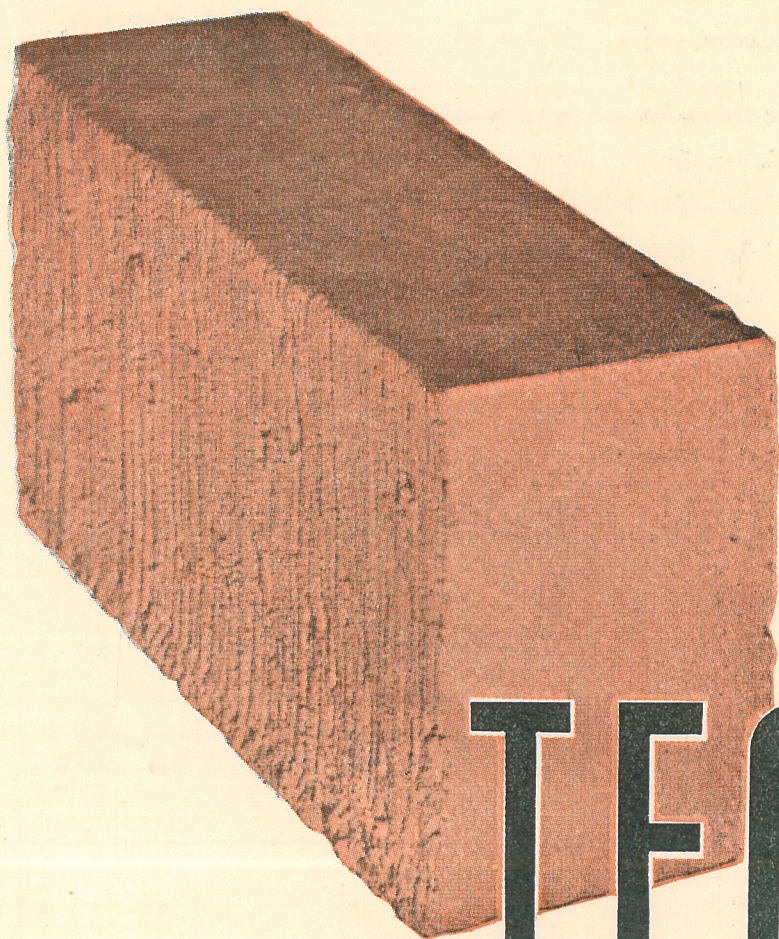
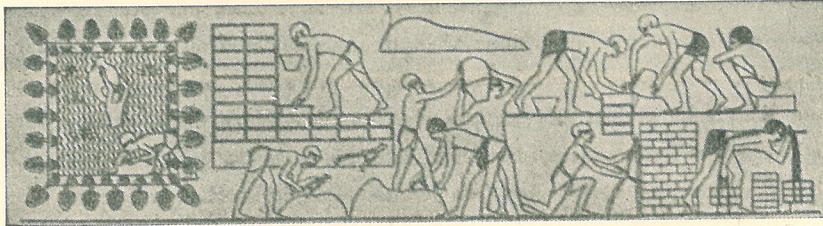


4

1942 Innehåller: Armerade tegelkonstruktioner forts.



TEGEL



10,000 år

tillbaka i tiden torde teglets födelsedag ligga.

Det gamla teglet har sett många medtävlare födas och dö. Överlägset kan det lugnt åse de unga materialens för-
tvivlade reklamkampanjer. Slutet blir alltid detsamma.

Men under tiden ha många lockats att för hela sitt liv bo i hus av mindervärde. Den som icke önskar bli utsatt för experimentkostnader bör med kritiskt öra lyssna på alla försäljares skyhöga lovord om förträffligheten hos det de sälja. Alla ha de det gemensamt att jämföra sig med tegel och visa för teglet oförmånliga och ofta oriktiga siffror.

Bygg med tegel och Ni undviker alla misstag och förtretligheter för framtiden.

“Teglet är nutidens material för framtiden”.

Tegelbrukens Försäljnings A.-B.

STOCKHOLM

TEGEL

ORGAN FÖR
SVERIGES
TEGEL-
INDUSTRI-
FÖRENING

REDAKTIONSKOMMITTÉ: BRUKSÄGARE GUNNAR WULF,
MAJOR CURT CAMITZ OCH DIREKTÖR JOHN BAUNGE.
REDAKTÖR O. ANSV. UTGIVARE: MAJOR CURT CAMITZ
Exp. och annonskontor: Kungsgat. 32, Sthlm. Tel. 233105.
Redaktion: Norrlandsgatan 11, Stockholm. Tel. 233115.
Eftertryck utan skriftligt tillstånd förbjudet. Copyright.

ARMERADE TEGELKONSTRUKTIONER

Av Hjalmar Granholm

Fortsättning från Tegel nr 3-1942.

Balkarnas spännvidd valdes till 2,0 à 3,0 m, och belastningen utgjordes av två symmetriskt placerade punktlaster. Fig. 23 visar ett foto av provningsmaskinen. Den totala balkhöjden var 3 eller 5 skift, och armeringen inlades i understa fogen, som för den skull fick göras något tjockare än de övriga fogarna, ca 20 mm mot 10 mm normalt. Armeringsmängden varierades från 3 ø 10 upp till 7 ø 10. Genom att på detta sätt såväl balkhöjd som spännvidd och armeringsmängd varierades, erhöles sålunda möjlighet att trots ett gan-

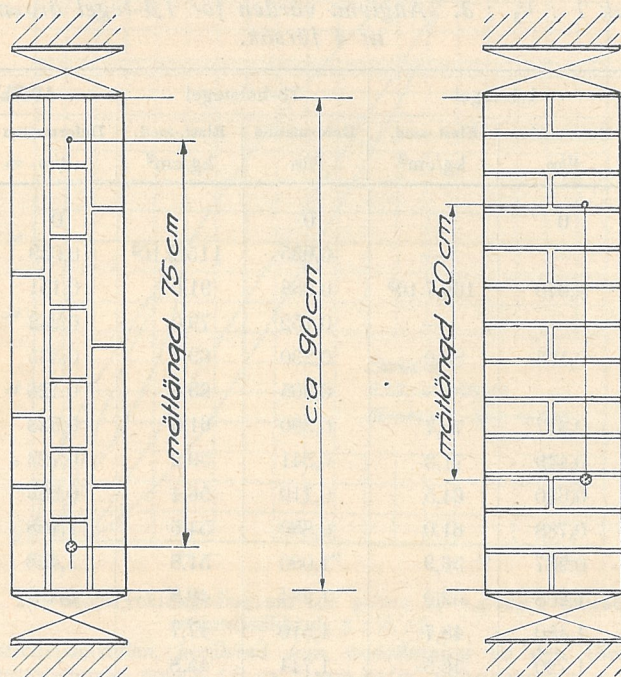


Fig. 24 a och 24 b. Provpelare för bestämning av murverkets elasticitetsmodul. Fig. 24 a visar pelare som bilats ut ur probbalkarna, fig. 24 b (till höger) de enkom murade jämförelsepelarna.

ska begränsat antal prov studera inverkan av ett stort antal olika faktorer. Provningsen skedde, när balkarna voro 4 à 5 veckor gamla.

Om vi nu skola gå in på att diskutera försöksresultaten utan att alltför mycket fördjupa oss i detaljer, få vi i tur och ordning behandla de kritiska påfrestningarna i den armerade konstruktionen, nämligen teglets tryckspänningar, dragspänningarna i armeringsjärnen, skjuvspänningarna i teglet och vidhäftningen mellan armeringsjärn och bruk. Det är dessa fyra olika slag av påfrestningar, som kunna vara kritiska för balkens bestånd och som därför i varje fall måste undersökas.

Teglets tryckspänningar och dragspänningarna i armeringsjärnen kunna beräknas på exakt samma sätt som för en armerad betongbalk. I § 9 skall också visas att en sådan beräkning rätt väl stämmer med de direkt ur töjningsmätningarna erhållna värdena på spänningarna.

Som vi känna till från teorien för den armerade betongbalken, spelar relationen mellan de ingående materialiernas elasticitetsmoduler en framträdande roll. Medan vi för den armerade betongen i allmänhet räkna med ett förhållande mellan järnets och betongens elasticitetsmoduler $n = 15$, visade försöken, att n -värdet för tegelbalkar med 1,4-tegel borde sättas lika med 35. För balkar med

Tabell 7.

Elasticitetsmodul och murverkshållfasthet för murverket i balkarna. Elasticitetsmodulen är beräknad som sekantmodul. Försöken äro utförda enligt fig. 24 a på provstycken, som utbilats ur en del av provbalkarna. Murning i cementbruk 1 : $\frac{1}{3}$: 3. Angivna värden för 1,4-tegel äro medelvärden ur 4 försök.

Belastning σ kg/cm ²	1,4-tegel		78-hålstegel		105-hålstegel	
	Deformation ‰	Elast.-mod. kg/cm ²	Deformation ‰	Elast.-mod. kg/cm ²	Deformation ‰	Elast. mod. kg/cm ²
0	0	—	0	—	0	—
4	—	—	0,035	115,2.10 ³	0,059	68,3.10 ³
8	0,075	106,7.10 ³	0,088	91,0	0,151	53,1
12	—	—	0,152	79,0	0,242	49,7
16	0,193	83,0	0,230	69,7	0,335	47,8
20	—	—	0,305	65,6	0,426	47,0
24	0,317	75,7	0,390	61,6	0,523	45,8
32	0,449	71,3	0,541	59,2	0,723	44,2
40	0,620	64,5	0,710	56,4	0,953	42,0
48	0,788	61,0	0,880	54,6	1,188	40,0
56	0,987	56,9	1,080	51,8	1,468	38,1
64	1,208	52,0	1,284	49,8	Brott	
72	1,480	48,7	1,510	47,7		
80	1,720	46,5	1,744	45,8		
82	Brott		—			
84			1,867	45,1		
88			Brott			

månghåltegel erhöles praktiskt taget samma värde. Uppenbarligen beror n -värdet framför allt på brukets beskaffenhet men naturligtvis även på teglets egenskaper. Fortsatta försök visade nämligen, att ett svagare bruk ganska kraftigt ökade n -värdet. n -värdet bestämdes dels på grundval av de uppmätta nedböjningarna och dels med ledning av det inmätta läget av balkens neutrala lager, vilket, sedan dragzonen spruckit sönder (stadium II), kunde bestämmas med ganska stor noggrannhet ur töjningsmätningarna. De olika metoderna gävo någorlunda samstämmiga resultat.

Ett n -värde lika med 35 svarar mot en elasticitetsmodul hos tegelmurverket av $60\,000\text{ kg/cm}^2$. De direkta mätningarna av elasticitetsmodulen på pelare eller prismor enligt fig. 24 a, som bilats fram ur de delar av balkarna som förblivit oskadda efter provningarna, visade, att elasticitetsmodulen visserligen varierade ganska starkt med belastningen mellan de ungefärliga gränserna $E = 100\,000$ vid $\sigma = 0$ och $E = \text{ca } 50\,000$ vid $\sigma = 60\text{ kg/cm}^2$.

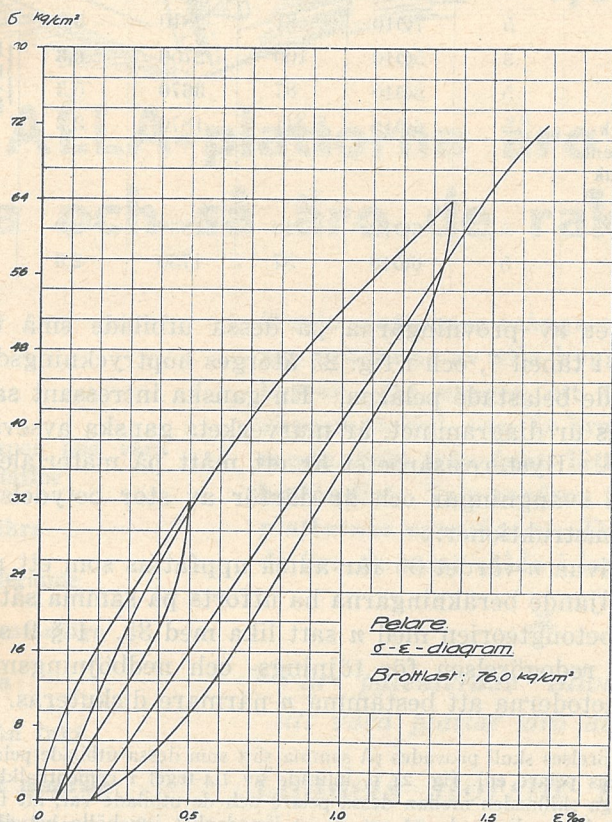


Fig. 25. Hoptryckningsdiagram för pelare av 1,4-tegel, murad i cementkalkbruk 1 : $\frac{1}{3}$: 3.

Elasticitetsmodulen, beräknad som medellutning av den första hysteresisslingan uppgår till ca $73\,000\text{ kg/m}^2$, motsvarande $n = 39$.

Brottpåkänningen för pelaren, 76 kg/cm^2 , ligger vid 48 % av teglets tryckhållfasthet.

Hysteresisslingornas storlek är ganska påfallande. En stor hysteresisslinga innebär, att materialet äger god förmåga att dämpa alla slag av mekaniska svängningar.

Tabell 8.

Sammanställning av böjningsförsök med balkar av massivt 1,4-tegel av formatet 10" × 5" × 2½" (250 × 120 × 65 mm). Armering \emptyset 10 av kvalitet St 52, inlagd i nedersta fogen. Balkbredd lika med 1 sten. Kursiverade siffror ange den materialpåkänning som varit orsaken till brott. Balkar nr 7 och 8 ha belastats till brott efter föregående långtidsbelastning under 280 dygn. Ålder för övriga balkar 28 à 29 dygn utom för balk 1 som var 10 dygn vid provningen.

