas i första hand som skjuvarmering i den färdiga sektionen men också som ett medel att öka skivornas hanterbarhet innan de är hopgjutna eller försedda med flänsar.
- i. När det gäller bärande konstruktioner bör produktionen i första hand inriktas på sådana produkter som går att inordna i konventionella system (balkar, fribärande kvarsittande formar, fasadelement osv). Principen med den tunnväggiga betongkonstruktionen skall härvid vara att den låga materialåtgången gör det möjligt för betongen att även viktmässigt kunna konkurrera med stål, aluminium och trä. Produkter vars introduktion kräver utveckling av helt nya system för sin användning är inte i samma grad aktuella i första omgången eftersom marknadsföringen blir för omfattande.

När det gäller icke bärande element såsom fasadskivor, täckskivor, sockelelement osv finns förmodligen en stor potentiell marknad för nya produkter blott man kan tillfredsställande lösa det problemkomplex som innefattar design, produktionsmetod, lagerhållning, transport och marknadsföring.

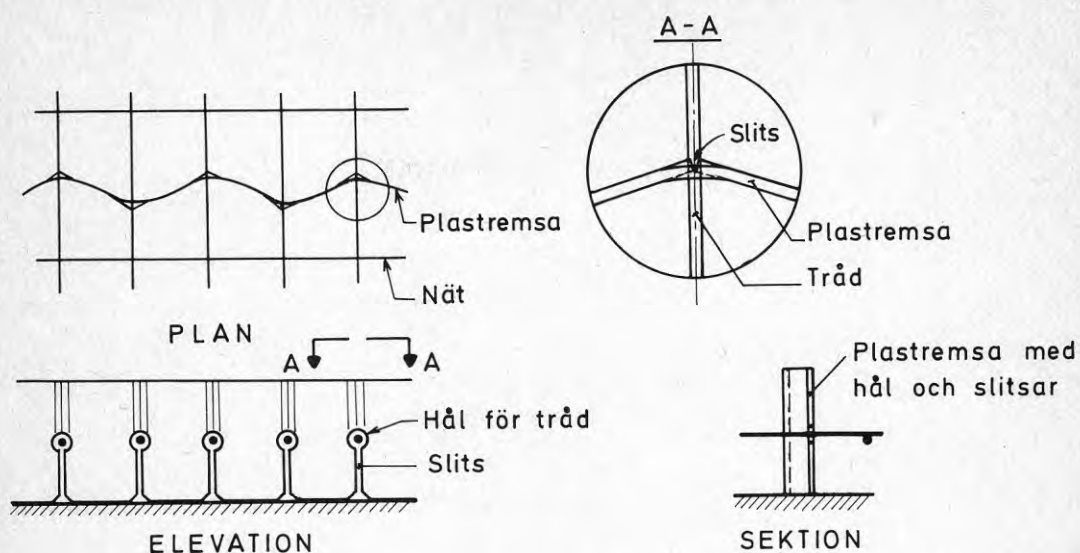


FIG. 6.1:1 Utkast till kantform

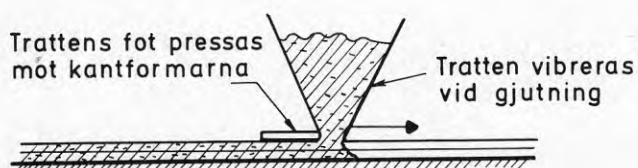


FIG. 6.1:2 Utkast till rörlig gjuttratt

