

DK 699.14.018.292
: 666.982.24

ARMERINGSSTÅL
MED HØJ FLYDEGRÆNSE

*REINFORCING STEEL WITH A HIGH YIELD POINT
WITH AN ENGLISH SUMMARY*

AXEL EFSSEN

STATENS BYGGEFORSKNINGSINSTITUT
e.x.b

21 JULI 1988

00933 P

STATENS BYGGEFORSKNINGSINSTITUT STUDIE NR. 13

I KOMMISSION HOS TEKNISK FORLAG KØBENHAVN 1954

STATENS
BYGGEFORSKNINGSINSTITUT

(Borgergade 20, København K, Tlf. Palæ 9355)

er en selvstændig institution, der ledes af en bestyrelse udpeget af boligministeren,

er oprettet ved lov nr. 123 af 19. marts 1947,

hvor til opgave »— at følge, fremme og samordne teknisk, økonomisk og anden undersøgelses- og forskningsvirksomhed, som kan bidrage til en forbedring og billiggørelse af byggeriet, samt at udøve oplysningsvirksomhed angående byggeforskningens resultater.«

PUBLIKATIONER

Rapporter

er de originale, komplette beretninger om selvstændige forskningsarbejder, som udføres for eller af Institutet.

Nr. 1: *Økonomisk varmeisolerings*, Poul Becher. 1949. 61 s. A₄. Kr. 7.—. 2. udgave 1950.

Nr. 2: *Gymnastiksalenes akustik*, Poul Becher. 1950. 2 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 3: *The Non-Destructive Testing of Concrete with Special Reference to the Wave Velocity Method*, Johs. Andersen, Poul Nerenst and Niels M. Plum. 1950. 80 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 4: *Testing of 11 Danish Concrete Mixers*, Johs. Andersen, Per Bredsdorff, Niels H. Krarup, K. Malmstedt-Andersen, Poul Nerenst and Niels M. Plum. 1951. 236 s. A₄. Kr. 25.—.

Nr. 5: *Sammenlignende undersøgelse af træ- og stålstilladser til husbygning*, Niels H. Krarup. 1951. 44 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 6: *Vinterbyggeri, forsøg afholdt af Statens Byggeforskningsinstitut i årene 1947—50*, Niels M. Plum. 1951. 108 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 7: *Dæk og huse*, Niels M. Plum. 1. del: Tekst, 178 s. 2. del: Figurer, 46 s. 1952. A₄. Kr. 20.—.

Nr. 8: *Trinlyd i beboelsesejendomme*, Fritz Ingerslev og V. E. B. Ranfelt. 1952. 40 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 9: *Tapet, rullelængde og rapportantal*, Philip Arctander og Henry F. Holm. 1952. 63 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 10: *Trommelyd, undersøgelse over støj fra gulve*, F. Larris. 1952. 28 s. A₅. Kr. 2,50.

Nr. 11: *Morteltilsætningsstoffer til brug ved vinterbyggeri*, Henry Dührkop. 1953. 40 s. A₄. Kr. 3.—.

Nr. 12: *Luftlyd i beboelsesejendomme*, Fritz Ingerslev og Jørgen Petersen. 1954. 40 s. A₄. Kr. 7.—.

Studier

er en blandet publikationsrække, der spænder fra litteraturogivelser og diskussioner til forskningsprogrammer, foreløbige beretninger o. lign.

Nr. 1: *Byggemodul, begrebets indhold og problemer i forbindelse med dets indførelse*, Mogens Voltelen. 1949. 30 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 2: *Forslag til undersøgelser og forskningsopgaver indenfor boligbyggeriet*. 1949. 67 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 3: *The Predetermination of Water Requirement and Optimum Grading of Concrete under Various Conditions*, Niels M. Plum. 1950. 96 s. A₄. Kr. 15.—.

Nr. 4: *Om visse grundprincipper vedrørende prøvning af byggematerialer, med særligt henblik på betonprøvningen*, Niels M. Plum. 1950. 24 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 5: *Hvordan udføres en tør kælder?*, Niels R. Steensen. 1950. 15 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 6: *Skorstene for småhuse*, Poul Becher. 1951. 45 s. A₄. (Udsolgt).

Nr. 7: *Betonteknologiske studier i U.S.A.*, Poul Nerenst. 1952. 88 s. A₅. Udenrigsministeriets serie; Teknisk bistand under Marshallplanen. Host & Son. Kr. 7.—.

THE DANISH NATIONAL INSTITUTE
OF BUILDING RESEARCH

(20 Borgergade, Copenhagen K, Denmark)

is an independent institution supervised by an executive board appointed by the Minister of Housing,

established under Act No. 123 of March 19th, 1947.

The Task of the Institute is »— to follow, promote and coordinate technical, economic, and other examination and research work which may contribute to an improvement and cheapening of building, and to disseminate the results of the building research.«

PUBLICATIONS

Reports

are the original complete reports on research made by or on behalf of the Institute.

No. 1: *Economical Heat Insulation*, Poul Becher (Danish text with an English Summary). 1949. 61 p. Size A₄. Kr. 7.—. 2. edition 1950.

No. 2: *Acoustics of Gymnasias*, Poul Becher (Danish text with a brief English Summary). 1950. 2 p. Size A₄. (Out of print).

No. 3: *The Non-Destructive Testing of Concrete with Special Reference to the Wave Velocity Method*, Johs. Andersen, Poul Nerenst and Niels M. Plum. (In English). 1950. 80 p. Size A₄. (Out of print).

No. 4: *Testing of 11 Danish Concrete Mixers*, Johs. Andersen, Per Bredsdorff, Niels H. Krarup, K. Malmstedt-Andersen, Poul Nerenst and Niels M. Plum. (In English). 1951. 236 p. Size A₄. Kr. 25.—.

No. 5: *Wooden and Steel Scaffolding for Building Construction*, Niels H. Krarup. (Danish text with an English Summary). 1951. 44 p. Size A₄. (Out of print).

No. 6: *Winter Construction, Experiments made by the Danish National Institute of Building Research in 1947—50*, Niels M. Plum (Danish text with an English Summary). 1951. 108 p. Size A₄. (Out of print).

No. 7: *Floor Constructions and Houses*, Niels M. Plum (Danish text with an English Summary). Part One: Text, 178 p. Part Two: Figures, 46 p. 1952. Size A₄. Kr. 20.—.