Balk nr	Bruk	Balkhöjd; antal tegelskift	Armering	Beräknade påkänningar vid brott i kg/cm ²			Anmärkningar
				σ tegel	σ järn	σ tegel	
1	1:½:3	3	3 \emptyset 10	96	3980	5,3	
2	"	3	5 \emptyset 10	100	2700	6,4	
3	"	3	7 \emptyset 10	137	2920	8,7	
4	"	5	3 \emptyset 10	63	3690	3,1	
5	"	5	5 \emptyset 10	81	3880	5,3	
6	"	5	7 \emptyset 10	81	2810	5,3	
7	"	3	5 \emptyset 10	100	2750	6,3	Efter långtidsbelastning 280 dygn
8	"	5	5 \emptyset 10	87	3670	5,3	
9	Kalk-cementbruk nr 1 E.	5	6 \emptyset 10	41	1870	3,2	
10	"	5	6 \emptyset 10	40	1830	2,9	
11	"	5	6 \emptyset 10	37	1730	2,9	

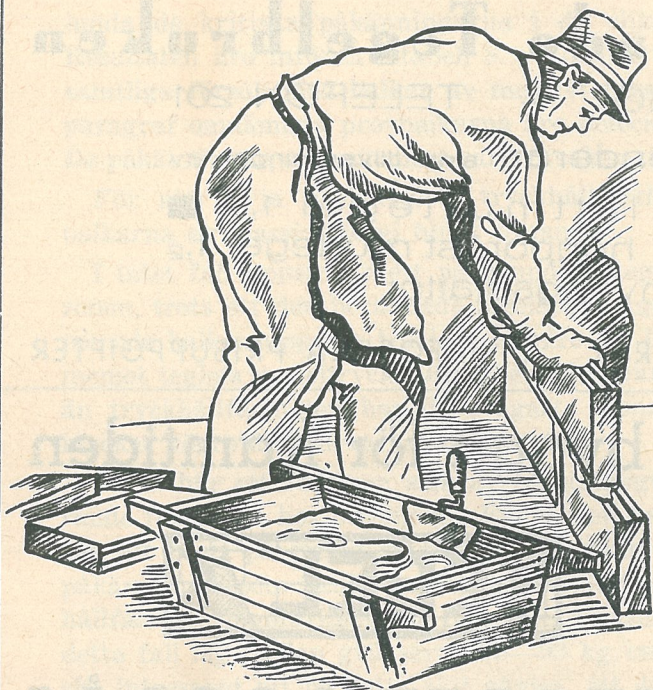
Resultatet av provningarna på dessa utbildade små tegelpelare¹ återfinnes i tabell 7, och i fig. 25 återges hoptryckningsdiagrammet för en av de belastade pelarna. En ganska intressant sak som kan konstateras ur diagrammet, är murverkets ganska avsevärda hysteresisarbete. Hysteresisarbetet är ett mått på materialets förmåga att dämpa svängningar och är därför av stor betydelse för vissa slag av konstruktioner.²

Det angivna n -värdet 35 får alltså uppfattas som ett medelvärde. De efterföljande beräkningarna ha utförts på samma sätt som i den klassiska betongteorien med n satt lika med 35. I § 9 skola i samband med redogörelsen för töjnings- och nedböjningsmätningarna de olika metoderna att bestämma n närmare diskuteras.

¹ För jämförelses skull provades på samma sätt som dessa utbildade pelare tre stycken små 1×1-stens pelare enl. fig. 24 b, murade av 1,4-tegel i cementkalkbruk 1 : ½ : 3. Den väsentliga skillnaden mellan dessa pelare och de utbildade var, att teglet i pelarna enligt fig. 24 b var liggande, så att de pr längdenhet innehöll betydligt fler fogar och att belastningen kom vinkelrätt mot byggytan i stället för längs teglet.

Någon egentlig skillnad i fråga om hållfasthet och elasticitetsmodul erhöles emellertid icke, utan de utbildade pelarna och de enkom murade gävo ungefär samma resultat. Denna omständighet tyder på, att bruksfogarna icke ha haft någon nämnvärd inverkan på deformationsförloppet. Om försöket skulle upprepas med ett bruk av annan typ, t. ex. rent kalkbruk, skulle däremot säkerligen väsentliga skillnader framträda.

² En översikt av dessa problem lämnas i förf:s avhandling "Om dämpning av svängningar i olika slag av konstruktioner med särskild hänsyn till användningen av dynamiska dämpare och inverkan av hysteresisdämpning". Chalmers Tekniska Högskolas handlingar nr 1, 1941.



En siffra som talar:

70,000 kvm. = 560,000 st.
högpörösa tegelmellan-
väggsplattor äro levererade
av oss till Karolinska Sjuk-
huset.

Fråga honom

— han vet besked

**att VALLA-plattorna äro lätta att
hugga och så äro de raka*...**

7

goda egenskaper hos våra
mellanväggsplattor

- 1** Brandsäkra
- 2** Ljudisolerande
- 3** Volymbeständiga
- 4** Spikbara
- 5** Fria från fukt
- 6** Kemiskt neutrala
- 7** Lätta att hugga och
bila

Walla-plattornas många värdefulla egenskaper erkännas av alla byggmästare och byggherrar. De utgöra ett tillförlitligt mellanväggsmaterial, som är brandsäkert, ljudisolerande, fritt från fukt, lättarbetat och volymbeständigt. Tala med en fackman om Walla-plattornas egenskaper. Då får ni veta varför de äro de mest sålda i landet.

★

** Vår patenterade tillverkningsmetod gör att våra plattor äro absolut raka.*

Landets största tillverkare av tegelmellanväggsplattor.

TEGELBRUKSAKTIEBOLAGET WALLA — Katrineholm

Postadress: Katrineholm. Telefon: Tegelbolaget.

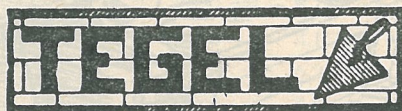
A.-B. Förenade Tegelbruken

LINKÖPING — TELEFON 201

rekommenderar sina tillverkningar av
3" x 5" x 10" lättmurtegel 1,6 ■
3" x 5" x 10" högporöst murtegel 1,2
och mellanväggsplattor

BEGÄR VÅRA BROSCHYRER :- INFORDRA PRISUPPGIFTER

Ni som skall bygga för framtiden
använder



och anlitar

TEGELKONTORET I BORÅS

Tel. Växel 17170



INREGISTRERAT VARUMÄRKE

HEBY TEGELVERK

Specialité:

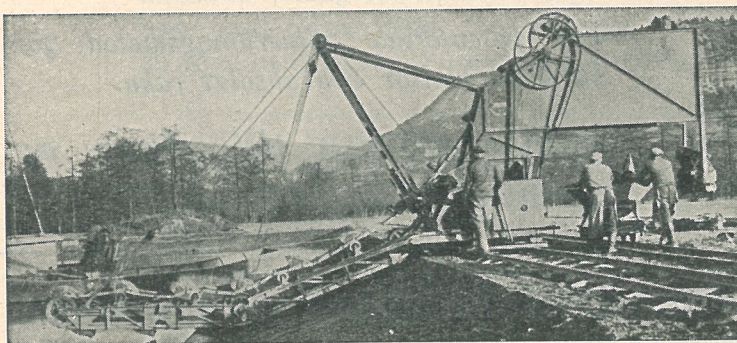
TAKTEGEL

Årstillverkning 10.500.000 st.

HEBY TEGELVERK
SKÖLDBERG & Co.

KOMMANDITBOLAG

Telefon: Heby 18 och 19 Växel



CARL STRÖM A.-B. Stockholm C.

Tel. Växel 2354 00

Grävmaskiner

Djup- och Höjdgrävare
för Tegelbruk

Räls

Tippvagnar

Diesel-lok

All övrig

järnvägsmateriel

Ur de vid försöken erhållna värdena på brottbelastningen ha sålunda de kritiska påkänningarna i de olika balkarna beräknats. Resultaten äro införda i tabell 8. I denna tabell ha resultaten av samtliga försök med balkar av massivt tegel införts. De i denna paragraf omnämnda provbalkarna äro betecknade med 1 t. o. m. 6. De påkänningar, som närmast varit orsaken till brott, ha kursiverats.

För att börja med teglets tryckhållfasthet, ha resultaten för balkarna av massivt tegel blivit följande.

I intet fall uppstod brott på grund av teglets krossning i tryckzonen, trots att den beräknade tegelspanningen för den hårdast armerade balken uppgick till icke mindre än 137 kg/cm^2 , således till inemot teglets medeltryckhållfasthet och i varje fall betydligt högre än tryckhållfastheten hos de svagaste stenarna och framför allt mycket högre än murverkshållfastheten.

Vi ha här ett fenomen som är fullständigt analogt med motsvarande företeelse hos betongen. Egentligen hade man kanske väntat sig, att brott på grund av teglets krossning skulle ha uppstått vid påkänningar som skulle ha legat betydligt lägre än teglets tryckhållfasthet, ungefärligen vid den s. k. murverkshållfastheten, som i detta fall låg mellan gränserna $75\text{--}93 \text{ kg/cm}^2$. Det har varit ganska intressant att på detta sätt påvisa, att det armerade teglet förhåller sig fullständigt på samma sätt som betongen i detta avseende.

För den praktiska tillämpningen är det konstaterade förhållandet av stor betydelse, då det leder till, att man kan räkna med jämförelsevis stora tillåtna tryckpåkänningar för armerade tegelbalkar och icke behöver begränsa sig till de förhållandevis små tillåtna påkänningarna för tegelmurverk under axial belastning.

För en av de provade håltegelbalkarna däremot, som var murad av 105-hålstegel med en tryckhållfasthet av endast 55 kg/cm^2 , uppstod brott på grund av teglets krossning vid en beräknad tryckpåkänning av 67 kg/cm^2 . Redogörelse för håltegelbalkarna lämnas i § 7.

Angående dragspänningarna i järnet konstaterades följande. Vid en beräknad järnpåkänning mellan 3690 och 4030 kg/cm^2 uppstod brott på grund av alltför stor töjning i dragzonen. Denna beräknade järnpåkänning överensstämmer ganska väl med järnets verkliga sträckgräns, som sålunda är av avgörande betydelse, på samma sätt som för armerade betongkonstruktioner.

Försöken visade också, att ett så högvärdigt armeringsjärn som St 52 mycket väl kunde användas och till fullo utnyttjas i en armerad tegelkonstruktion. Detta kan ibland vara av betydelse, särskilt om man har ont om plats i tegelfogarna och härigenom tvingas att arbeta med klena järn och små armeringsmängder.

Vi komma så till skjuvspänningarna. Egentligen äro dessa det armerade teglets svaga punkt, och de skulle därför vara förtjänta av särskilt omfattande studier. De försök som utförts, ha visat, att skjuvhållfastheten ligger mellan värdena $5,3$ och $8,7 \text{ kg/cm}^2$. Medeltalet av samtliga bestämningar av skjuvhållfastheten uppgår

till $6,7 \text{ kg/cm}^2$. Detta är icke något särdeles högt värde och den låga skjuvpåkänningen kommer därför i de allra flesta praktiska fall att vara den som bestämmer konstruktionens bärkraft. Konstruktören, som arbetar med armerade tegelkonstruktioner, måste därför ha sin uppmärksamhet särskilt riktad på skjuvspänningarna. För att förbättra skjuvhållfastheten hos en armerad tegelbalk har man icke samma frihet och samma möjligheter som när det gäller en betongbalk, där man kan utföra skjuvarmeringen i form av uppbockade järn och i form av byglar, som man kan placera hur som helst i balken. I den armerade tegelbalken kan skjuvarmeringen utföras endast i form av vertikala byglar och byglarna kunna heller icke placeras hur som helst, utan de äro bundna till de vertikala fogarna. På andra håll utförda försök med armerade tegelbalkar ha visat, att en skjuvarmering i form av vertikala byglar i fogarna är effektiv och kan beräknas på samma sätt som skjuvarmeringen i en betongbalk. Emellertid förefinnes alltid svårigheten att placera ut byglarna på lämpligt sätt.

Av de kritiska påkänningarna återstår nu endast att redogöra för vidhäftningen mellan armeringsjärnen och bruket. Eftersom armeringen i intet fall glidit, har vidhäftningen aldrig helt behövt utnyttjas, och vidhäftningshållfastheten har sålunda icke kunnat bestämmas genom balkproven. Den största vidhäftningspåkänning, som erhöles vid balkförsöken, beräknades ha uppgått till 14 kg/cm^2 . De utförda detaljproven, för vilka redogjordes i föregående paragraf, visa, att brotthållfastheten uppgick till omkring 40 kg/cm^2 .

Anledningen till att vidhäftningsspänningarna över lag voro låga sammanhänger med att armeringsjärnen voro klena och sålunda erbjödo stor vidhäftningsyta. Vid det praktiska utförandet är det alltid nödvändigt att fördela järnarean på ett så stort antal klena järn som möjligt för att hålla vidhäftningsspänningarna nere. Någon särskild förankring av armeringen är då heller icke nödvändig.

§ 6. Belastningsförsök på balkar av massivt tegel, murade med kalkcementbruk nr 1.

Om vi kasta en blick tillbaka och studera hållfasthetsvärdena från detaljproven i tabellerna 4—6, finna vi, att vi med kalkcementbruk nr 1 nått ganska goda hållfasthetsvärden. Värdena för A-cement och

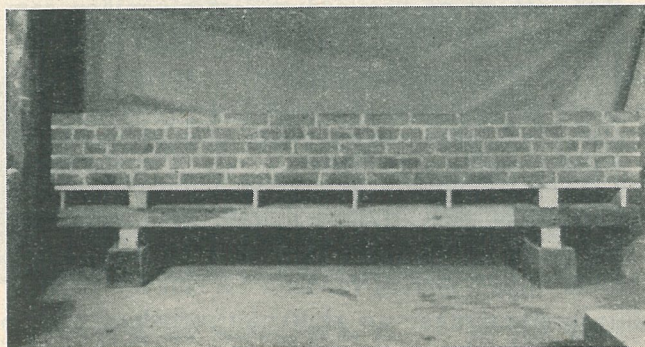


Fig. 26. Provbalk av 5 skift 1,4-tegel med armering $6 \text{ } \varnothing$ 10 i understa fogen. Fogar av kalkcementbruk nr 1. Spännvidd = 3,0 m.

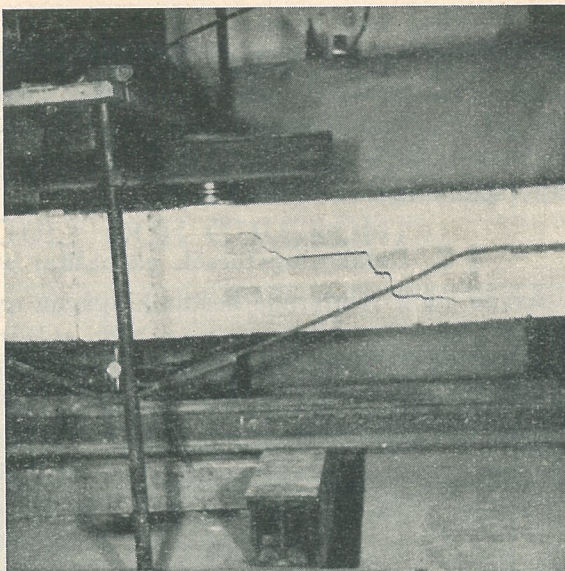


Fig. 27. Skjuvbrott å provbalken i fig. 26.

E-cement ligga ganska obetydligt isär. Det kan därför vara naturligt att förmoda, att man med kalkcementbruk nr 1, tillrett med E-cement, skulle kunna erhålla murade balkar med ganska god hållfasthet.

Prov utfördes därför å tre stycken balkar enligt fig. 26, bestående av 5 tegelskift i höjd och armerade med 6 \varnothing 10 i nedersta fogen. Balkarnas spännvidd var 3,0 m.

Armering och dimensioner hade även valts så, att brott skulle uppstå på grund av skjuvspänningar. Av fig. 26 framgår också, att brottet verkligen uppstått av denna orsak. Den beräknade skjuvspänningen vid brott uppgick till 2,9 å 3,2 kg/cm², i medeltal för de tre balkarna till 3,0 kg/cm². Dragpåkänningarna i armeringsjärnen och tryckpåkänningarna i teglet voro jämförelsevis små, i medeltal 1810 respektive 39 kg/cm². Materialpåkänningarna vid brott äro införda i tabell 8, där balkarna äro benämnda 9, 10 och 11.

Ganska intressant är att studera balkarnas elastiska egenskaper och spåra murbrukets inflytande på elasticitetsmodulen. Ur mätningarna av teglets hoptryckning kunde neutrala lagrets läge ganska noggrant bestämmas. Härur kunde n -värdet beräknas till ca 60.