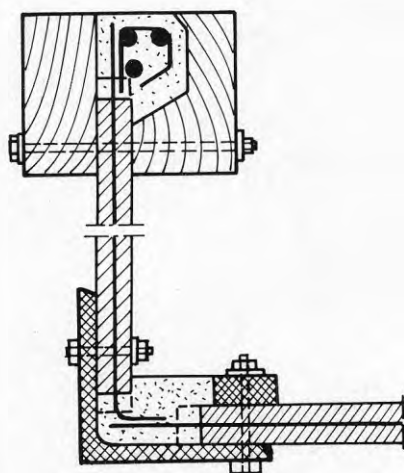


FIG. 6.1:3 Exempel på gjutformar för på- respektive hopgjutning

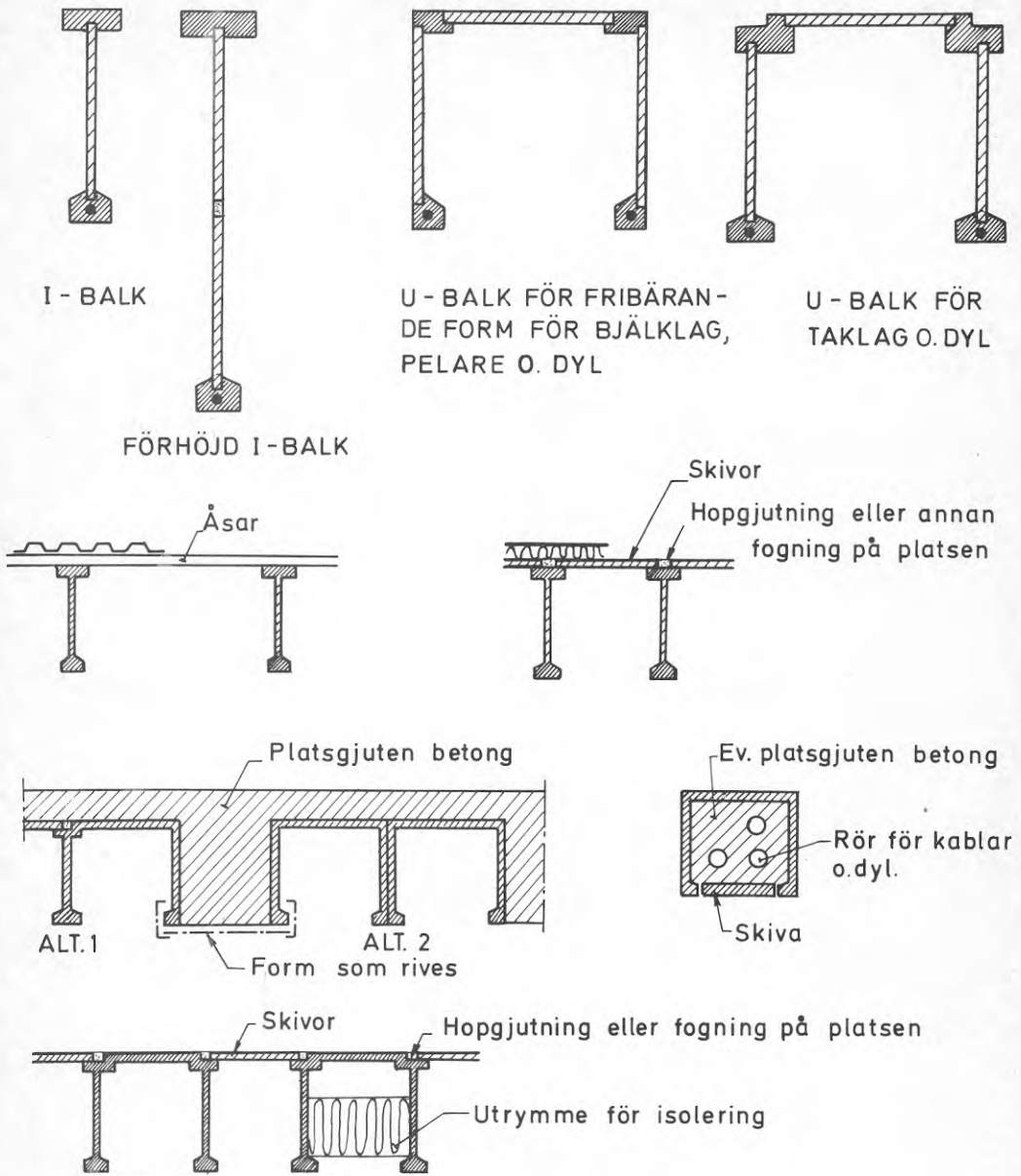


FIG. 6. 2:1 Några exempel på användning av I- och U-balkar

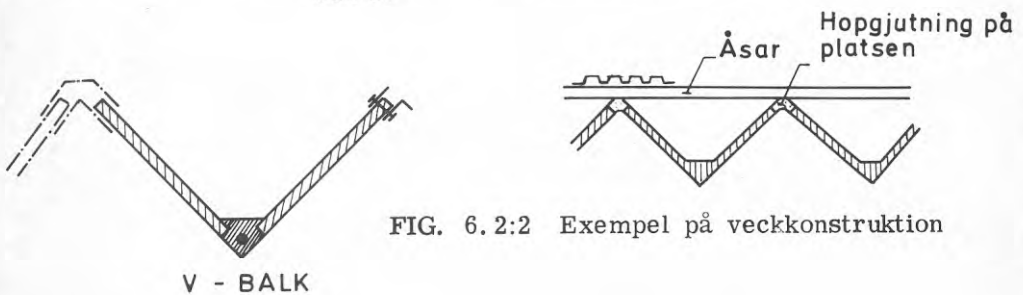
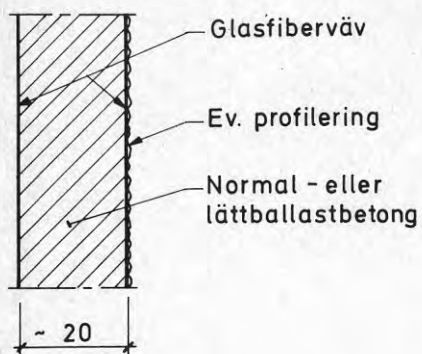


FIG. 6. 2:2 Exempel på veckkonstruktion



SEKTION 1:1

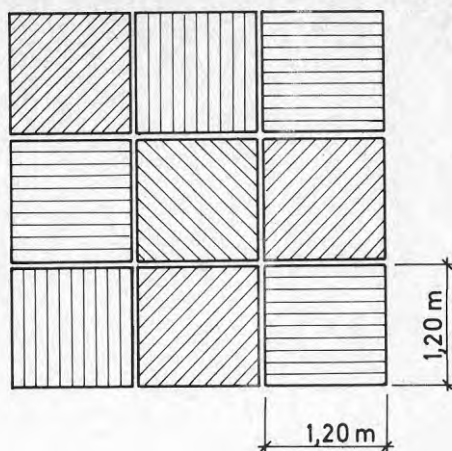
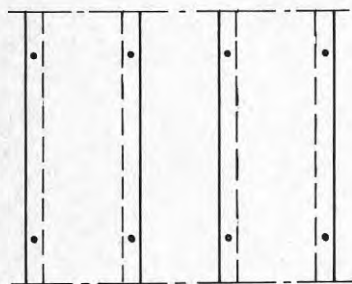
EXEMPEL PÅ MÖNSTER I FASAD
(profileringen läggs i olika led)EXEMPEL PÅ FASADBEKLÄDNAD
SPIKAD PÅ REGLAR, TYP STÄENDE
PANEL

FIG. 6.2:3 Utkast till fasadelement

7 SLUTORD

Projektet är en studie för att bilda underlag till ett program för en mer omfattande forskning rörande tunnväggiga betongkonstruktioner.

Det uppställda försöksprogrammet har i huvudsak följts, dock kan analyserna rörande produkter och tillverkningsmetoder ej betraktas som kompletta och ej heller har någon kostnads kalkyl beträffande dessa ting kunnat genomföras inom projektets ram. De uppnådda resultaten bedöms vara lovande och bör utgöra fullgott motiv för en fortsättning av projektet.