No. 8: *Impact Sound in Dwellings*, Fritz Ingerslev and V. E. B. Ranfelt (Danish text with an English Summary). 1952. 40 p. Size A₄. (Out of print).

No. 9: *Wallpaper, the Length of Roll and Number of Matches*, Philip Arctander and Henry F. Holm (Danish text, partly also in English). 1952. 63 p. Size A₄. (Out of print).

No. 10: *Drum Noise from Floors*, F. Larris (Danish text with an English Summary). 1952. 28 p. Size A₅. Kr. 2.50.

No. 11: *Mortar Admixtures for Winter Construction*, Henry Dührkop (Danish text with an English Summary). 1953. 40 p. Size A₄. Kr. 3.—.

No. 12: *Airborne Sound in Dwellings*, Fritz Ingerslev and Jørgen Petersen (Danish text with an English Summary). 1954. 40 p. Size A₄. Kr. 7.—.

Studies

comprise miscellaneous publications, ranging from bibliographies, renderings of literature to discussions and research programmes, preliminary reports etc.

No. 1: *Modular Coordination with a view to the Building Industry*, Mogens Voltelen (Danish text with a brief English Summary). 1949. 30 p. Size A₄. (Out of print).

No. 2: *Proposals for Investigations and Research within the Housing Field* (Danish text). 1949. 67 p. Size A₄. (Out of print).

No. 3: *The Predetermination of Water Requirement and Optimum Grading of Concrete under Various Conditions*, Niels M. Plum (In English). 1950. 96 p. Size A₄. Kr. 15.—.

No. 4: *On Certain Fundamental Principles Regarding the Testing of Materials, with Special Reference to the Testing of Concrete*, Niels M. Plum (Danish text). 1950. 24 p. Size A₄. (Out of print).

No. 5: *Design and Construction of Dry Basements*, Niels R. Steensen (Danish text). 1950. 15 p. Size A₄. (Out of print).

No. 6: *Domestic Chimneys*, Poul Becher (Danish text with an English summary). 1951. 45 p. Size A₄. (Out of print).

No. 7: *Study of Concrete Technology in U.S.A.*, Poul Nerenst (Danish text with an English summary). 1952. 88 p. Size A₅. Publication series of the Ministry of Foreign Affairs: Technical Assistance under the E.C.A. Program. Publishers: Host & Son. Kr. 7.—.

DK 669.14.018.292
:666.982.24

Armeringsstål med høj flydegrænse

With an English summary

Axel Efsen
professor, dr. techn.
civilingeniør

Udarbejdet med støtte i henhold til lov nr. 235 af 27. maj 1950 om tilskud til teknisk videnskabelig forskning og forsøgsvirksomhed (modværdien af Marshallmidlerne).

Statens Byggeforskningsinstitut. - Studie nr. 13.

I kommission hos Teknisk Forlag, København - 1954.

F O R O R D .
oooooooooooo

Af det beløb, der i foråret 1952 blev stillet til disposition for Statens Byggeforskningsinstitut (S.B.I.) af Marshall-counterpartmidlerne, vedtog det særlige rådgivende udvalg, at ca. 10.000 kr. skulle stilles til rådighed for undersøgelser vedrørende muligheden for at hæve de til-ladelige påvirkninger i armeringsstål med høj flydegrænse i jernbeton.

S.B.I. anmodede herefter professor Axel Efsen, Laboratoriet for Byg-ningsteknik, Danmarks Tekniske Højskole (L.B.T.), om at påtage sig dette arbejde, og professoren indvilligede straks beredvilligt heri.

Resultatet af undersøgelserne - der på grund af omfattende littera-turstudier og forsøgsrækker udført på L.B.T. er trukket lidt længere ud end først forudsat - forelægges hermed. Vi håber, det må give anledning til, at de nuværende normbestemmelser tages op til fornyet prøvelse, idet man ved at følge konklusionerne (der er resumeret side 13-15) ikke vil få en påviselig forringelse af vore jernbetonkonstruktioners kvalitet, men en væsentlig billiggørelse.

S.B.I. benytter lejligheden til at takke forfatteren og hans to med-arbejdere civilingeniørerne V. Galløe og H. Krenchel for omhyggeligt og forbilledligt arbejde og samarbejde.

København. August 1954.

Statens Byggeforskningsinstitut.

Niels Munk Plum.

Eftertryk tilladt, men kun efter nærmere aftale med forfatteren eller Statens Byggeforsknings-institut, da meningen og resultaternes række-vidde kan forflygtiges, hvis enkelte figurer eller dele af teksten tages ud af den alminde-lige sammenhæng.

I N D H O L D S F O R T E G N E L S E .	Side
oo	
Indledning.....	1
Økonomiske overvejelser.....	2
Problemer vedrørende brandskader.....	3
Revner i betonen.....	4
Dynamiske påvirkninger.....	11
Deformedede jern. Udformning af kamme.....	13
Stød og forankringer.....	13
Resumé. Overvejelser vedrørende tilladelige belastninger.....	13
 Bilag.....	 16
 English summary.....	 47

I N D L E D N I N G .
oooooooooooooooooooo

Den foreliggende undersøgelse har til formål at klarlægge, hvorvidt det vil være forsvarligt at forhøje de i øjeblikket tilladelige spændinger i jernbetons armering ved brug af stål med høj flydespænding.

Arbejdet har omfattet udstrakte litteraturstudier. Referater herfra er vedlagt som bilag. Disse deler sig i 3 grupper:

- 1) Udførlige referater af den nyere og nyeste litteratur vedrørende revneproblemer (nr. 1 til 24), vedrørende dynamiske problemer (nr. 70 til 74) samt vedrørende brandtekniske problemer (nr. 78 til 80).
- 2) Referat af udenlandske jernbetonnormer (nr. 25 til 34).
- 3) Korte referater af den noget ældre litteratur (nr. 35 til 63).

Desuden er der fremskaffet forskellige andre oplysninger af interesse, såsom:

Overvejelser fra Dansk Brandværns-Komite ang. brandskade på jernbetonkonstruktioner her i landet. (Bilag 64).

Oplysninger fra techn. dr. Aa. Holmberg, Lund, angående de for tiden tilladelige påvirkninger i specielle jernbetonkonstruktioner i Sverige. (Bilag 77).

Endelig er behandlet en del forskellige undersøgelser, som er indgået i den normale forskning på laboratoriet for bygningsteknik (L.B.T.). (Bilag nr. 65 til 69 og 75 til 76).