Enligt dessa bestämningar skulle sålunda elasticitetsmodulen för 1,4-teglet, murat med kalkcementbruk nr 1 med E-cement, uppgå till ungefärligen 35 000 kg/cm². Andra bestämningar av elasticitetsmodulen på grundval av nedböjningsmätningar gävo ett värde av ca 31 000 kg/cm². Man ser härav, att elasticitetsmodulen och följaktligen n -värdet äro ganska känsliga för brukets egenskaper. Medan vi för ett bruk 1: $\frac{1}{3}$:3 kunde räkna med ett n -värde lika med 35, måste vi i detta fall tydligen räkna med ett n -värde lika med 60 å 70.

De praktiska slutsatserna av dessa försök äro sålunda följande.

Skjuvhållfastheten, som är av fundamental betydelse för balkens bärförmåga, minskas från 5,3 å 8,7 kg/cm² till 2,9 å 3,2 kg/cm²

vid övergång från cementkalkbruk 1:1½:3 till det cementfattigare kalkcementbruket nr 1. Skjuvhållfastheten minskades sålunda till omkring hälften av värdet hos cementbruk. Detta innebär dock icke att det cementfattigare bruket skulle vara odugligt, utan endast att man i varje fall får se till, att konstruktionen utföres så, att skjuvspänningarna äro tillräckligt små.

§ 7. Belastningsförsök på balkar av månghåltegel.

Av de i § 2 relaterade bestämningarna av tryckhållfastheten hos månghåltegel framgick, att man hade anledning att hoppas på goda resultat av detta tegel. Månghålteglet är en intressant och värdefull utveckling av det vanliga massiva teglet, och sannolikt är, att det i framtiden kommer att spela en framträdande roll, medan det ännu så länge endast kommit till användning i mycket begränsad utsträckning i vårt land. Såsom ovan nämnts, har man i Estland kunnat följa en utveckling av tegelindustrien, som lett till att det massiva teglet så småningom börjat ersättas med ett månghåltegel.

Det estniska murteglet har formatet 270 × 130 × 115 mm med 119 hål 10 × 10 mm. Teglet är framställt utan sågspånsinblandning, och dess genomsnittliga volymvikt uppgår till ca 1,20. Dess tryckhållfasthet uppgår till 200 à 300 kg/cm² längs med kanalerna och till ca 100 kg/cm² tvärs för kanalerna. Det kan vara intressant att göra några jämförelser med det svenska tegel som kommer det estniska närmast, nämligen 105-hålsteglet. Formatet är 250 × 120 × 100 mm med kanalerna 10 × 10 mm. Grundmaterialet är sågspånstegel med volymvikt lika med 1,6, och den genomsnittliga volymvikten är ca 1,0. Teglets tryckhållfasthet är något lägre än för det estniska teglet¹, nämligen ca 150 kg/cm² längs kanalerna och 50 à 60 kg/cm² i tvärriktningen.

Tabell 9.

Sammanställning av försök med tre balkar av 105-hålstegel och en balk av 78-hålstegel. Balkhöjd för samtliga balkar 4 skift och bredd lika med 1 sten. Armeringsjärn av St 52, inlagda i nedersta fogen.

Kursiverade siffror ange den materialpåkänning som varit orsaken till brott.

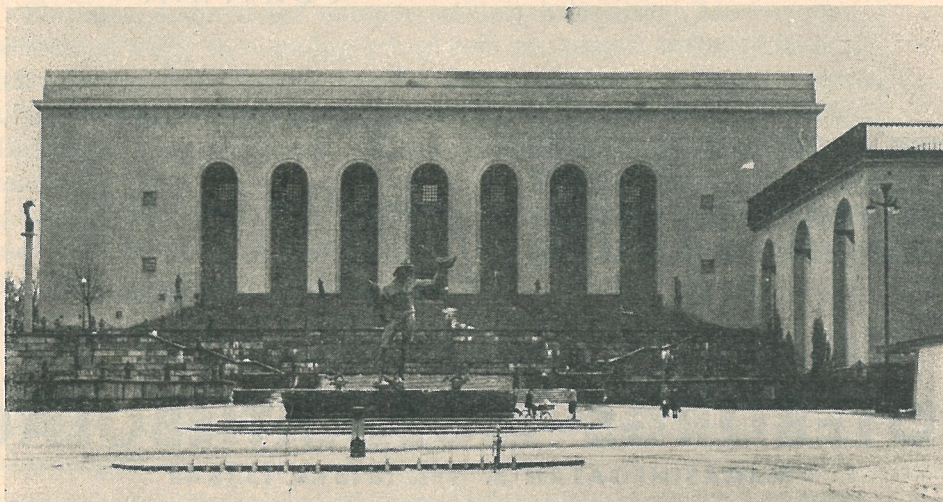
Balk nr	Bruk	Armering	Beräknade påkänningar vid brott i kg/cm ²			Anmärkningar
			σ_{tegel}	$\sigma_{\text{järn}}$	τ	
12	1:1½:3	4Ø10	80	4030	5,4	78-hålstegel
13	d:o	4Ø10	67	3480	4,8	105-hålstegel
14	Kalk-cement-bruk nr 1 A	8Ø10	45	1930	5,3	d:o
15	1:1½:3	8Ø10	75	2670	7,3	105-hålstegel Liggande kanaler.

¹ Det estniska månghålteglet har även använts till armerade konstruktioner. En utförlig redogörelse för prov som ha utförts vid den estniska tekniska högskolan i Tallinn, finnes publicerad i tidskriften *Tehnika Ajakiri* nr 3—1940 av professor *Leo Jirgenson* i artikeln *Sardtelligest* (Om armerade tegelkonstruktioner).

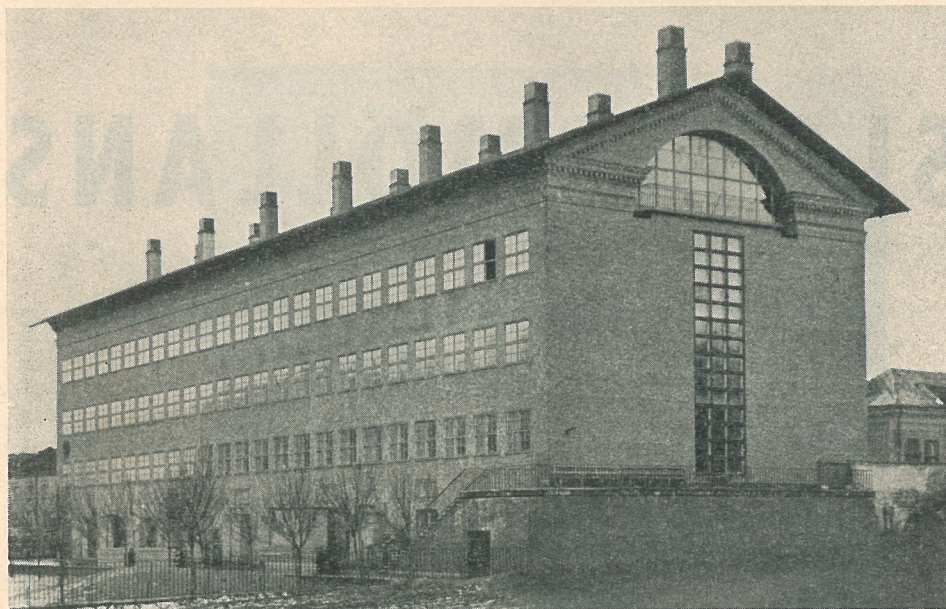
TEGEL

LOMMA HANDSLAGNA FÄSADTEGEL

I GULT OCH GULGRÖNT



KONSTMUSEET, GÖTEBORG



CARL-JOHANS-SKOLAN, GÖTEBORG

A.-B. LOMMA TEGELFABRIK
LOMMA **TEL. 2 0. 4**

TEGELHUSEN EKONOMISKA
BRANDSÄKRA
B L I A L L T I D VARMA . LJUDTÄTA
FUKTFRIA



Murtegel, med volymvikt av 1,4-
1,6-1,8

Fasadtegel, gult och rött

Håltegel, 78- och 105-håls

Sperle-sten, för bjälklag

GÖTEBORGS TEGELAKTIEBOLAG
MAGASINSGATAN 3. TEL. 13 13 68, 13 13 48

SLOTTSMÖLLANS

handslagna fasadtegel

är sedan århundraden känt för sin
höga kvalité och vackra mörkröda färg.

Wallbergs Fabriks Aktiebolag

Tel. växel 3700

Halmstad

Tel. växel 3700

För att undersöka månghåltegets användbarhet i armerade konstruktioner murades en serie på 4 provbalkar av detta tegel. Försoken avsågo en jämförelse mellan 78- och 105-hålstegel, och för detta ändamål murades två likadana balkar (nr 12 och 13 i tabell 9) i cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$:3. Vidare avsågs att uttröna brukets betydelse genom provning av en likadan balk, murad med 105-hålstegel i kalkcementbruk nr 1 med A-cement (balk 14).

Slutligen undersöktes murningsättets betydelse. Så som man i allmänhet utför en murning och så som murningen utförts i de ovan nämnda balkarna, kommer teglet att få upptaga tryck i kanalernas tvärriktning, således i den led, där teglets tryckhållfasthet är lägst. Det ligger nära till hands, att man i de armerade håltegelbalkarna anordnar teglet så, att man i balkens tryckzon får kanalerna liggande parallellt med balkriktningen, varigenom man då kan räkna med den större hållfastheten längs kanalerna. På detta sätt utfördes även den fjärde provbalken (balk 15 i tabell 9), som murades av 105-hålstegel i cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$:3.

Balkarna av månghåltegel provades på samma sätt som de massiva balkarna. De beräknade påkänningarna vid brott framgå av tabell 9, som även innehåller uppgift om balkarnas dimensioner och armering m. m.

Av tabellen finner man vid jämförelse mellan balk 12 av 78-hålstegel och balk 13 av 105-hålstegel, att den senare brustit på grund

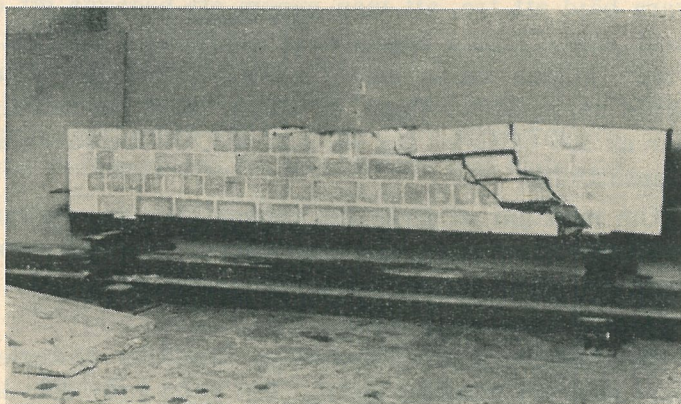


Fig. 28 a. Armerad håltegelbalk efter skjuvbrott.

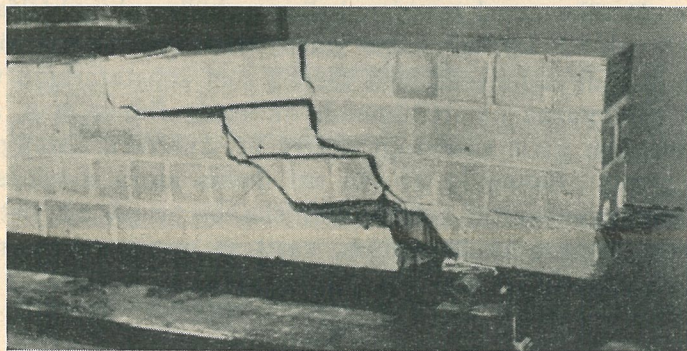


Fig. 28 b. Detalj av skjuvsprickorna.

av teglets krossning i tryckzonen. Den beräknade tryckspänningen uppgick därvid till 67 kg/cm², medan 105-hålsteglets tryckhållfasthet enligt § 2 endast uppgick till 55 kg/cm² vid tryck i denna riktning. 78-hålstegelbalken däremot brast först sedan armeringsjärnet uppnått sträckgränsen, varvid tryckspänningen beräknats till 80 kg/cm². Enligt tabell 1 uppgår teglets tryckhållfasthet till 94 kg/cm².

Även hos balken murad i kalkcement uppstod brottet på grund av krossning i tryckzonen, men i detta fall redan vid en beräknad tryckspänning av 45 kg/cm². Genom det sämre bruket har alltså balkens tryckhållfasthet minskats från 67 till 45 kg/cm².

Vid balken med liggande kanaler erhöll man som väntat så god tryckhållfasthet, att brottet icke förorsakades av krossning, utan av skjuvning vid en beräknad skjuvspänning av 7,3 kg/cm². Den beräknade tryckspänningen var därvid 75 kg/cm². Fig. 28 a och 28 b visa balken efter skjuvbrott.

Vi ha sålunda kunnat konstatera, att man kan uppnå en något större hållfasthet hos balkarna av 105-hålstegel genom att placera teglet så, att man får liggande kanaler i tryckzonen. Någon större praktisk betydelse eller några större praktiska resultat kan man dock icke uppnå på detta sätt, beroende på att skjuvhållfastheten i de allra flesta fall är den avgörande faktorn och icke tryckhållfastheten.

Vid valet mellan det cementrika bruket 1:1/3:3 och de cementfattigare brukssorterna, t. ex. kalkcementbruk nr 1, kan värmeisoleringsynpunkten vara värd att beakta. Man skulle naturligtvis vara böjd att tro, att man genom att begagna ett cementfattigare bruk skulle kunna uppnå en konstruktion med bättre värmeisolering. Någon sannolikhet för att så verkligen skulle vara fallet, synes knappast föreligga, då volymvikten för samtliga färdiga balkar av 105-hålstegel låg vid 1,25 à 1,30, oberoende av brukets sammansättning.

Om man går ut ifrån att volymvikten är avgörande för värmeisoleringsförmågan, skulle man sålunda knappast uppnå något bättre resultat genom att använda kalkcementbruk nr 1 i stället för det cementrika bruket 1:1/3:3.

Beträffande skjuvhållfastheten förefaller hålteget vara jämförbart med det massiva teglet. Det enda prov som ledde till skjuvbrott, gav ett värde på skjuvhållfastheten lika med 7,3 kg/cm², och ur försöken med massiva balkar erhöles skjuvhållfastheter mellan 5,3 och 8,3 kg/cm². Om man jämför de i dessa försök uppmätta skjuvhållfastheterna med värden som konstaterades vid de estniska provningarna på ett liknande håltegel,¹ finner man, att de estniska försöken givit väsentligt större brottvärden, nämligen 12,0 à 15,7 kg/cm². Sannolikt är väl, att denna stora avvikelse mellan våra provningsresultat och de estniska beror på att det månghåltegel, som använts av Jürgenson, varit så mycket starkare än det tegel som använts av oss.

¹ Se Leo Jürgenson, loc. cit.

§ 8. Långtidsbelastade balkar av massivt tegel.

Från betongtekniken känna vi till, att betong som utsättes för långvarig belastning, kryper, det vill säga undergår en plastisk formförändring. Storleksordningen av denna plastiska formförändring är ganska betydande, och deformationerna på grund av krypning äro i allmänhet större än de elastiska deformationerna.