Användning av lösfiber som armering har ej tagits upp inom detta projekt. En av huvudtankarna har varit att använda en till sin placering mer optimalt orienterad armering, t ex nät eller tråd, som kan placeras i önskat läge.

Inom projektet har endast konstruktioner av normalbetong studerats. Det handlingsprogram som uppställts i kap 6 baseras i huvudsak på de erfarenheter som vunnits och de idéer som skapats i anslutning till denna studie. Ett stort fält som ej alls berörts i projektet är tunnväggiga konstruktioner av lättballastbetong. En satsning på detta område bedöms som mycket angelägen, inte minst med tanke på de positiva erfarenheter som vunnits i projektet "Konstruktioner i lätt, låghållfast lättballastbetong (3L-betong) och förespänd lättballastbetong". En koppling med ett planerat projekt angående lättballastbetongens användningsmöjligheter kan härvid kanske bli aktuell.

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 760282-3 från
Statens råd för byggnadsforskning till Avdelningen för betong-
byggnad, Chalmers tekniska högskola, Göteborg**

R9: 1978

ISBN 91-540-2803-5

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6600709

Abonnemangsgrupp:

Z. Konstruktioner och material

Distribution:

Svensk Byggtjänst, Box 1403

111 84 Stockholm

Cirka pris: 22 kr exkl moms