ØKONOMISKE
OVERVEJELSER.

De i øjeblikket her i landet gældende jernbetonnormer tillader som bekendt:

$$r_j = \frac{\sigma_F}{2} \text{ indtil } \sigma_F = 3.600 \text{ kg/cm}^2$$

(for ikke koldbehandlede, deformerede stål dog indtil $\sigma_F = 4.000 \text{ kg/cm}^2$). - Hvad der ligger over disse grænser må kun medtages med en fjerdedel, d.v.s.:

$$r_j = 1800 + \frac{\sigma_F - 3.600}{4} \text{ kg/cm}^2$$

$$r_j = 2000 + \frac{\sigma_F - 4.000}{4} \text{ kg/cm}^2 \text{ respektive.}$$

Hvilke motiver, der kan have ligget bag en sådan udformning af kravene, er næppe helt klart idag. Herom i øvrigt senere. - I dette kapitel vil vi indskrænke os til at fastslå, hvilke økonomiske konsekvenser for landet disse krav har fået i forhold til, om man ganske enkelt havde tilladt

$$r_j = \sigma_F/2 \leq \sigma_{krit}$$

hvor man så formodentlig kunne lade problemet om betonrevnerne bestemme σ_{krit} .

Vi vil i det følgende se, at en jernspænding på ca. 3.000 kg/cm^2 for stål forsynet med kamme, og $1.500 - 2.000 \text{ kg/cm}^2$ for glatte stål, under i øvrigt nærmere definerede forhold vedrørende betonkvalitet, dæklagstykkelse, kamudformninger og svingningsstyrker for armeringsstålet - kan betegnes som fuldt forsvarlige grænser for σ_{krit} .

Et skøn over, hvilke økonomiske konsekvenser en eventuel ændring af de tilladelige spændinger herhen ville medføre for landet, fås af følgende:

Dersom man udelukkende anvendte almindelig blødt stål (stål 37), ville det årlige forbrug her i landet til jernbetonarmering beløbe sig til ca. 50.000 tons. Heraf regnes nu med, at ca. 80 %, d.v.s. 40.000 tons, egner sig til ombytning med stål med højere flydegrænse, idet der i hvert fald ikke med de nugældende normer for søjler etc. vil være nogen fordel ved at anvende andet end blødt stål til sådanne formål.

Her i landet findes i øjeblikket hovedsagelig to armeringsstål med høj flydegrænse, nemlig kamstål, der er et legeret stål med en garanteret flydegrænse 4.200 kg/cm^2 , og tentorstål, der er et let legeret, kold-

bearbejdet stål med en garanteret flydegrænse på 5.200 kg/cm^2 . Endvidere kan det forudses, at et koldbearbejdet stål med en garanteret flydegrænse på 6.000 kg/cm^2 vil fremkomme, dersom jernbetonnormerne bliver ændret ifølge ovennævnte. Dette nye stål benævnes i det følgende: St. 60 F.

Der forudsættes nu følgende nettopriser for disse stålsorter:

1. Blødt stål: kr. 800 pr. ton
2. Kamstål : kr. 920 " "
3. Tentorstål: kr. 940 " "
4. St. 60 F : kr. 960 " "

Hertil kommer for almindelig armering, arbejds løn på 200 kr/ton for blødt stål og 220 kr/ton for de øvrige, og endelig belastes disse totalpriser med ca. 25 % extra til entreprenøromkostninger, hvorefter fås de bruttopriser B_j , hvormed armeringerne indgår i byggeomkostningerne:

Nr.	Stålttype	$\sigma_F \text{ kg/cm}^2$	$B_j \text{ kr/t}$
1	Blødt stål	(2200 - 2400)	1.250
2	Kam "	4.200	1.425
3	Tentor "	5.200	1.450
4	St. 60 F	6.000	1.475

De tilladelige påvirkninger for disse ståltyper er ifølge de nugældende normer:

- 1: 1300 kg/cm^2
- 2: $2000 + \frac{200}{4} = 2050 \text{ kg/cm}^2$
- 3: $1800 + \frac{1600}{4} = 2200 \text{ kg/cm}^2$
- (4: $1800 + \frac{2400}{4} = 2400 \text{ kg/cm}^2$).

For det tilfælde, at alle de ovennævnte 40.000 tons blødt stål blev ombyttet med en af de øvrige typer stål, er nu i følgende skema anført det årlige jernforbrug, J, og udgifterne hertil, U, for henholdsvis de nugældende normer, index a, og for det tilfælde, index b, at normerne blev ændret ifølge ovennævnte. (Skema side 3 øverst).

Hvilke besparelser i det totale byggeri, en sådan eventuel ændring af normerne vil medføre, fortæller denne opstilling naturligvis ikke fuldstændig, da det ikke vides, hvilke forskydninger i forbruget af de forskellige ståltyper i forhold til hinanden en eventuel normændring ville medføre. Allerede med de eksisterende normer sker der i øjeblikket en kraftig udvikling i retning af forøget brug af typerne 2 og 3.

Det ses dog, at besparelserne i hvert fald skulle blive af størrelsesordenen 4-6 mil.kr/år om ikke mere.

Nr.	Stål	$J_a \text{ t/år}$	$U_a \text{ mil.kr/år}$	$J_b \text{ t/år}$	$U_b \text{ mil.kr/år}$	$U_a + U_b \text{ mil.kr/år}$
1	St. 37	40.000	50.0	40.000	50.0	0
2	Kam-	25.400	36.2	24.800	35.4	1.2
3	Tentor-	23.600	34.2	20.000	29.0	5.2
4	St. 60 F.	21.600	31.9	17.300	25.5	6.4

BRANDSKADER.

Armeringsstål med høj flydegrænse fremstilles som tidligere nævnt enten (1) ved legering alene eller (2) ved koldbearbejdning.

Efter at have været opvarmet, f.eks. ved en ildebrand, vil første type stål have så godt som uændrede styrkeegenskaber, medens anden type bliver svækket allerede efter opvarmninger fra ca. 350° C . Ved opvarmninger til ca. 750° C går den ved koldbearbejdningen opnåede extra styrke fuldstændig tabt.