Att tegelmurverk har liknande plastiska egenskaper är ganska säkert, fastän några metodiska undersökningar angående krypningen och långtidsdeformationerna hittills aldrig blivit utförda och publicerade för detta material.

De prov som nu föreligga, omfatta en långtidsbelastning på två balkar av 1,4-tegel, murade i cementkalkbruk 1 : 1/3 : 3. Balkarna belastades med en last som fick ligga kvar under 280 dygn. Under hela denna tid observerades, huru balkarnas nedböjning växte från dag till dag.

Den last som påfördes från början och som fick kvarligga under de 280 dygnen, uppgick till ca 1/4 av den beräknade brottbelastningen, således vad som kunde antagas någorlunda väl svara mot den i praktiken normala belastningen för en dylik balk.

Tyvärr är jag tvungen att konstatera, att det icke är möjligt att ur de utförda långtidsförsöken få fram definitiva krypningskonstanter för tegelmurverk. Vad man emellertid kunnat med bestämdhet fastslå är, att krypningen måste vara ganska betydande.

Om man vill bestämma krypningskonstanterna för tegelmurverk

Tabell 10.

Sammanställning av långtidsförsök å två stycken armerade tegelbalkar av 1,4-tegel. Bruk 1 : 1/3 : 3. Balkarnas ålder före provningen 3 1/2 månad. Belastningen under provet motsvarade c:a 1/4 av brottbelastningen. De beräknade påkänningarna för de olika balkarna voro:

$$\text{Balk 7} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{tegel}} = 26,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{järn}} = 720 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Balk 8} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{tegel}} = 23,3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{järn}} = 990 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Belastningstid i dygn	Uppmätt nedböjning, angiven i 0/0 av den elastiska nedböjningen	
	Balk 7	Balk 8
0	100	100
40	137	140
80	148	151
160	155	164
280	168	170

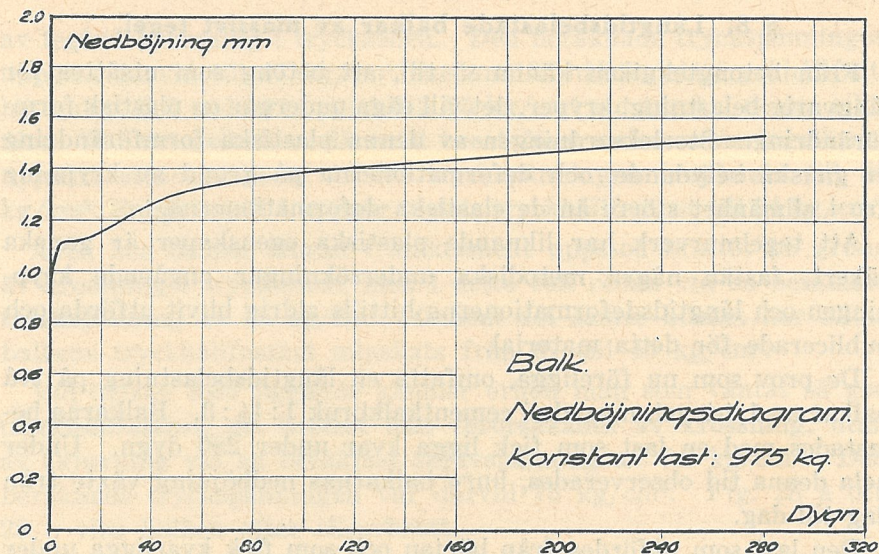


Fig. 29. Nedböjningsdiagram för långtidsbelastning av balk 7 med konstant last ungefär $\frac{1}{4}$ av brotlasten.

Balkens nedböjning omedelbart sedan belastningen påförts uppgick till 0,93 mm. Under de första dygna närmast efteråt ökas balkens nedböjning ganska hastigt; sedan går ökningen i långsammare tempo men är ännu fullt märkbar efter ett halvt år.

— vilket inom parentes sagt måste betecknas som en ganska vidlyftig uppgift — skola försöken icke anordnas så som skett i detta fall. Vid balkförsök är det nämligen en alltför stor mängd faktorer som ganska avsevärt inverka på försöksresultaten och som icke så lätt kunna isoleras från varandra.

De resultat som vunnits genom de utförda proven, äro också ett uttryck för den sammanlagda effekten av ett antal faktorer, i vilka krypningen ingår som en väsentlig beståndsdel, men där också krympningen och på grund av krympningen orsakade följdfenomen, såsom en viss sprickbildning i balkarnas dragzon m. m., påtagligt inverkat.

Resultatet av långtidsprovningarna framgår av tabell 10 och av diagrammet i fig 29.

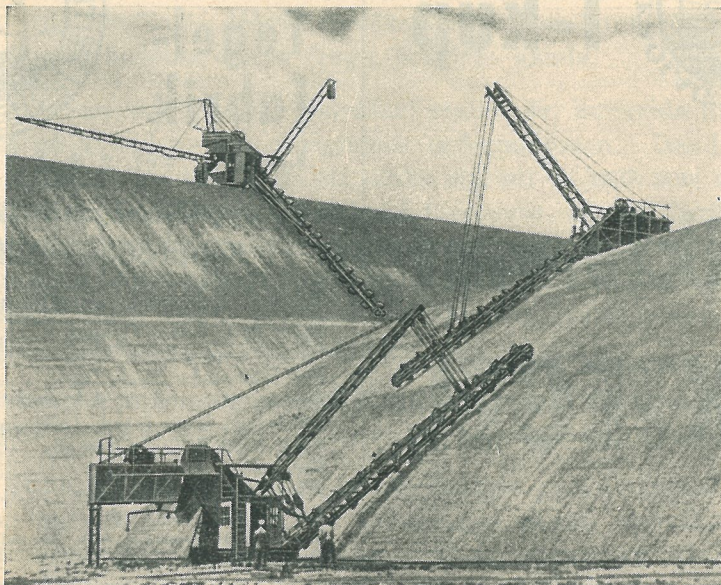
Av tabellen och diagrammet finner man, att nedböjningarna vuxit ganska betydligt med tiden, i genomsnitt ca 70 %, vilket tyder på att effekten av krypning och krympning är ganska betydande. Sannolikt är väl, att en ännu långvarigare belastning ytterligare skulle ha ökat nedböjningen något, och att man därför icke är långt ifrån sanningen, om man räknar med att den slutliga nedböjningen blir ungefär dubbelt så stor som den ursprungliga elastiska deformationen.

Denna omständighet kan vara värd att ha i minnet, när man bestämmer överhöjningen för en tegelkonstruktion med stor spännvidd. Sannolikt är väl, att såväl tegelsort som framför allt bruks-

TEGEL

MUDDERSKOPVERK

levereras för alla ändamål och markförhållanden



RICHARD RAUPACHS Maschinenfabrik Görlitz, G. m. b. H.
Görlitz 45 (Deutschland) Zweigwerk Warnsdorf-Sudetengau.

Tenggrenstorps Tegelbruk

VÄNERSBORG

Tel. 1251, växel

1,4 TEGEL

MÅNGHÅLSTEGEL
LÅGT VÄRMEGENOMGÅNGSTAL
HÖG TRYCKHÅLLFASTHET

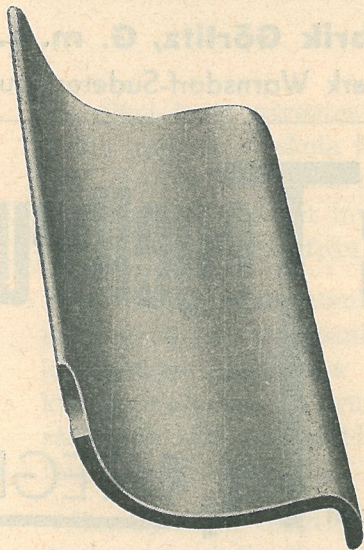
TILLVERKNINGSKAPACITET:

DIV. MURTEGEL 5.000.000
TAKTEGEL 3.000.000
DRÄNERINGSRÖR . . . 1.500.000



1-kup

Antikformat
TAKTEGEL



Sala Tegelbruks AB.

Sala.

Ordertel. 718.

A.-B.

Lomma
Tegel-
fabrik

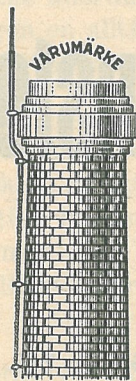


Lomma. Tel. 2 & 4.

Vi uppföra fabrikskorstenar.
Reparationer utföras.

Bland byggda skorstenar märkas:

Halla A/B, Kotka, Finland	87 m.
Orebro Pappersbruk, Orebro	75 „
A/B Mölnbacka Trysil, Deje	65 „
Svenska Sockerfabriks A/B, Arlöv	61 „
Lidköpings Sockerfabrik, Lidköping	50 „
Adolf Bratt & C:o, Göteborg	50 „
Fengersfors A/B, Tösse	50 „
Munksjö A/B, Jönköping	45 „
A/B Papyros, Mölndal	43 „
Sandvikens Järnverks A/B, Sandviken	40 „
Surte Glasbruk, Surte	40 „
„ „ „	32 „
„ „ „	32 „
Malmöhus Läns Sjukvårdsinrättningar, Lund	38 „
Länslasarettet, Karlstad	35 „
Karlshamns Elektricitetsverk, Karlshamn	35 „
Statens Järnvägar, Boden	30 „



N. LUNDGREN

GÄVLE

Tel.-adr.: Skorsten Tel. 151, 152

Järnarmerade

Skorstenar

enl. egna patenter

Över 1,600 st. (50,000 m.) byggda

Ägare av Uppsala Norra Tegel-
bruk, Uppsala

Firman grundad 1869.

Bland byggda skorstenar märkas:

Falconbridge Nikkelverk A/S, Kristian-	
sand, Norge, syrafast skorsten - - -	1 st. å 116 m.
Ljusnans Sulfatfabrik, Marmaverken - - -	1 „ 106 „
Uddeholms A.-B., Sulfatfabriken, Skoghall	1 „ 103 „
Östrand's Sulfatfabrik, Östrand - - -	1 „ 103 „
Korsnäs Sägv. A.-B., Sulfatfabriken, Gävle	1 „ 102 „
Orebro Pappersbruks A.-B., Örebro - - -	1 „ 101 „

Åskledare, vattencisterner etc. upp-
sättas.

Reparationer, om- och påbyggnader
under drift. Flyghinderbelysningar.

Eld- och syrafasta arbeten.

Ångpanne-, ugn- och andra indu-
striella inmurningar.

Erfaren arbetarstam, i vilken yrket gått
i arv i fyra generationer inom firman.

sort högst avsevärt inverka på storleken av denna långtidsdeformation och att man för de cementfattiga brukssorterna har att räkna med väsentligt större tidseffekter än vad som konstaterats genom de nu utförda försöken. Några försöksresultat som kunna ge någon ledning för att bedöma denna fråga, äro icke kända.

En fråga som man ganska självklart ställer är, huruvida balken försvagas på grund av den fortgående deformationen. Det ligger faktiskt ganska nära till hands att tänka sig, att en balk som oupphörligt ökar sin nedböjning, efter hand försvagas, och att ökningen i nedböjningen just är ett säkert bevis för att balken blivit svagare. Det är många byggnadstekniker som varit av den uppfattningen, att så skulle vara fallet, och som därför gärna velat räkna med försiktigare påkänningar för långvariga belastningar.

Det är därför synnerligen viktigt att vi kunnat konstatera, att *krypningen icke har någon menlig inverkan på brotthållfastheten.*

Detta framgår ganska tydligt av de utförda provningarna. De äro visserligen få till antalet, då provningen endast omfattat två balkar, men resultaten stödjas av vad som är bekant om betongen. Man har nämligen kunnat konstatera, att en långtidsbelastning på betong icke menligt inverkar på betongens hållfasthet, utan i vissa fall rent av verkar hållfasthetsförbättrande.¹

Sedan balkarna legat under långtidsbelastning i 280 dygn, belastades de till brott på samma sätt som de tidigare provade balkarna. Det framgick då ganska tydligt, att krypningen icke hade sänkt brotthållfastheten. I tabell 8 äro resultaten av samtliga provningar av massiva tegelbalkar med cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$: 3 sammanställda, och man finner vid en jämförelse mellan de långtidsbelastade balkarna och de övriga, att krypningen icke på minsta vis verkat försvagande.

Krypningen får sålunda icke likställas med en fortgående utmattning av materialet och har icke något samband med den begynnande strukturupplösning som utmärker utmattningsfenomenet. Det är därför ganska viktigt, att denna sats kunnat verifieras genom de utförda försöken.

Av tabell 8 finner man, att de båda långtidsbelastade balkarna nr 7 och 8 brustit, den ena på grund av skjuvspänningen i teglet och den andra på grund av att armeringsjärnen nått sträckgränsen. Tryckpåkänningarna i teglet ha icke för någondera balken varit orsaken till brott.

¹ En god och överskådlig framställning av de plastiska formförändringarna hos betong återfinnes i ett kompendium, utgivet av *Anton Brandtzaeg*, Forelesninger i jernbetong vid Norges Tekniske Høiskole, Tapirs forlag, Trondheim 1937.

§ 9. Diskussion av utförda nedböjnings- och töjningsmätningar.

I inledningskapitlet nämnde vi, att den armerade betongens pionjärer hade anledning att hänvisa till det armerade tegelmurverket, när de arbetade med att bygga upp grundvalarna för den armerade betongen.

Teorien för den armerade betongen är nu så väl utarbetad, att man t. o. m. kan ha skäl att benämna den nu förhärskande beräkningsmetoden den klassiska teorien, och det kan därför kanske förefalla något överraskande, att man fortfarande skulle kunna ha anledning att från betongtekniskt håll intressera sig för försök med armerat tegel.

Så kan emellertid mycket väl vara fallet med några av de försök, som utförts i samband med föreliggande utredning. För såväl studenten som för den erfarne betongfackmannen kunna de utförda försöken erbjuda en hel del av intresse. Särskilt kan frågan om neutrallagrets vandring vara värd läsarens intresse och därför motivera en närmare redogörelse.

Enligt den klassiska betongteorien skiljer man mellan tre olika stadier, stadium I, när betongen ännu icke har fått några sprickor, stadium II, när betongdragzonen är helt söndersprucken och slutligen stadium III, brottstadiet. För det armerade tegelmurverket kan man även tala om tre stadier, som kunna karakteriseras på liknande sätt.

Det belastningsstadium, som ligger till grund för alla hållfasthetsberäkningar, är stadium II, och det är framför allt spänningsfördelningen i detta stadium, som har ådragit sig det mesta intresset.¹ Emellertid är stadium II i allmänhet icke en realitet utan en abstraktion i viss mån. Ganska tydligt framgår detta av de bestämningar som gjorts av såväl tegelbalkarnas nedböjningar som av spänningsfördelningen i balkarna.

Om vi i första hand studera de uppmätta nedböjningarna i t. ex. diagrammet fig. 34, finna vi, att nedböjningen till en början växer i direkt proportion med lasten, men att den vid en belastning någonstans strax under 1,0 ton plötsligt börjar på att växa i hastigare takt. Detta tyder på, att det just vid den belastningen *händer någonting särskilt med balken*, som det är vår uppgift att närmare taga reda på.

Vad som har inträffat är, att balken, som intill den belastningen icke hade några sprickor, nu börjat att få hårfina sprickor i dragzonen. Dessa äro till en början så små, att de icke kunna upptäckas utan möda. Balken har, i och med att sprickorna uppstått, lämnat stadium I och kommit en bit på väg mot stadium II, men ett ganska litet stycke på väg, beroende på att dragzonen ännu så länge kanske är till 90 % utan sprickor och därför fortfarande verksam.

¹ För närvarande finnes en strävan inom betongtekniken att frigöra sig från stadium II och i stället grunda beräkningarna på förhållandena vid brottstadiet. Under de sista åren har också en ganska omfattande litteratur vuxit upp omkring denna fråga, och diskussionen om de s. k. *n*-fria beräkningsmetoderna har varit synnerligen livlig.

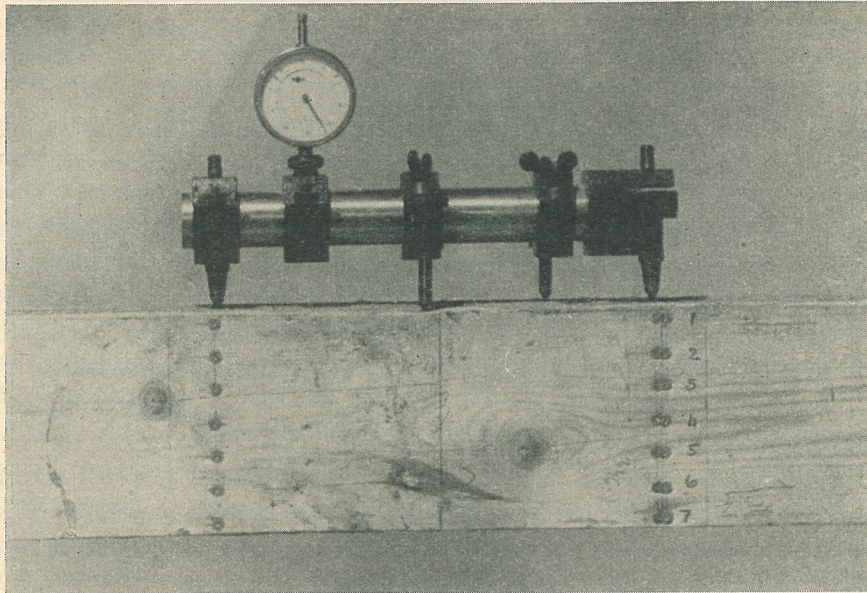


Fig. 30. Töjningsmätare av den typ, som begagnades vid mätningarna. Figuren visar, huru apparaten användes för deformationsmätningar på en träbalk. I balkens sida är inslagna kopparnubb med körnade hål, mellan vilka mätningar kunna företagas genom att placera töjningsmätaren mellan hålparen. Samma mätningssmetod användes vid deformationsmätningarna på tegelbalkarna.

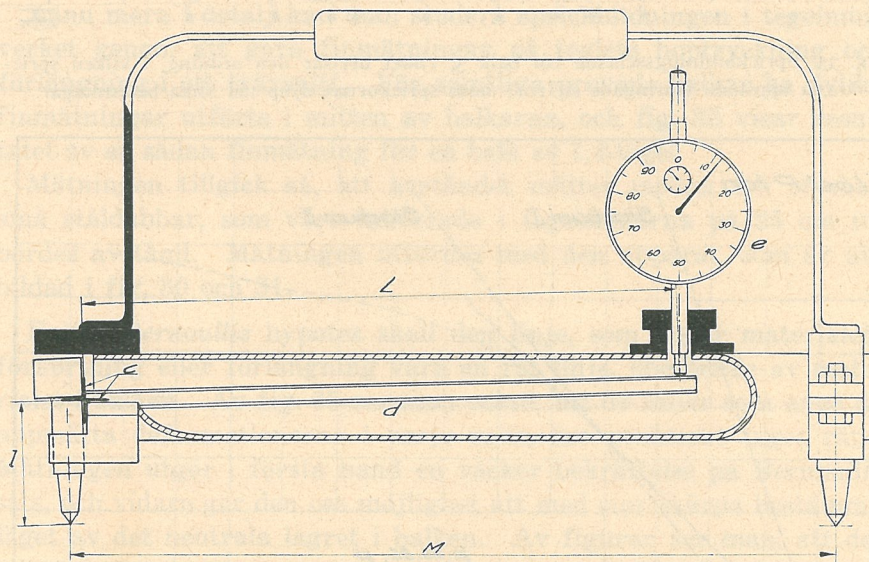


Fig. 31. Detaljritning till töjningsmätaren enligt fig. 30.

Måtlängden M begränsas av 2 st. koniska dubbar, av vilka den ene är vridbar kring en axel vinkelrät mot papperets plan. Rörelsen sker genom böjning av två vinkelrätt mot varandra ställda stålfjädrar c . Denna anordning möjliggör, att vridningsaxeln förblir fixerad. Vridningen hos den rörliga dubben överföres till en hävstång d , som i sin tur påverkar mätarklockan e . Måtlängdens förändring kan avläsas på mätarklockan, för-

storade i proportionen $\frac{L}{l}$. Utväxlingsförhållandet $\frac{L}{l}$ har valts = 5.

Konstruktionen är utarbetad av prof. *Sven Hultin*.

Vi ha sålunda fått ett mellanting mellan stadium I och stadium II och vi kunna i diagrammet se, huru balken så småningom allt mer nalkas det gränsvärde, som vi kalla stadium II. När balken nått

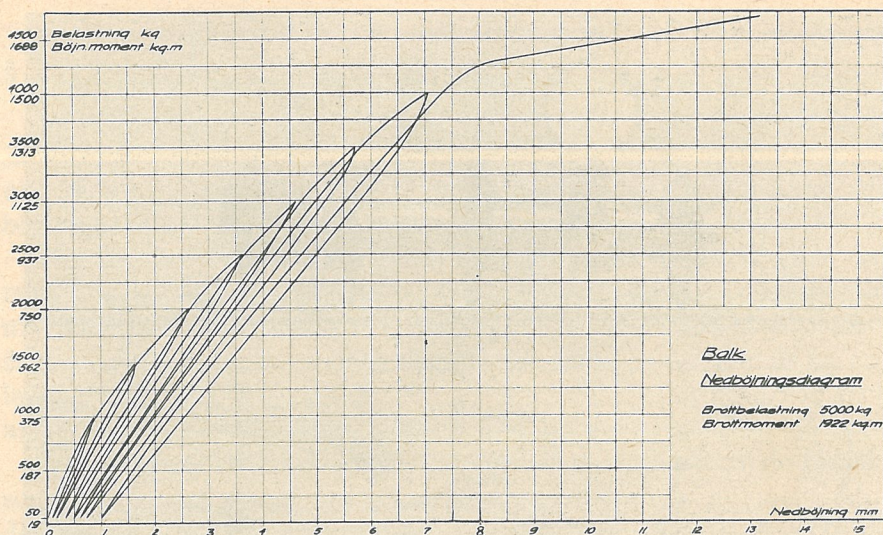


Fig. 32. Nedböjningsdiagram för balk 3, utvisande balkens nedböjningar vid uppre-
pade på- och avlastningar. Av diagrammet framgår tydligt hysteriseseffekten.

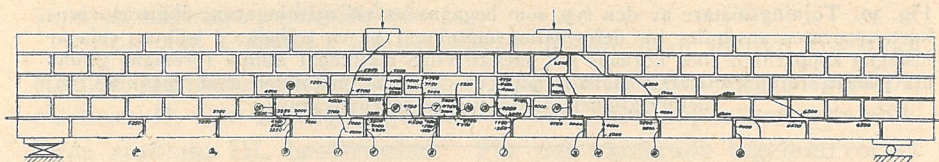


Fig. 33. Sprickbildningsschema för balk 5, vilket utvisar den ordning, i vilken spric-
korna uppstodo (inringade siffror) samt sprickornas djup vid olika belastningar.

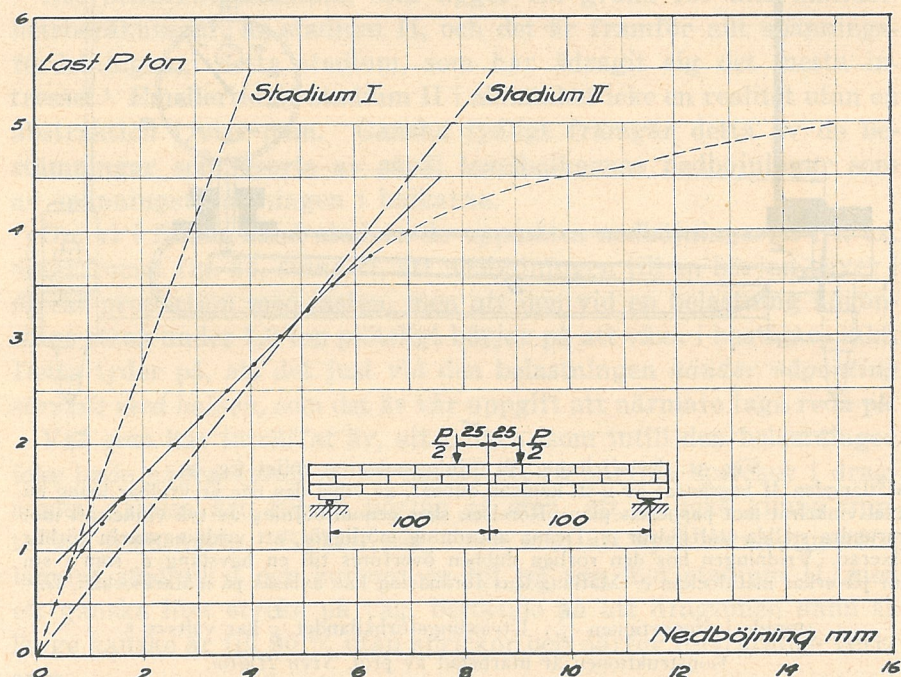


Fig. 34. Nedböjningsdiagram för balk 3. Balken är murad av 3 skift 1,4-tegel och
armerad med 7 ϕ 10. Belastningsanordning och uppläggning framgår av figuren i
diagrammet.

I diagrammet ha de teoretiskt beräknade nedböjningskurvorna enligt stadium I och
II inritats. Vid beräkningen av dessa kurvor har ett n -värde = 35 använts.

detta gränsvärde, är den ursprungliga dragzonen helt genomsprucken, och på dragsidan äro endast armeringsjärnen verksamma.

Vad som för praktikern är intressant i detta sammanhang, är kanske icke så mycket den gradvisa övergången mellan de olika stadierna, utan den omständigheten, att det verkligen existerar något, som kan kallas stadium I eller med andra ord, att *tegelmurverket verkligen förmår att upptaga dragspänningar* utan att genast spricka sönder. I själva verket är det fråga om ganska betydande dragspänningar, som kunna upptagas. För cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$: 3 och massivt tegel ligga de beräknade dragpåkänningarna vid begynnande sprickbildning i medeltal vid ca 15 kg/cm² (gränserna 11,7 och 20,3 kg/cm²).

Som man ser av fig. 33, där sprickbildningen för en balk återgivits i detalj, börja dragsprickorna alltid i fogarna och aldrig mitt i en tegelsten. Detta sammanhänger med att dragvidhäftningen är den begränsande faktorn och icke stenens draghållfasthet. Om man vill ha balkar med hög draghållfasthet, bör man därför icke utföra murningen så som skett vid dessa prov, med genomgående fogar i det nedersta skiftet, utan med fogarna förskjutna, så att sprickbildning icke sker med mindre än att stenens avslitningshållfasthet överskrides.¹

Ännu mera i detalj kan man studera sprickbildningen i tegelmurverket genom att göra finmätningar på teglets hoptryckning och förlängning i ett tvärsnitt. För samtliga provade balkar ha dylika finmätningar utförts i mitten av balkarna, och fig. 35 visar resultatet av en sådan finmätning för en balk av 1,4-tegel.

Mätningen tillgick så, att avståndet mättes mellan två stycken små ståldubbar, som voro inborrade i tegelstenarna på 25 cm inbördes avstånd. Mätningen utfördes med den apparat, som är avbildad i fig. 30 och 31.

Enligt *Bernoullis* hypotes skall den linje, som anger materialets förkortning eller förlängning vara en rät linje, oberoende av materialet i balken. Av fig. 35 ser man också, att de linjer som ange de uppmätta deformationerna i varje snitt, äro praktiskt taget räta. Mätningen utgör i första hand en vacker bekräftelse på *Bernoullis* sats, och vidare ger den oss möjlighet att med stor skärpa bestämma läget av det neutrala lagret i balken. Av figuren ser man, att det

¹ Denna ganska stora draghållfasthet, som man kan påvisa, är förklaringen till de förbluffande goda resultat, som man erhållit med de s. k. *ryska valven*, som använts i vårt land allt emellanåt under tiden efter 1932. Omfattande försök ha publicerats av de ryska forskarna *A. A. Gvodzeff* och *A. P. Wasiljeff*, *ISSLEDOBANIE KIRPITJ-NYCH PEREMYTJEK (INVESTIGATIONS OF BRICK ARCHES)*, TRANSACTIONS OF THE INSTITUTE OF STRUCTURAL RESEARCH, N:o 10, Moskva 1931.

Repliker av de ryska försöken som utförts hos oss, ha likaledes givit goda resultat. I de flesta fall har man dock i den praktiska tillämpningen hesiterat att utnyttja försöksresultaten och gärna lagt in en järnbalk eller något annat kraftigt profiljärn för att bära teglet. I vissa fall har man icke heller, när man syftat till att bygga enligt ryskt manér, aktat på betydelsen av bruket utan ofta slarvat med murningen, så att stötfogarna lämnats ofyllda.

Beträffande dessa tegelvalvs utförande och egenskaper hänvisas även till § 14 och till fig. 6r, vilken föreställer två ryska valv, som belastats till brott.

neutrala lagret för små belastningar ligger ganska lågt, endast en bit ovanför armeringsjärnen, men att det vid ökad belastning flyttar sig uppåt för att slutligen vid stora belastningar ligga någorlunda fast. Anledningen till att det neutrala lagret på detta sätt vandrar uppåt är den, att dragzonen inskränkes, allteftersom sprickbildningen fortskrider uppåt.¹

I fig. 36 är det neutrala lagrets rörelse angiven som en funktion av det böjande moment, varmed balken belastas. Av figuren ser man, att det neutrala lagret vid växande moment asymptotiskt närmar sig ett gränsvärde, som tydligen motsvarar dess läge för sta-

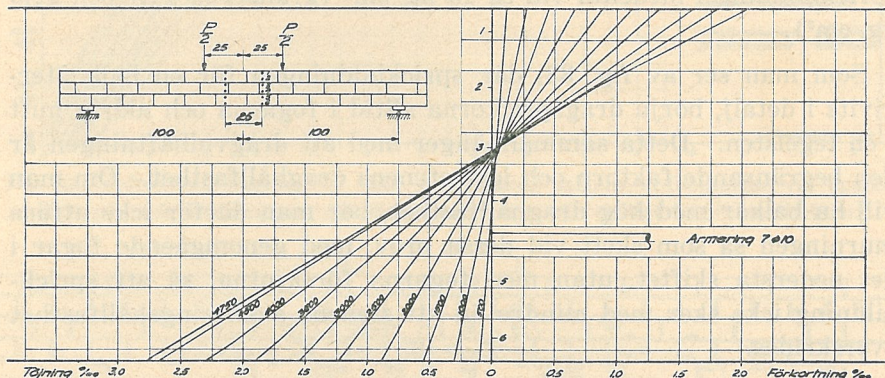


Fig. 35. Resultat av finmätningar, utförda på balk 3. Töjningar och sammantryckningar i balkens mitt vid olika laster, $P = 500 - 4.750$ kg, ha mätts mellan stålstift, placerade å ömse sidor om mitten enligt figuren i diagrammet. Mätningar ha utförts på sex olika höjder av balken.