Under selve ildebranden er de to ståltypers styrkeegenskaber næppe meget forskellige. Indtil ca. 300° C ligger både styrke og elasticitet nogenlunde uændret, (E aftager måske ca. 10 %), herefter falder begge størrelser, σ_{brud} til ca. 1/5 af den oprindelige og E til omkring halvdelen, ved $T = 750^\circ \text{ C}$.

Nu er forholdet det, at et legeret stål med σ_F væsentlig over de 4.200 kg/cm^2 , som i øjeblikket findes her i landet, næppe vil komme på tale - såvel af økonomiske som af valsetekniske grunde, ligesom dette også vil blive for skørt til brug i praksis.

Type 2 derimod, det koldbearbejdede stål, vil uden nogle af disse mangler kunne fremstilles som almindelig armeringsjern til flydegrænser på mindst 6.000 kg/cm^2 .

Det vil derfor i denne sag være nødvendigt at se lidt nøjere på de brandtekniske konsekvenser af at anvende koldbehandlet stål som armering.

Det var med andre ord af interesse at få oplyst, hvor store extra omkostninger ved byggeriets brandskader man kan forvente på de steder, hvor man har anvendt koldbearbejdet stål som armering.

En pålidelig talmæssig bedømmelse af dette problem er næsten umulig at foretage på grundlag af foreliggende oplysninger. Detaillerede statistiker - sondrende imellem brandhærgede bygningselementer, hvori

enten den ene eller anden type armeringsstål har været anvendt - findes ikke; og selvom der gjorde, var der stadig tilbage at bedømme, hvor meget mindre de pågældende skader var blevet, såfremt kun naturhårde armeringsjern var anvendt.

For at få spørgsmålet belyst bedst muligt, er der fra Statens Byggeforskningsinstitut rettet en forespørgsel til Dansk Brandvæns-Komite angående problemet. En afskrift af komiteens svar findes som bilag nr. 64.

Det vil ses, at dette brev ikke giver nogen endelig talmæssig vurdering af spørgsmålet; men oplysningerne kan dog anvendes til følgende skønsmæssige overslag:

Det fremgår, at brandskader på erhvervsbyggeri (som anses for eneste gruppe af betydning i denne forbindelse) i årene 1942-52 har kostet mellem 4 og 20 mil.kr/år, med et gennemsnit på ca. 10 mil.kr/år.

Det skønnes nu, at maksimalt ca. 40 % heraf har været traditionel jernbeton (resten er trækonstruktioner, stålkonstruktioner, forspændt beton, etc.).

Af disse 4 mil.kr. kan yderligere kun ca. den ene fjerdedel regnes blandt de egentlige bærende elementer, ved hvilke problemet om anvendelse af den ene eller anden type stål som hovedarmering kan få interesse.

Tilbage står da at skønne, hvor meget et brandskadebeløb på ca. 1 mil. om året var blevet større, såfremt der som hovedarmering i de pågældende bærende elementer i væsentlig større udstrækning havde været anvendt koldtdeformerede armeringsstål.

Under henvisning dels til sidste afsnit i Brandvæns-Komiteens brev, dels til de i den følgende tabel anførte størrelser for almindelige, koldbehandlede ståls styrkeegenskaber under og efter en brand, vil det ses, at man næppe er for beskedent, såfremt det beløb, vi søger, herefter anslås til en størrelsesorden af ca. 300.000 - 500.000 kr/år, måske endda en del mindre. Beløbet er altså under alle omstændigheder beskedent

i forhold til de besparelser, som blev kuleret i afsnit 1.

I denne forbindelse er det også værd at erindre, hvilke jernspændinger og hvilke grader af koldtrækning man arbejder med i armeringsmaterialet ved forspændte betonkonstruktioner.

I følgende tabel findes således en sammenlignende opstilling i store træk over de vigtigste data for styrker under og efter opvarmning til forskellige temperaturer for dels kabelstål til forspændt beton, dels et koldbehandlet stål med $\sigma_F = 5.000 - 6.000 \text{ kg/cm}^2$, som er tænkt anvendt til $r_j = \sigma_F/2$. - De anførte styrker er opgivet i brøkdelen af materialets flydegrænse før varmpåvirkningen: $\sigma_F (\sigma_{0,2})$.

Materialer:

1. Kabelstål. (Forspændt beton).

Brudstyrke $\sigma_B \sim 15.000-17.000 \text{ kg/cm}^2$,
 $\sim 1,20 \text{ à } 1,25 \times \sigma_F$
 Flydegrænse $\sigma_F \sim 12.000-14.000 \text{ kg/cm}^2$
 Effektiv forspænding: $\bar{\sigma}_j \sim 8.500-9.500 \text{ kg/cm}^2$,
 $\sim 0,70 \cdot \sigma_F$
 Spænding for totallast: $\sigma_j \sim 9.000-10.000$ " ,
 $\sim 0,75 \cdot \sigma_F$

2. Koldbearbejdet armeringsstål. (Alm. jernbeton).

Brudstyrke $\sigma_B \sim 6.500-7.500 \text{ kg/cm}^2$, $\sim 1,30 \sigma_F$
 Flydegrænse $\sigma_F \sim 5.000-6.000$ "
 Spænding for egenvægt alene: $\sigma_g \sim 1.000-2.500 \text{ kg/cm}^2$, $\sim 0,20 \text{ à } 0,40 \cdot \sigma_F$
 Spænding for totallast: $\sigma_{p+g} \sim 2.500-3.000 \text{ kg/cm}^2$, $\sim 0,50 \cdot \sigma_F$

Det fremgår tydeligt af flg. tabel, at de forspændte betonkonstruktioner må klare sig væsentlig dårligere end en tilsvarende konstruktion i traditionel jernbeton såvel under selve branden som efter denne, selvom også den sidstnævnte konstruktion er udført med et koldbehandlet armeringsstål, f.eks. med $\sigma_F = 6.000 \text{ kg/cm}^2$ og $r_j = 3.000 \text{ kg/cm}^2$.

Flydegrænse (ca.) under og efter brand:

	T°:	σ_F ved T° C		σ_F'' efter T° C	
		350	750	350	750
1. Kabelstål		$0,5 \cdot \sigma_F$	$0,02 - 0,05 \sigma_F$	$0,8 \sigma_F$	$0,2 \sigma_F$
2. Armeringsstål		$0,85 \cdot \sigma_F$	$0,15 \cdot \sigma_F$	$0,95 \cdot \sigma_F$	$0,55 \cdot \sigma_F$

(De anførte størrelser støtter sig til Litt.-bilag: 78, 79 og 80).