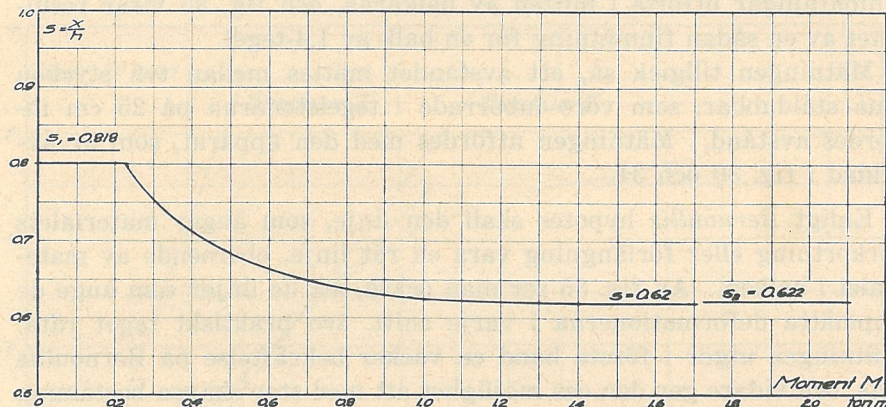


Fig. 36. Diagrammet visar det ur töjningsdiagrammet i fig. 35 beräknade sambandet mellan neutrala lagrets läge $s = \frac{N}{h}$ och böjningsmomentet. För små moment är s konstant, och det neutrala lagrets läge motsvarar då förhållandena i stadium I, vid växlande moment avtager s i den mån som sprickbildningen i balken fortgår, och närmar sig så småningom asymptotiskt ett värde, som motsvarar läget i stadium II. I diagrammet har även inlagts de teoretiskt beräknade värdena s_1 och s_2 för stadium I respektive II, beräknade för $n = 35$. Den ur försöket erhållna s -kurvan ansluter sig i början och slutet någorlunda väl till dessa värden.

¹Liknande undersökningar, som liksom denna visa det neutrala lagrets vandring hos armerade tegelbalkar, ha tidigare utförts och publicerats av *H. Duff Williamson*, REINFORCED BRICKWORK, RENSSLAER POLYTECHNIC INSTITUTE, New York 1934.

Från teorien för den armerade betongen är naturligtvis det neutrala lagrets vandring känd och redogörelser härför finnas publicerade t. ex. i *HANDBUCH FÜR EISEN-BETONBAU*, Band I, Berlin 1930, under rubriken *Versuche über die Lage der Nulllinie*, sid. 69.

dium II. Detta gränsvärde kan tämligen noggrant uppmätas och ur ekvationen

$$n = \frac{bh}{2F_j} \frac{\left(\frac{x}{h}\right)^2}{1 - \frac{x}{h}}$$

kunna användbara värden på talet n beräknas, när för x insättes det gränsvärde, vartill neutrala lagret så småningom närmar sig.

Resultaten av uppmätningarna och beräkningarna enligt ovanstående ekvation återges i tabell 11. Av tabellen framgår, att n -värdet är ganska konstant för samtliga balkar, murade i cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$:3. Skillnaden mellan det massiva 1,4-teglet och hål-teglet är ganska obetydlig. Däremot påverkas n -värdet mycket kraftigt, när man går över från det cementrika bruket 1: $\frac{1}{3}$:3 till cementkalkbruk nr 1.

Som användbara medelvärden¹ kan man sätta

$n = 35$ för massivt 1,4-tegel eller månghåltegel i cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$:3 eller bruk med motsvarande hållfasthet.

$n = 60$ för d:o i kalkcementbruk nr 1.

¹ *Williamson's* undersökningar, som omfattade prov på balkar utförda av 9 olika sorters tegel gävo följande resultat. Det bruk som användes, var ett cementkalkbruk 1: $\frac{1}{3}$:3 med en tryckhållfasthet av ca 320 kg/cm². Teglets hållfasthet och de uppmätta n -värdena anges i nedanstående sammanställning.

Det använda teglets tryckhållfasthet i kg/cm ²	n
870	9,0
310	9,6
250	—
380	27,6
180	25,2
450	27,3
525	12,6
275	34,6
475	24,9

Som man finner av sammanställningen, varierar n -värdet högst avsevärt, utan att något tydligt samband kan påvisas med teglets tryckhållfasthet. Strängt taget är det också ganska naturligt, att så måste vara förhållandet, då elasticitetsmodul och tegelhållfasthet icke behöver direkt höra ihop. För tegel med tryckhållfasthet mellan gränserna 180—450 kg/cm² synes emellertid n kunna sättas till ca 25, vilket svarar mot en elasticitetsmodul av $E_{\text{tegel}} = 85\,000$ kg/cm².

Med tillhjälp av de utförda finmätningarna är det möjligt att också bestämma påkänningarna i armeringsjärnet vid de olika belastningarna. Visserligen ha icke några mätningar utförts direkt på själva järnen utan endast på ytan av tegelbalkarna, men då man kunnat konstatera, att någon glidning icke förekommit mellan tegel och betong, äro de utförda mätningarna användbara även för bestämning av järnspänningarna.

Av vad som sagts i det föregående, kan man redan på förhand sluta sig till, att järnspänningarna i början, medan ännu tegeldragzonen medverkar, äro små. Så är också fallet. I tabell 12 har en sammanställning gjorts av uppmätta och beräknade järnspänningar. Beräkningarna, som genomförts under antagande av stadium II, visa för små laster betydligt högre värden än mätningarna. Skillnaden mellan beräknade och uppmätta värden kan sägas vara ett mått på den extra hjälp, som man har av tegelmurverket för att

Tabell 11.

n-värden för armerade tegelbalkar. Värdena ha beräknats ur neutrala lagrets läge för stadium II, enligt formeln

$$n = \frac{bh}{2 F_j} \left(\frac{x}{h} \right)^2 \frac{1}{1 - \frac{x}{h}}$$

Värdet av x (= neutrala lagrets avstånd från den tryckta kanten) har för varje särskild balk bestämts på det sätt som demonstreras i fig. 35 och 36. Balkarna 9, 10 och 11 ha dock icke behandlats var för sig, utan x har bestämts ur ett medelvärdesdiagram för samtliga balkarna.

Angående balkarnas armering och dimensioner hänvisas till tabellerna 8 och 9. Det använda brukets hållfasthet framgår ur tabell 2 och teglets hållfasthet ur tabell 1.

Balk n:r	Neutrala lagrets läge $\frac{x}{h}$ för stad. II	n	Anmärkingar
1	0,49	37	} 1,4-tegel murat i cementkalkbruk 1:1/3:3.
2	0,60	43	
3	0,62	35	
4	0,37	34	
5	0,45	37	
6	0,51	37	
9—11	0,56	59	} 1,4-tegel murat i kalkcementbruk nr 1 (E).
12	0,48	33	} Månghåltegel murat i cementkalkbruk 1:1/3:3.
13	0,45	29	

HUR

Till A.-B. STÅLPRODUKTER,
Vallingatan 12, Stockholm

Sänd oss prospekt över
Vedmaskinen "INGMAR"

Namn:

Adress:

T.

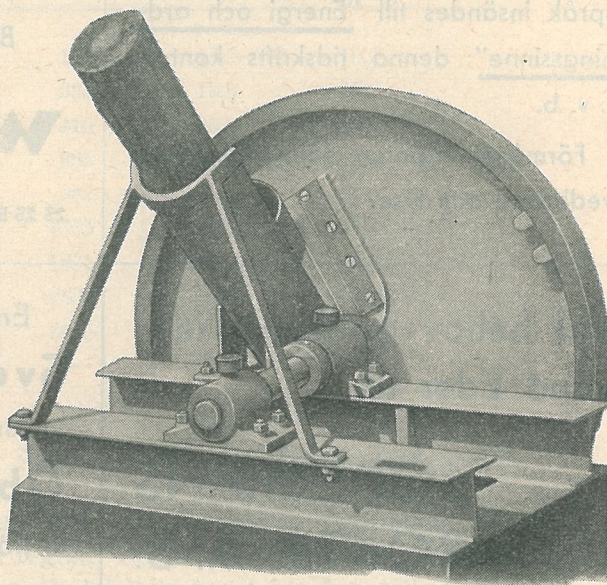
LÖSER NI BRÄNSLEPROBLEMET?

Vedmaskinen "Ingmar" gör vedeldningen ekonomisk.

Klipp ut kupongen! Sätt på ett 5 öres frimärke på kuvertet och skicka det i dag!

"Ingmar" typ II är speciellt konstruerad för ringugnsbränsle. Virket sönderdelas i maskinen till lämplig storlek så att jämn förbränning och god bränsleekonomi ernås. Ni spar ved, arbetskraft och värme genom att installera "Ingmar".

- "Ingmar" II avverkar c:a 6 kbm björkved per timme.
- Bränslet blir mycket jämnt. Ingen spänförlust uppstår.
- Maskinen kan med fördel även användas för skärning av torv.
- Virket luckras upp vid kapningen. Härigenom torkar veden fortare.
- Maskinen är ytterst driftsäker och risken för olycksfall är praktiskt taget obefintlig.
- Maskinen skötes och matas av en man utan svårighet.



Ett av landets större tegelbruk skriver...

Låt "INGMAR" lösa bränsleproblemet!

Sänd in kupongen i dag!

"I besittning av Eder skrivelse av 13 pto be vi få meddela, att vi äro mycket belättna med den av oss köpta vedmaskinen "Ingmar", vilken vi använda för framställning av för vår tegelbränning (ringugn) lämpligt bränsle.

Vi ha hittills konstaterat att den fungerar tillfredsställande och är fullt tillräcklig för vårt behov. Kapaciteten håller gott utlovade kvantiteter och maskinen arbetar driftsäkert.

Tegelbruks AB Walla-Katrinholm."

Tillverkare och ensamförsäljare:

A.-B. STÅLPRODUKTER

Stockholm, Wallingatan 12.

Tel. 23 59 95.

Edsbyn.

Tel. 133 & 200.

Tegelmästare,

25 à 30 år, driftig arbetsledare, genomgått Tegelmästarskola, erfaren och kunnig i tillverkning av murtegel och poröst tegel erhåller anställning vid tegelbruk i mellersta Sverige den 1 jan. 1943 eller event. tidigare. Tillverkningskapacitet c:a 2 millioner.

Egenhändigt skriven ansökan med betyg och referenser samt lönespråk insändes till "Energi och ordningssinne" denna tidskrifts kontor, f. v. b.

Förmåner: Kontant lön, fri bostad, vedbrand och lyse.

WACOMP- SPECIALFORMGIPS

användes numera alltid vid tillverkning av

FALSTAK- o. NOCKTEGEL

Begär vår broschyr

WAHLIN & CO A/B
ETABL. 1867

23 25 55 STHLM ARSENALSG. 8 b.

Vid behov av trycksaker
vänd Eder till

**SÖDERMANS
BOKTR. A.-B.**

Luntmakaregatan 14 - Stockholm
Tel. 11 41 89

En begagnad

Svedala-desintegrator

samt en

Obeldragmätare

köpas kontant.

Svar till Tegels expedition.

GRÄVMASKIN,

Svedala QRS 10, eller motsvarande önskas köpa.

Svar till "Begagnad" denna tidskrifts expedition f. v. b.

STATENS PROVNINGSANSTALT

(f. d. Tekn. Högskolans Materialprovninganstalt)

Tel. 23 01 00

BYGGNADSTEKNISKA AVD. STOCKHOLM

Tel. 23 01 00

Provningar o. undersökningar av material o. konstruktioner. Besiktningar o. provtagningar
Drottning Kristinas Väg, Valhallavägen. Godsadress: Stockholm

Tabell 12.

Jämförelse mellan beräknade och experimentellt bestämda påkänningar i armeringsjärn och tegel för balk 5. De beräknade påkänningarna ha bestämts på grundval av överksam tegeldragzon (stadium II) och $n = 35$. De experimentellt bestämda påkänningarna ha erhållits genom att kombinera resultaten av töjnings- och sammantryckningsmätningar av det slag som visas i fig. 35, med murverkets σ - ϵ -diagram.

Dimensioner och armering för balk 5 framgår ur tabell 8. Balkens brottlast = 6,49 ton, brottmoment = 4,08 ton.m. Den första dragsprickan observerades vid en beräknad dragpåkänning i murverket = 12,0 kg/cm². I fig. 33 visas balkens sprickbildningsschema.

Belastning kg	Järnspänningar kg/cm ²		Tryckpåkänningar i teglet kg/cm ²	
	Beräknade	Experimen- tellt bestämda	Beräknade	Experimen- tellt bestämda
1000	570	147	12,9	10,2
1500	855	283	19,3	17,9
2000	1140	410	25,8	23,0
2500	1424	685	32,2	30,3
3000	1710	987	38,7	36,5
3500	1995	1375	45,2	43,1
4000	2280	1805	51,6	48,6
4500	2565	2300	58,0	54,5
5000	2850	3025	64,4	59,6
6490	3880	—	80,7	—

upptaga dragspänningarna. Som man ser, är denna extra hjälp ganska betydande.

I tabellen har även en jämförelse gjorts mellan beräknade och uppmätta tryckpåkänningar i teglet. Som man ser, är överensstämmelsen för dessa påkänningar på det hela taget mycket god, vilket man också kunde vänta.

Om man nu blickar tillbaka på de försök och detaljmätningar, för vilka redogjorts i denna paragraf, finner man, att armerat tegelmurverk och armerad betong förete stora likheter. Vad som framför allt är överraskande är, att draghållfastheten hos tegelmurverket är så betydande och gör sig så kraftigt skönjbar såväl på neutrala lagrets läge som på storleken av järnspänningarna. Denna omständighet bekräftar ytterligare, att risken för att det s. k. hängande tegelskiftet skulle kunna falla ned, är obefintlig.

Även ur rent teoretisk synpunkt äro de utförda försöken intressanta, då av dem tydligt framgår, huru armering och tegelmurverk samarbeta. Försöken ha medgivit en jämförelse mellan de resultat, som uppnås enligt den klassiska betongteoriens metoder och de verkliga mätningsresultaten.

Ur rent teoretisk synpunkt skulle även en diskussion av försöken

på grundval av de moderna n -fria beräkningsmetoderna kunna bli givande. Någon sådan diskussion har emellertid icke genomförts, då den ligger något på sidan om ämnet för avhandlingen.

§ 10. Försök med armerade plattor av massivt tegel.

Som komplettering till de i föregående paragrafer beskrivna försöken på armerade tegelbalkar gjordes även en försöksserie på tunna plattor av $\frac{1}{2}$ -stens tjocklek av armerat tegelmurverk. Fig. 37 och 38 visa detaljer av plattornas utförande och provning. Provplattorna murades av tegelstenar, lagda på lågkant, och armeringen bestod av 2 st armeringsjärn \varnothing 10 i varje fog, inlagda som överkants- och underkantsarmering. Plattorna blevo alltså dubbelarmerade. Armeringens anordning framgår tydligt av figurerna.

Teglet utgjordes av 1,6-tegel med tryckhållfasthet lika med 206 kg/cm² (gränserna 87—342 kg/cm²) och bruket av kalkcementbruk nr 1 med A-cement. Armeringsjärnets sträckgräns uppgick till 3500 och dess brottgräns till 6050 kg/cm² (kvalitet St 52).

Tre stycken dylika plattor tillverkades, vilka upplades på två stöd på 3,0 m avstånd och belastades till brott. De beräknade kritiska spänningarna vid brott framgå av tabell 13.

Tabell 13.

Belastningsprov på armerade tegelplattor enligt fig. 37 och 38. Plattans tjocklek = $\frac{1}{2}$ sten eller 12,0 cm. Tegelformat 25,0 × 12,0 × 7,5 cm. Murningen utförd av 1,6-tegel (tryckhållfasthet 206 kg/cm²) i kalkcementbruk nr 1 med A-cement (brukets hållfasthet anges i tabell 2). Armering 2 \varnothing 10 St 52 i varje fog, sträckgräns 3500 kg/cm², brottgräns 6050 kg/cm².

Siffror med grov stil markera den materialpåkänning som varit orsaken till brott.

Platta n:r	Beräknade påkänningar vid brott i kg/cm ²		
	σ tegel	σ järn	τ tegel
1	84,0	3700	3,1
2	89,8	3990	3,4
3	92,5	4000	3,3

Tabellen visar, att brott uppstod på grund av att järnspänningen passerade sträckgränsen. Den beräknade järnpåkänningen var därvid i medeltal 3890 kg/cm² (gränserna 3700—4000 kg/cm²). Tryckpåkänningarna i teglet uppgingo samtidigt till ca 90 kg/cm² och skjuvpåkänningen τ var vid brott ca 3,2 kg/cm². Dessa senare påkänningar, tryckpåkänningen och skjuvpåkänningen i teglet, voro emellertid i intet fall orsak till bjälklagets förstörelse.

Fig. 39 visar ett avsnitt av plattan efter belastning till brott. Man ser tydligt, hur dragsprickorna ha nått upp ungefär till neutral-

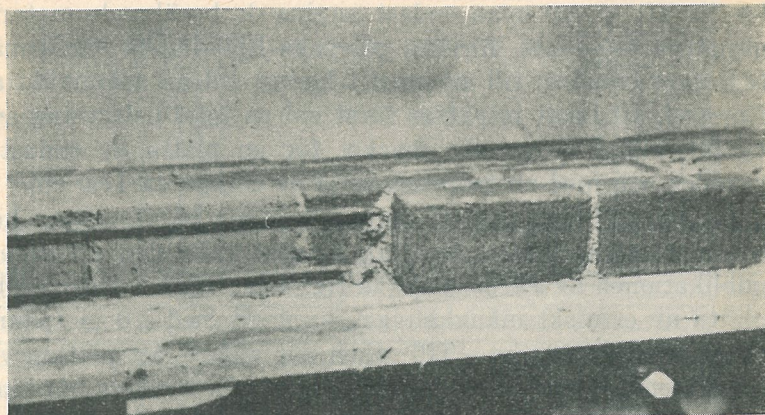


Fig. 37. Bjälklagsplatta av armerat tegel under murning. Armeringen utgöres av 2 ϕ 10 i varje fog.

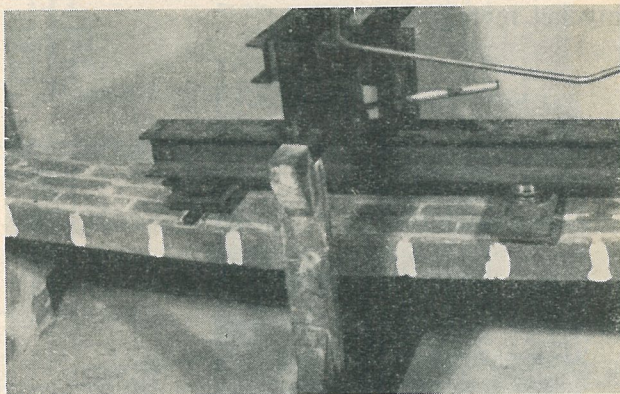


Fig. 38. Den armerade bjälklagsplattan under provning.

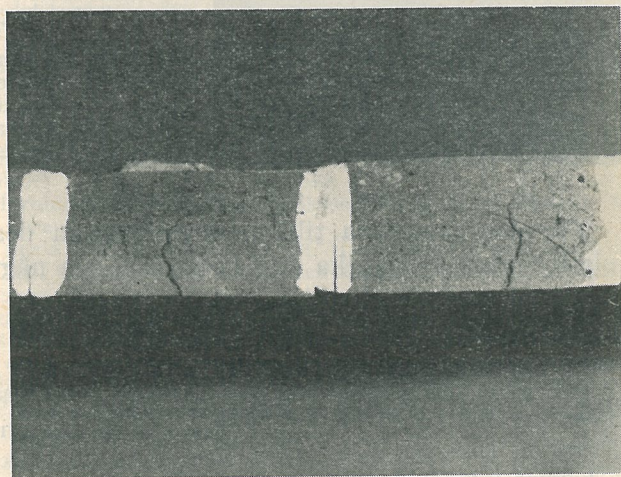


Fig. 39. Plattan i fig. 39 efter belastning till brott. Sprickor ha uppstått i dragzonen. Fogarna äro övergipsade, för att sprickorna lättare skola kunna upptäckas.

lagret. Lagg märke till att sprickor uppträda dels i fogarna och dels i mitten av tegelstenarna, beroende på att fogarna i detta fall äro förskjutna i förhållande till varandra.

Av fig. 38 får man ett ganska starkt intryck av konstruktionens deformationsförmåga och seghet. Trots sin ringa tjocklek har den provade konstruktionen en mycket stor bärförmåga. Om vi i stäl-

let för att såsom ovan endast angiva de beräknade materialpåkänningarna vid brott, försöka uttrycka bjälklagets bärförmåga i påtagligare enheter, till exempel i kg/m^2 vid en spännvidd av 3,0 m, finna vi, att brott inträffar först vid en total belastning av ca $2500 \text{ kg}/\text{m}^2$, vilket är ganska mycket för en platta av endast $\frac{1}{2}$ -stens tjocklek och med en teoretisk höjd av endast ca 10,0 cm.

En talande blid, som visar den verkliga bärförmågan hos en liknande bjälklagsplatta, har jag hämtat från den citerade estniska publikationen av *Jürgenson* (se fig. 40). Bilden visar en bjälklagsplatta av estniskt månghåltegel, upplagd med 2,0 m spännvidd och belastad med 2000 kg. Till saken hör vidare, att plattan vid belastningen endast var tre dygn gammal, varför brukets hårdnande hade måst påskyndas genom klorkalciuminblandning i bruket (cementkalkbruk 1 : $\frac{1}{4}$: 3). Liknande provbjälklag av $\frac{1}{2}$ -stens tjocklek ha även utförts på andra håll och vid provbelastningar visat sig vara mycket motståndskraftiga.¹

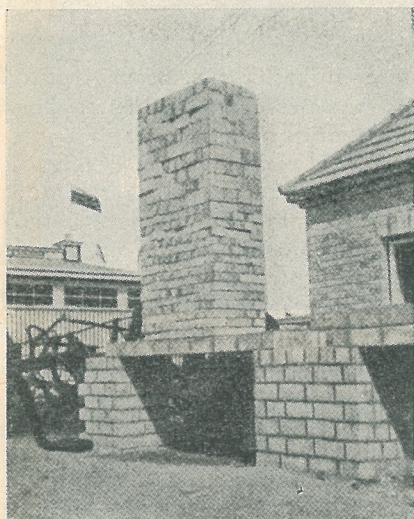


Fig. 40. Armerad tegelplatta av estniskt månghåltegel, visad på en utställning i Tallinn. Plattan har en spännvidd av 2 m och är belastad med en jämnt fördelad last av 2.000 kg. Genom inblandning av klorkalcium i bruket (cementkalkbruk 1 : $\frac{1}{4}$: 3) har man påskyndat dess hårdnande, så att belastning av plattan kunnat ske redan 3 dygn efter murningen.

För den praktiska tillämpningen kunna dessa tunna bjälklagsplattor vara av ganska stor betydelse, och några exempel på deras användning skall visas i § 15.

¹ För dylika försök redogöra *Krauss & Vogdes*, RESULTS OF TESTS ON TEN DEMONSTRATIONS OF REINFORCED BRICK STRUCTURES WITH SUMMARY COVERING TESTS ON THIRTEEN STRUCTURES. Journal Am. Cer. Soc. 1932.

I denna avhandling redogöres för belastningsprov å ett antal armerade tegelkonstruktioner som för propagandaändamål utfördes inom olika delar av U. S. A. Konstruktionerna utfördes av det material som var tillgängligt på platsen, och av lokala murare, som tidigare icke hade haft erfarenhet i fråga om murning av armerade konstruktioner. Samtliga konstruktioner utfördes enligt ritningen i fig. 41 och omfattade dels en bjälklagsplatta och dels två stycken balkar av olika utförande. De resultat som erhöles av provningarna, voro genomgående mycket lovande och visade, att armerat tegelmurverk utan svårighet kunde utföras av arbetskraft utan tidigare erfarenhet eller utan särskild skolning.

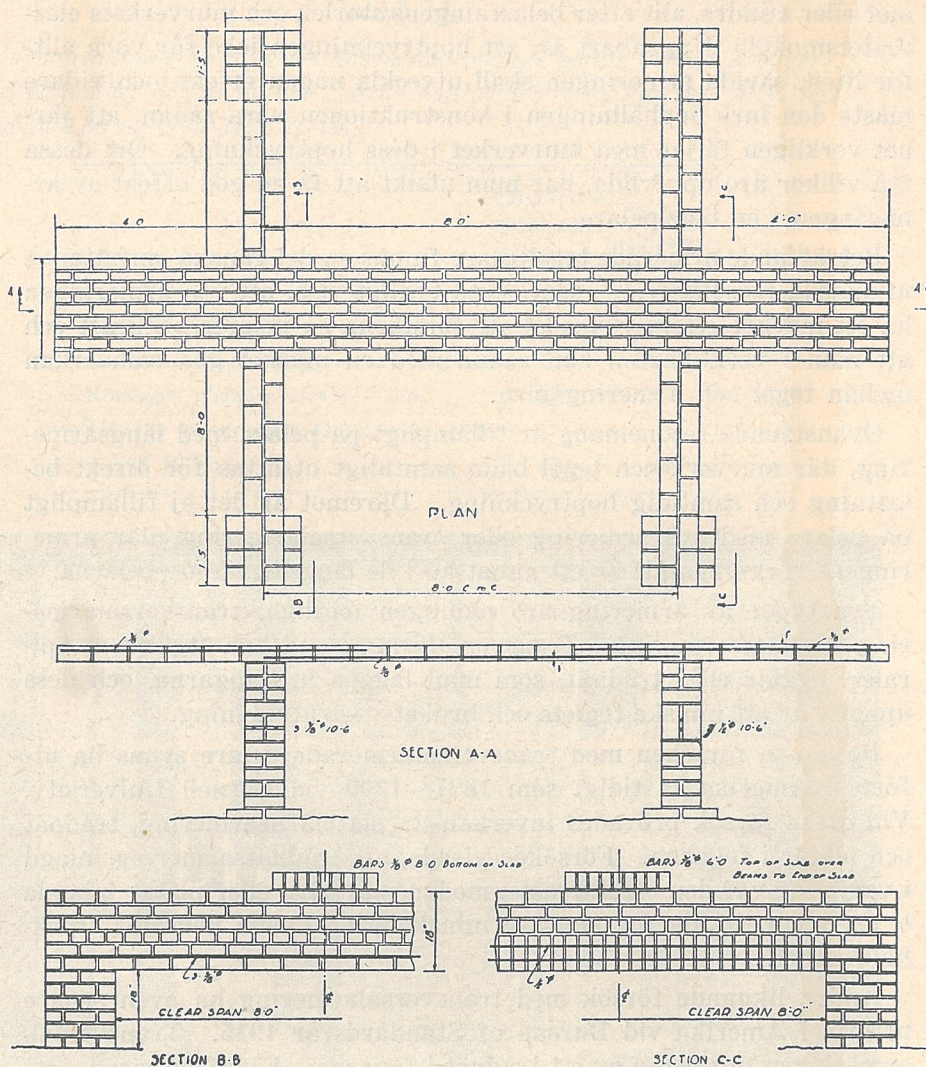


Fig. 41. Ritning till provbjälklag och provbalkar, utförda av Krauss & Vodges. Enligt denna ritning utfördes 13 konstruktioner på olika ställen inom U. S. A., och belastades till brott. Murningen utfördes med kalkcementbruk nr 1, således i blandning 1 : 1 : 6 (kalk : cement : sand).

Bjälklagsplattans totala tjocklek uppgår till $3\frac{3}{4}$ " (alltså till 9,5 cm), och armeringen av $\phi \frac{3}{8}$ " i varje fog, c/c = 7,0 cm. Brottlasten uppgick i medeltal till 3.450 kg/m². Sprickbildning observerades vid en last av 1.500 kg/m².

De båda tegelbalkarna som uppbära bjälklagsplattan, kunde i allmänhet icke belastas till brott utom i två fall, emedan bakarna visade sig vara den starkare komponenten i konstruktionen, och bärkraften begränsades av plattans hållfasthet. I allmänhet inträffade brott i plattan icke på grund av att armeringsjärnets sträckgräns uppnåddes (utom i ett par fall) utan på grund av skjuvning. Beräknat τ uppgick i medeltal till ca 6,0 kg/cm² med ett lägsta uppmätt värde av 4,0 kg/cm².

§ 11. Armerade tegelpelare.

Problemet huruvida tegel och armeringsjärn kunna samverka för att upptaga tryckkrafter, är av samma natur som motsvarande problem för en betongkonstruktion. Förutsättningen för att samverkan skall vara möjlig, är följande.

Vid belastningen kommer hela konstruktionen att tryckas ihop

mer eller mindre, allt efter belastningens storlek och murverkets elasticitetsmodul. Uppenbart är, att hoptryckningen icke får vara alltför liten, såvida armeringen skall utveckla någon effekt, och vidare måste den inre hophållningen i konstruktionen vara sådan, att järnet verkligen följer med murverket i dess hoptryckning. Om dessa två villkor äro uppfyllda, har man utsikt att få en god effekt av armeringen i en tegelpelare.

Beträffande armerade tegelpelare finnas en del ganska omfattande utländska försöksserier¹, som också tydligt visa, att vi i armeringen ha ett mycket effektivt medel att förstärka en pelares bärkraft och att man i verkligheten kan räkna med en mycket god samverkan mellan tegel och armeringsjärn.