Endelig må det erindres, at armeringen kun udgør den ene af komponenterne i en jernbetonkonstruktion. Det er ringe nytte til, om vi med store årlige omkostninger og uden i øvrigt andre fordele, - efter en brand eventuelt endnu kan have en teoretisk sikkerhedsgrad i armeringen på f.eks. 1.2 à 1.5, hvis betonen under opvarmningen og ved slukningsarbejdet har lidt sådanne skader, at hele konstruktionen herved er blevet totalt ødelagt.

REVNER I BETONEN.
 ooooooooooooooooooooooooooooooooooooo

R u s t f a r e .

Al jernbeton, som ikke er forspændt, vil få revner i træksiden, når jernspændingerne er over ca. $500-800 \text{ kg/cm}^2$. Disse revner frembyder naturligvis et faremoment for rustdannelse, når de når op over en vis størrelse, y_{krit} . (Almindeligt gennemsvivende vand vil på grund af betonens alkaliske reaktion ikke give anledning til angreb på jernene. Først når revnerne er så åbne, at der kan nedfælde sig kondensvand på jernenes overflade, vil rustangreb kunne begynde; men selv i så tilfælde vil rusten naturligvis ved forholdsvis små revner hurtigt bremse sig selv, idet den fremkomne oxydhinde vil dække af for yderligere angreb.) Hvilken værdi man nu vil ansætte for y_{krit} , må naturligvis i nogen grad bero på et skøn.

De mest indgående oplysninger om arbejder til bedømmelse heraf fremgår af Abeles artikler (litteraturhenvisning nr. 47) samt af Graf's (litt.38) og Empergers (litt.48). Der kan herudfra fastslås følgende:

1) Ved svag, dårligt udført og porøs beton er armeringen udsat for rustfare selv uden revner i betonen. Et forholdsvis tykt dæklag beton på jernene vil kun i ringe grad nedsætte denne fare. I øvrigt vil her, når betonrevnerne opstår, ikke så meget disses størrelse som deres antal blive bestemmende for, hvor kraftigt rustangrebet bliver.

2) Er betonen veludført og tæt, kan selv et tyndt dæklag hindre rustdannelse.

Problemet om y_{krit} vil da afhænge især af den atmosfære, som omgiver betonkonstruktionen. Der må her skelnes mellem to kategorier:

1. Konstruktioner, som er udsat for specielt kemiske angreb: kemiske fabriksbygninger, jernbaneviadukter og lignende, som kommer i direkte berøring med røggasser, samt konstruktioner i og nær havvand.

2. Almindelige betonkonstruktioner, eventuelt opdelt i indendørs og udendørs. Hvad angår den kritiske revnestørrelse, må det for det første bemærkes, at det kun er den størrelse, hvormed en revne gaber gennem lange perioder, der er rustbestemmende. Med hensyn til værdien af y_{krit} er de forskellige forskeres meninger i øvrigt meget delte. For første kategoris vedkommende findes ingen direkte forslag, alle er blot enige om, at revnerne her må holdes væsentligt nede.

For anden kategori derimod, som jo vil være så langt den overvejende del af betonkonstruktionerne, ligger forslagene i de mest forsigtige tilfælde (f.eks. Leonhardt, litt.13) på henholdsvis 0,20 mm indendørs og 0,15 mm udendørs. Andre forskere har dog noteret fuld rustbeskyttelse selv ved revner i området 0,5-1,0 mm (f.eks. Wörnle under litt.47), når blot betonen var af virkelig god kvalitet. De fleste nyere forslag vedrørende en højest tilladelig revnevidde ligger derfor omkring $y = 0,3 \text{ mm}$, som det også fremgår af følgende skema over de forskellige forskeres forslag:

	Tilladelig revnebredde ved		Anm.
	Konstant åbne revner	Kun undertiden åbne revner	
Graf, 1935	0,25 mm		Gennemsnitlig 0,15-0,20 mm Glatte jern Istegjern Udendørs Indendørs Tæt beton
Emperger, 1935	0,25 - 0,50 mm		
" , "	0,20 - 0,35 mm		
" , 1937		0,50 mm	
" , "		1,00 mm	
Abeles, 1952	0,25 mm		
Saliger, 1936	0,20 - 0,30 mm		
Honigmann, 1935	0,30 mm	0,50 mm	
Rengers, 1933	0,30 mm		Også i ugunstige fald

Et passende forslag omhandlende alle kategorier ville herefter sikkert være:

- Jernbaneviadukter, havvandskonstruktioner, kemiske fabriksbygninger etc.: $y_{max} = 0,15 \text{ mm}$.
- Almindelige betonkonstruktioner:
 Udendørs $y_{max} = 0,25 - 0,30 \text{ mm}$.
 Indendørs $y_{max} = 0,35 - 0,40 \text{ mm}$.
 Eller måske enklere $y_{max} = 0,30 \text{ mm}$ under eet.

Altsammen naturligvis under forudsætning af veludført arbejde, tæt beton og de sædvanligt foreskrevne dæklag.

Disse kritiske revnevidder bør da kræves overholdt for den del af belastningen, som det pågældende jernbetonelement er udsat for i størstedelen af konstruktionens levetid. En kortvarig forøgelse af revnevidden vil ikke nå at give anledning til rustangreb.

Re v n e r n e s s t ø r r e l s e o g a f s t a n d .

Der er, som det fremgår af den her samlede litteratur (bilag 1-24 og 35-63) i tidens løb gjort et ganske betydeligt arbejde for ad teoretisk vej såvel som ved praktiske forsøg at fastslå den gennemsnitlige revneafstand x, såvel som revnevidden y's afhængighed af de forskellige variable.

De vigtigste varianter er:

- Trækjernets overfladebeskaffenhed
- Forudgående påvirkninger på konstruktionen
- Trækjernets spænding
- Dæklagets tykkelse
- Armeringsprocenten.

Hertil kommer mindre betydende faktorer som:

- f. Betonens styrke
- g. Betonens fugtighedsgrad og lagringsforhold
- h. Temperaturforhold etc.

Universelle formler til bestemmelse af x og y som funktioner af alle, eller i hvert fald de flest mulige af varianterne, er søgt opstillet.

Disse er dog alle, som det fremgår, ganske komplicerede. De bygger på forskellige simplificerede antagelser om kraftfordelingen mellem jern og beton på strækningen fra revne til revne, hvorved indføres visse konstanter og faktorer, hvis størrelse det ved hjælp af de udførte forsøg kun er yderst vanskeligt at danne sig et begreb om. Dette skyldes sikkert bl.a., at de arbejdshypoteser, som er opstillet, i virkeligheden alle er ganske grove tilnærmelser. Således tager f.eks. ingen af de nævnte forskere hensyn til Poissons forhold ved samarbejdet mellem de to komponenter, betonen og jernene, hvilket i hvert tilfælde ved de højere armeringsprocenter må give ganske misvisende resultater.

Når hertil nu føjes, at de udførte forsøg viser, at såvel x som y inden for samme konstruktion og ved samme påvirkninger svinger betydeligt og således let kan antage værdier op til 50 % over gennemsnittet, vil det forstås, at det med det til dato foreliggende materiale næppe vil blive muligt eksakt at beregne en vilkårlig konstruktions maksimale revnestørrelse som funktion af samtlige variable.

Tilbage bliver da indtil videre at betragte det ganske betydelige antal forsøgsresultater, som foreligger, og her at uddrage de slutninger, som med sikkerhed kan drages om det foreliggende problem.

Det kan straks fastslås, at det naturligtvis for det her foreliggende problem er overflødig at tage med i betragtning andre end de varianter, der virkelig kan give nogen indvirkning på revnevidden af en størrelsesorden, som ligger højere end den tolerance, hvormed vi ifølge det ovenanførte i det hele taget kan fastslå y_{krit} .

Dette så meget mere, som vi jo for alle andre påvirkninger i jernbetonkonstruktionerne, statiske såvel som dynamiske, altid har slået os til tåls med de endogså meget grove tilnærmelser, som de sædvanlige jernbetonberegningsformler jo i virkeligheden

er.

Som det fremgår af de foretagne undersøgelser (f.eks. litt.6, Watstein and Parsons, og 8, Wäst und og Jonsson), har selv en betydelig variation i betonstyrken kun ringe indflydelse på revnestørrelsen, og i øvrigt varieres betonstyrkerne jo i praksis ikke synderligt ved almindelige bærende betonkonstruktioner.

Variierende fugtighedsgrad og lagringsforhold såvel som temperatursvingninger vil naturligvis også kun ændre revnevidderne med få hundrededele mm. Vi vil derfor udskyde de under punkt f, g og h nævnte faktorer.

Tilbage står da de fem førstnævnte varianter. Om disse kan straks nævnes følgende:

a. Såvel x som y er under i øvrigt ens omstændigheder større for glatte end for deformede jern. Udformningen af overfladedeformeringen er naturligvis af betydning for den opnåede maksimale adhæsion mellem jern og beton og dermed bestemmede for revnefordelingen.

For statiske påvirkninger er forholdet i store træk følgende, som det f.eks. også fremgår af fotobilag 65, som hidrører fra de senere omtalte forsøg, udført på L.B.T. med enkeltarmede, prismatiske trækprøvelegemer:

Revnevidde for alm. rundjern og for istegstål ca. 50 % større end for jern af typerne kamstål, tentorstål eller andre typer med tilsvarende grad af overfladedeformering.

b. Ved dynamiske påvirkninger stiger revnevidden ved de deformede stål kun få procent, medens de glatte stål efterhånden løsner sig fra betonen, således at revnerne her kan åbne sig yderligere til i hvert fald det dobbelte sammenlignet med de deformede stål.

Her kan foruden de nævnte litteraturhenvisninger (se også litt.9, H. Orbom) henvises til fotos, bilag 66 og 67. Disse stammer fra undersøgelser, udført på L.B.T. i 1952 (sag 5108). Der er her foretaget udmattelsesforsøg med betonbjælker, armeret med dels alm. rundjern, dels kamstål.

Fotografierne viser bjælkerne efter brud. De to armeringsjernetypers udpræget forskellige evne til revnefordeling ved dynamiske påvirkninger fremgår med al mulig tydelighed. Af rapporten over de udførte forsøg kan her yderligere

citeres følgende:

Der påpeges ekstrapåvirkningerne i armeringen hidrørende fra den lokale knækning, hvor bjælkekrumningen bliver kraftigst, og man anfører herom:

"Denne opstår således:

Dersom jernene på hele strækningen ligger fast indstøbt i betonen, er bjælkens nedbøjningslinie med første tilnærmelse som bekendt en fjerdegradsparabel med lineært varierende krumning fra vederlagene hen mod midten. Armeringsjernene får samme krumning som bjælken og får derfor, foruden den jævnt fordelte normalspænding σ_d , bøjningsspændinger af størrelsesordenen:

$$\Delta \sigma_d \sim \sigma_d \frac{d}{m} \quad (4)$$

hvor d er jerdiameteren og m jfr. tabel side 3 øverst er momentarmen.

Disse er ikke ubetydelige (for de lave bjælker ca. $\frac{2.0}{9.0} \sigma_d = 0,22 \sigma_d$) og bliver, navnlig for rundjernsbjælkerne, i virkeligheden betydeligt større end angivet ved (4). Ved direkte målinger har det (se plan 2) vist sig, at bjælkerens nedbøjningslinie i løbet af kort tid nærmer sig stærkt til at blive trekantet, hvorved hele krumningen koncentrerer omkring bjælkemidten. Dette skyldes sikkert, at forbindelsen mellem betonen og armeringsjernene ophæves, så jernene ligger løse på et ret stort stykke af bjælken.

Ved at prikke hul i betonen har man konstateret glidninger i de lave rundjernsbjælker på ca. 3/4 af bjælkelængden, medens glidninger ikke med sikkerhed er konstateret i kamstålsbjælkerne.

De ved (4) anførte bøjningsspændinger skal derfor multipliceres med en faktor, der er større end 1 og størst for rundjernsbjælker.

Dette skyldes utvivlsomt kamstålens fremspring, der i høj grad bidrager til at hindre armeringsjernenes løsrivning fra betonen ved dynamiske påvirkninger." Hele problemet om graden af overfladedeformering, udformning og placering af de valgte kamme under hensyntagen såvel til fremstillingsteknikken som til den gunstigste revnefordeling og til selve armeringsjernet styrke over for dynamiske påvirkninger er desuden et helt kapitel for sig, hvorom allerede meget er skrevet. Vi må i den her foreliggende

sag indskrænke os til at konstatere, hvilke revnevidder de i dag anvendte armeringsstål giver.