Ovanstående resonemang är tillämpligt på pelare med längsarmering, där murverk och tegel båda samtidigt utsätts för direkt belastning och samtidig hoptryckning. Däremot är det ej tillämpligt på pelare med tvärrarmering eller transversalarmering, där armeringens verknings sätt är ett annat än i de längsarmerade pelarna.

Två typer av armering äro nämligen möjliga, transversalarmering och längsarmering. *Transversalarmeringen* kan utgöras av spiraler, byglar eller trådnät, som man lägger in i fogarna, och dess uppgift är att minska teglets och brukets tvärutvidgning.

De äldsta försöken med transversalarmerade pelare synas ha utförts i Amerika så tidigt som 1897—1900 vid Cornell University. Vid dessa försök prövades inverkan av plattjärnsarmering, trådnät och plåtar i fogarna. Försöken visade, att trådnätsarmering inlagd i varje fog var den effektivaste, medan plattjärn eller plåtar inlagda t. ex. i var fjärde fog snarare minskade än ökade pelarnas tryckhållfasthet.

Andra liknande försök med transversalarmering ha även senare utförts i Amerika vid Bureau of Standards år 1915. Transversalarmeringen utgjordes av ett trådnät i fogarna. Försöken visade, att ett trådnät i varje fog kunde höja tryckhållfastheten så mycket som till ca 93 % av tegelhållfastheten.

I Sverige ha försök med transversalarmerat tegel utförts vid K. Tekniska Högskolan av *H. Kreüger*, som också omsatt försöksresultaten praktiskt vid utförandet av vissa hårt belastade tegelpelare i Stockholms stadshus och även i ett flertal andra utförda konstruktioner.

De effekter som Kreüger kunnat påvisa med en transversalarmering i fogarna, äro högst betydande, och i tabell 14 återges hans provningsresultat². Av tabellen framgår, att man medelst en ganska måttlig armering kan uppnå goda resultat. Enligt Kreüger kan man "genom högre driven armeringsprocent öka hållfastheten med

¹ *Inge Lyse*, TESTS OF REINFORCED BRICK COLUMNS, JOURNAL AM. CERAMIC Soc. 1933.

N. O. Withey, TESTS ON REINFORCED BRICK MASONRY COLUMNS, PROC. AM. Soc. TEST. MATERIALS, Philadelphia 1934.

² *Henrik Kreüger*, BYGGNADSMATERIALIER. DE TEKNISKA VETENSKAPERNA. Band 1, Stockholm 1920.

Tabell 14.

Sammanställning av prov å transversalarmerade pelare (enligt Kreüger). Tegelhållfasthet = 373 kg/cm². Brukshållfasthet = 80 kg/cm². Pelarnas längd ca 2,00 m, area 24 × 24 cm.

Järninlägg	Murverks- hållfasthet kg/cm ²	Relativ hållfasthet
Ingen armering	87	100
Kvadratisk lagda plattjärn 1,25 × 12 mm	135	155
Korslagda plattjärn 1,25 × 12 mm	152	175
Trådduk av rundjärn Ø 1,2 mm, mask- vidd 12 mm	163	188

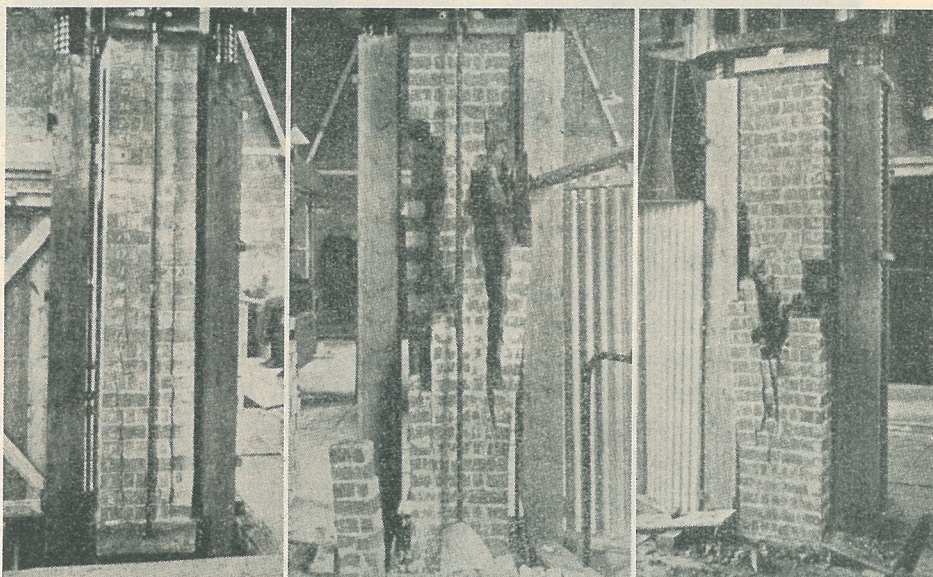


Fig. 42. Typiska brottbilder av oarmerade tegelpelare. I pelaren längst till vänster inledes brottet genom uppkomsten av vertikala sprickor tvärs igenom tegelstenarna. Dessa sprickor tyda på existensen av stora horisontala dragspänningar i teglet på grund av brukets tvärlängdvidgning. I pelaren i mitten bildas s. k. brottpyramider, och i pelaren längst till höger uppstår brott på grund av lokal krossning.

mer än 100 % jämfört med oarmerade pelare. Kostnaden för inlagd armering är obetydlig i jämförelse med de resultat, som vinnas. Synnerligen starka pelare kunna åstadkommas genom användning av klinker, cementbruk och trådduksarmering. Dylika pelare hava i en del fall vid söndertryckning i provningsmaskin t. o. m. visat sig starkare än spiralarmerade betongpelare med samma sektionensarea.”

Det kan sålunda förefalla, som om man medelst transversalarmering skulle kunna uppnå verkligt ypperliga resultat och som om transversalarmeringen vore det förnämsta sättet att förstärka en tegelpelare och något som man därför i första hand borde rekommendera. De på senare tid utförda försöken av *Lyse* och *Withey*

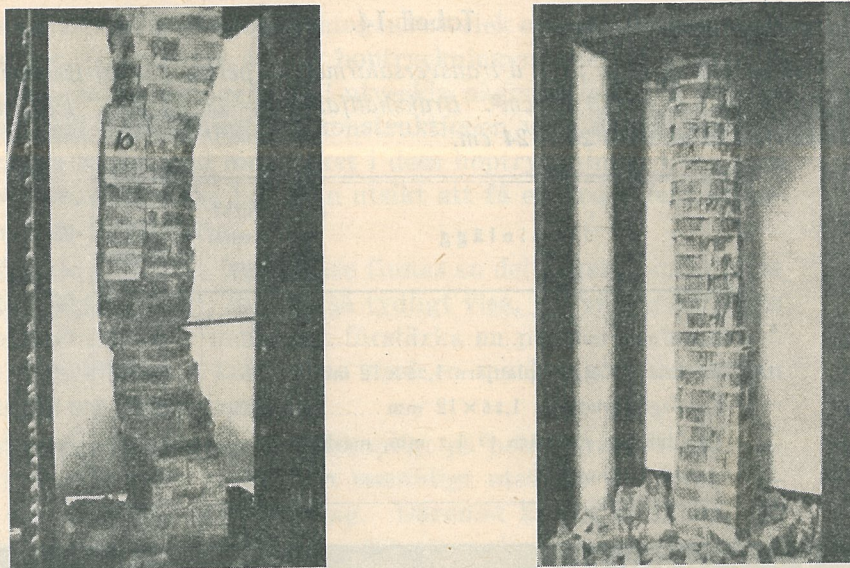


Fig. 43. Armerade tegelpelare vid brott (*Withey*). Pelaren till vänster är murad av ett tegel med 190 kg/cm^2 tryckhållfasthet och armerad med 1,90 % längsjärn och 1,34 % ringar i fogarna. Pelarens brotthållfasthet 140 kg/cm^2 . Pelaren till höger är murad av högvärdig klinker med ca 1.000 kg/cm^2 tryckhållfasthet. Armeringen 4,10 % längsjärn och 1,50 % transversalarmering i form av ringar. Brottbelastning 350 kg/cm^2 . För detaljer av armeringen se fig. 46.

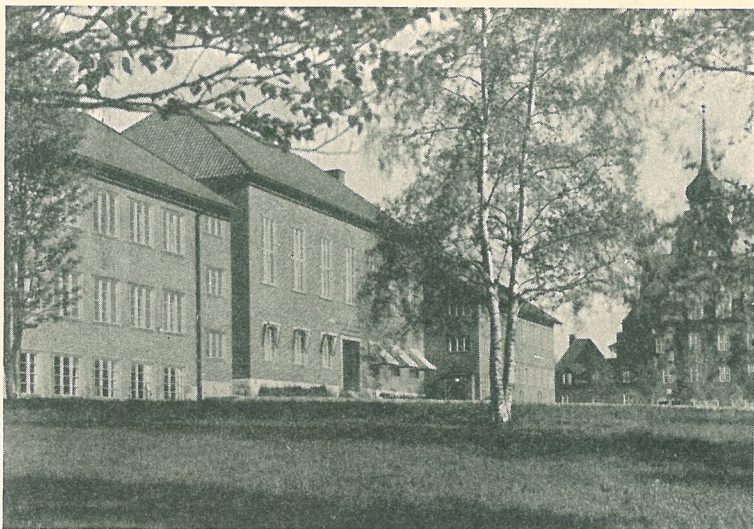
visa emellertid, att man medelst en längsgående armering kan uppnå ännu bättre och framför allt säkrare resultat än med transversalarmering. Transversalarmeringens förstärkande effekt ligger i dess förmåga att förhindra teglets och brukets tvärvitvidgning och på så vis hindra eller fördröja uppkomsten av de vertikala sprickor, som i allmänhet äro början till slutet för en hårt belastad tegelpelare. Några typiska brottbilder för oarmerade tegelpelare framgå av fig. 42. Fig. 43 visar två kraftigt armerade tegelpelare efter brott. Pelarna äro försedda med såväl längsgående armering som transversalarmering. Skillnaden mellan brottbilderna för de oarmerade och för de armerade pelarna är slående, och det är egentligen transversalarmeringen som är orsaken till den stora skillnaden. Pelarna i fig. 43 äro transversalarmerade med dubbla $3/8''$ ringar i varje fog (armering enligt fig. 46), och man ser, huru teglet utanför ringarna skalats av och huru själva kärnan kvarstår på samma sätt som kärnan i en spiralarmerad betongpelare. Dylika markerade effekter av transversalarmeringen kan man icke erhålla annat än med ringar, och de kunna icke uppnås med t. ex. kvadratiske byglar, men även de kvadratiske byglarna och andra typer av transversalarmering kunna förändra brottkaraktären.¹

¹ Lyse, som vid sina försök använde transversalarmering av kvadratiske byglar och arbetade med jämförelsevis små armeringsmängder, skriver om transversalarmeringens inverkan följande:

"Medan byglarna icke föreföllo att direkt bidra till pelarnas styrka, påverkade de brottbilderna avsevärt. För pelare utan byglar blev pelaren fullkomligt söndertrasad på grund av det vertikala brottet (the vertical fracture completely disrupted the column), medan för pelare med tillräcklig byglarmering brottet lokaliserades, och huvudparten av pelaren förblev oskadad.

Proven visade, att 6 mm byglar i var 4:de fog var tillräcklig transversalarmering för de $12\frac{1}{2}''$ kvadratiske pelare, som användes vid denna undersökning."

MÄLARDALENS FASADTEGEL



Läroverket, Östersund. Rött fasadtegel.

RÖTT och GULT FASADTEGEL



Allmänna Brands nybyggnad, Jönköping. Gult fasadtegel.

A.-B. MÄLARDALENS TEGELBRUK

Kungsgatan 39

STOCKHOLM

Telefon 23 33 65

SVEDALA

TEGELMASKINER för alla behov

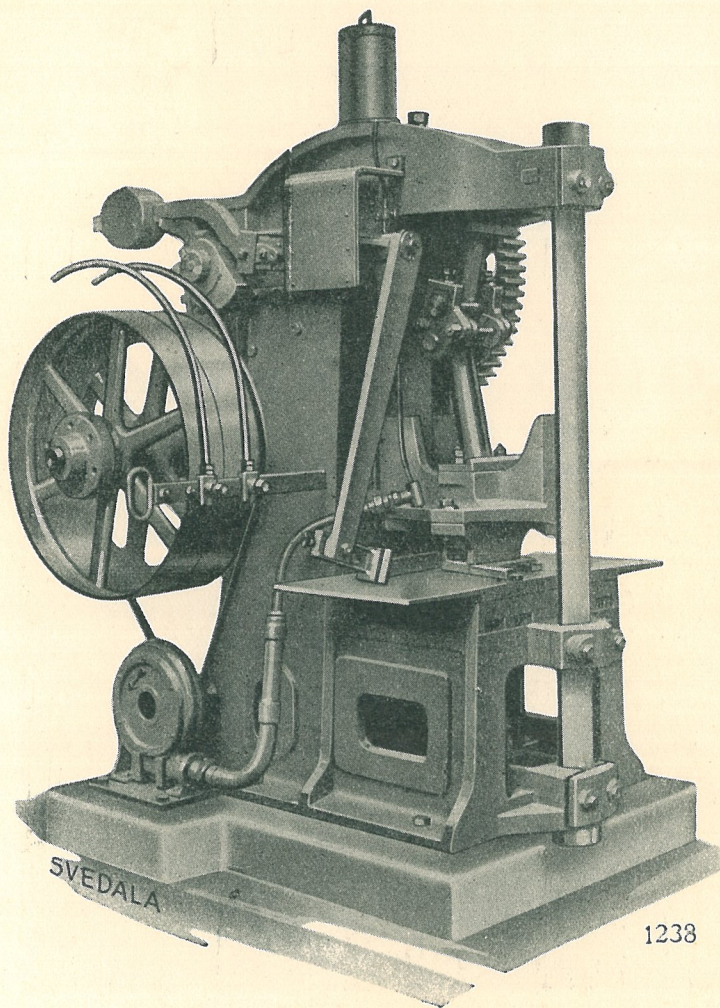
BÄST, I BRUKET BILLIGAST.

Grävmaskiner, av olika storlekar. ● Autom. transportanordningar.

Kollergångar, Strykmaskiner för imiterat handslaget tegel.

Ringugnar, Zigzagugnar och Flamugnar.

Kompleta **nyanläggningar** och modernisering av äldre bruk projekteras under garanti. Sakkunniga ingenjörer och instruktörer på begäran för konsultation och undersökning på platsen.



SVEDALA Efterpress "RELUX"

användes för efterpressning av eldfast tegel, klinker, trottoir- och golvplattor och maskinslaget fasadtegel. Formarna äro lätt utbytbara och utföras så att på teglets liggsidor inpressas ytmönster, fabriksmärken, bokstäver eller emblem efter beställarens önskan. För maskinens betjäning fordras 2 man.

Tillverkningsförmåga
1 000 till 1 200
st. tegel per timma.

Kraftbehov c:a 4-5 eff. hkr.

Begär offert.

GYNNA SVENSK INDUSTRI

A.B. ÅBJÖRN ANDERSON, SVEDALA

TEL. GJUTERIET