I øvrigt burde man vel - også af hensyn til eventuelle nye typer - kræve de deformede ståls forankringsevne eller især deres evne til revnefordeling eftervist f.eks. ved normerede udtrækningsforsøg som angivet i de belgiske normer (prg.5, art.38,1) eller bedre direkte ved prismetrækforsøg som udført på L.B.T. (se ovennævnte foto, bilag 65).

c. Revnevidden stiger meget nær retliniet med jernspændingen fra det stadium, hvor revnerne opstår, naturligvis under den forudsætning, at jernpåvirkningerne ligger inden for proportionalitetsgrænsen.

d. og e.

Indflydelsen fra dæklagets tykkelse og armeringsprocenten på x og y er ikke klarlagt fuldstændig adskilt.

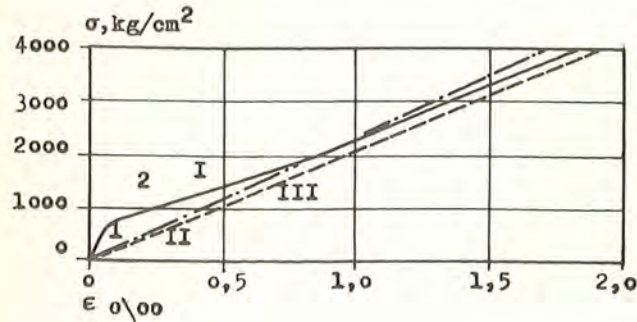
Betragter vi f.eks. det simplificerede tilfælde, som også en del forskere er begyndt med, hvor et enkelt trækjern er placeret centralt i et cylindrisk eller prismatisk betonlegeme, er det klart, at revneafstanden x under i øvrigt ens forhold vil aftage med voksende armeringsprocent.

Et stort betontværsnit vil kræve en lang strækning af armeringsjernet forskydningskraft opsummeret, før der er kraft nok til at trække betonen over. Måles jernet forlængelse, ϵ_{jb} , på den strækning, hvor det er omhyllet af betonen, er det klart, at der, før betonen er revnet, vil være en forholdsvis stor forskel mellem denne og det tilsvarende uindstøbte jerns forlængelse, ϵ_j . [Forholdet mellem de to forlængelser er:

$$\frac{\epsilon_{jb}}{\epsilon_j} = \frac{\phi \cdot n}{\phi \cdot n + 100}]$$

Efter at revnerne er opstået, hvilket sker for jernspændinger 500-800 kg/cm², må forlængelserne stige kraftigere. Arbejdslinien må under en eller anden form nærme sig det uindstøbte jerns som antydet på følgende skitse:

— I: Omstøbt jern, ---- II: Uomstøbt jern, -.-.- III: Tilnærmelseskurve til I.



Kurve I er her arbejdslinien for det omstøbte jern. Strækning 1, før betonen revner, strækning 2 efter.

Kurve II er arbejdslinien for det tilsvarende uindstøbte jern ($E_j = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$); medens den stiplede III ($E' = E_j + \Delta E$) er en retliniet tilnærmelseskurve til I.

Denne tilnærmelse er naturligvis grov for jernspændinger under 1000 kg/cm^2 , men bliver i praksis ikke dårligere end her antydnet for spændingsområdet: $2000 < \sigma_j < 4000 \text{ kg/cm}^2$. (Tilnærmelsen er i øvrigt - og ikke uden grund - ganske analog den, hvormed vi beregner jernbetons deformationsforhold. Ved lavere jernspændinger fås også her meget for store beregnede udbøjninger, men når betonen først er revnet, nærmer de teoretiske og praktiske værdier sig hurtigt hinanden).

Det vil nu ses, at vi inden for det spændingsområde, som har vor interesse, vil blive i stand til - med fuldt tilstrækkelig nøjagtighed for den her foreliggende opgave - at forudsige den gennemsnitlige revnestørrelse y , såfremt hældningen, E' af den ovennævnte tilnærmelseskurve, samt den gennemsnitlige revneafstand x , kan bestemmes.

Vi får, idet den jernspænding, vi måler uden for betonen, benævnes $\sigma_{j,u}$, en gennemsnitlig forlængelse pr. længdeenhed på det indstøbte jern:

$$\epsilon' = \frac{\sigma_{j,u}}{E'}$$

Betragtes en strækning fra en revne til den næste, fås da for revnestørrelsen y , idet betonens brudforlængelse benævnes ϵ_{bt} :

$$y = x \cdot (\epsilon' - \epsilon_{bt}).$$

Denne tilnærmede fremgangsmåde til bedømmelse af revnevidden er med held forsøgt anvendt på et omfattende program trækforsøg med enkeltarmerede betonprismer, udført på L.B.T. i tiden fra 1.1.52. Metoden har ved nærmere undersøgelse vist sig ganske praktisk, idet den ene af de to ubekendte, E' , inden for det område, som har vor interesse, synes at være så godt som uafhængig af de forskellige variable.

Selv ved en yderliggående variation i betonprismernes armeringsprocent viser forsøgene, at man med god tilnærmelse kan sætte $\Delta E \sim 10\%$.

Vi får da f.eks. ved $\sigma_{j,u} = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon' = \frac{3000}{2,3 \cdot 10^6} = 1,3 \text{ o/oo}$$

Medens $\epsilon_{bt} = 0,1$ à $0,2 \text{ o/oo}$.

Nu er de revnestørrelser, som i det foregående er lagt til grund for bedømmelsen af y_{krit} , alle målt på betonens overflade.

For tykkere dæklag (som netop er det kritiske område for revner) vil denne værdi være noget større end beregnet ifølge vor formel, idet det kun er helt inde ved jernet, at betonen har sin fulde forlængelse.

I betragtning dels heraf, dels af det store forhold mellem ϵ' og ϵ_{bt} , vil det ses, at vi passende kommer en smule på den sikre side ved yderligere at forenkle vor revneformel til:

$$y = x \cdot \epsilon'$$

Dette så meget mere tilladeligt, som vi jo ifølge det tidligere nævnte i alle tilfælde må sætte den maksimale revnevidde:

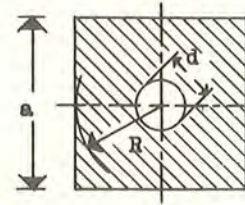
$$y_{max} = 1,4 \text{ à } 1,5 \cdot y_{middel}$$

Vi har nu tilbage at bestemme revneafstanden x som funktion af de variable.

Opstilles for de enkeltarmerede betontrækprismer en teoretisk beregning over denne afstand under hensyntagen til spændingsfordelingen såvel langs jernoverfladen som vinkelret herpå (Poissons forhold), kommer man til, at x for en given jernspænding og ved armeringsjern med samme grad af over-

fladedeformation sandsynligvis vil kunne udtrykkes som en funktion af forholdet

$$z = \frac{a^2}{d}$$



hvor a er sidelinen i det kvadratiske betonprisme, og d er jerdiameteren.

Ved de omtalte forsøgsrækker på L.B.T., som indtil videre er foretaget, har interessen samlet sig om jernspændinger $\sigma_{j,u} = 3000 \text{ kg/cm}^2$. På dette stadium er revneantal, gennemsnitlig revneafstand, x_{max} såvel som gennemsnitlig og maksimal revnevidde målt.

Resultaterne fremgår af følgende tabel, se nederst på siden.

Afhængigheden mellem revneafstanden x og det ovennævnte forhold a^2/d er da søgt eftervist ad grafisk vej ved at indlægge punkterne i koordinatsystem.

Det ses, at forsøgene ligger fordelt inden for ret grelle yderpunkter af forhold mellem jerdiameter og dæklag.

Der er i den grafiske afbildning som absicisse valgt forholdet R^2/d , hvor R er afstanden fra jernets centrum til betonoverfladen ($R = \frac{a}{2}$). Dette er gjort af hensyn til de følgende forsøg (som desværre endnu

ikke er udført), hvor betonprismerne skal have rektangulært tværsnit med forskelligt forhold mellem de to sideliner og varieret med både et og flere jern pr. prisme.

Ved disse projekterede forsøg skal det eftervises, hvorvidt det er afstanden fra centrum til nærmeste betonoverflade, der er bestemmende for x , eller måske dels denne, dels den mindste herpå vinkelrette afstand (således som øjensynlig formodet i de franske betonnormer punkt 2.310); eller om det eventuelt i værste fald skulle blive nødvendigt at indføre en helt tredje dimension til bestemmelse af x ved de vilkårlige tilfælde.

De opnåede kurver fremgår af bilag 68 og 69.

Det ses, at revneafstanden inden for det undersøgte område med tilstrækkelig tilnærmelse her kan udtrykkes ved det simple lineære forhold:

$$x_{3000} = 2 + \frac{R^2}{d} \text{ cm (R og d i cm)}$$

Hvorefter da fås den tilnærmede formel for revnevidden:

$$y_{3000} = \epsilon' \cdot x = \epsilon' \left(2 + \frac{R^2}{d} \right) \frac{\text{mm}}{100} \quad (\epsilon' \text{ i o/oo, R og d i cm}).$$

Ved $\sigma_{j,u} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ fås da ifølge det ovenanførte: $\epsilon' = 1,3 \text{ o/oo}$, hvoraf

$$y_{3000, \text{ middel}} = 1,3 \left(2 + \frac{R^2}{d} \right) \frac{\text{mm}}{100}$$

Denne linie er indlagt i koordinatsystemet $y/\frac{R^2}{d}$, (hvor spredningen på de målte værdier er noget større end ved revneafstandene). Linien ses at give en passende tilnærmelse inden for det undersøgte område.

Gruppe	Type	d cm	R cm	φ %	$\frac{R^2}{d}$	$x_{\text{midd.}}$ målt cm	$y_{\text{midd.}}$ målt mm	y_{max} målt
A	Ø 12 i 6 x 6	1,2	3,0	3,2	7,5	9,4	0,14	0,28
E	Ø 14 " " " "	1,4	"	4,3	6,4	8,5	0,11	0,25
G	Ø 18 " " " "	1,8	"	7,1	5,0	6,7	0,09	0,17
L	Ø 20 " " " "	2,0	"	8,8	4,5	7,2	0,09	0,14
C	Ø 12 i 8 x 8	1,2	4,0	1,8	13,3	12,1	0,22	0,31
J	Ø 18 " " " "	1,8	"	4,0	8,9	10,4	0,19	0,28
D	Ø 12 i 10 x 10	1,2	5,0	1,1	20,8	23,1	0,36	0,39
K	Ø 18 " " " "	1,8	"	2,6	13,9	17,3	0,21	0,33
B	Som A, men 3 ugers vandlagring	1,2	3,0	3,2	7,5	8,8	0,11	0,22
F	" E, " " " "	1,4	"	4,3	6,4	8,8	0,10	0,17
H	" G, " " " "	1,8	"	7,1	5,0	6,6	0,08	0,19
M	" L, " " " "	2,0	"	8,8	4,5	6,8	0,10	0,22
I	" G, men mere cement	1,8	"	7,1	5,0	7,4	0,10	0,19
N	" L, " " " "	2,0	"	8,8	4,5	6,0	0,09	0,17

Det er, som det vil forstås, desværre ikke muligt herfra at gå direkte over til de vilkårlige betonkonstruktioner som bjælker, søjler, plader etc.

Formodentlig vil lovmæssigheder for x og y også her kunne opstilles, når tilstrækkelig mange forsøg foreligger, men materialet i dag er ikke nær stort nok.

De mest omfattende forsøg, hvis resultater kunne tænkes blot at antyde en sammenhæng mellem de variable, er litt.7 og 24.

I de svenske undersøgelser (7) er kun y_max målt, og der er varieret på så mange faktorer fra bjælke til bjælke, at sammenhængen bliver yderst sparsom, medens i den tyske undersøgelse (24) x_middel f.eks. kun varierer fra 11 til ca. 19 cm over hele programmet, hvilket endda i hovedsagen må skyldes spredning, hvorfor man naturligvis heller ikke herudfra vil kunne fastslå, hvorledes dæklagets tykkelse, armeringsprocenten og afstanden fra jern til jern bliver bestemmende for x og dermed for y.

Så meget mere vægt må da lægges på den omstændighed, at ingen af de mange undersøgte bjælker armeret med deformerede jern og med ekstremt varierede armeringsforhold har vist maksimalrevner over 0,30 - 0,33 mm ved σ_j = 3000 kg/cm² og dette endda kun ved de absolut abnorme armeringsforhold i de tyske bjælker, hvor der som armering er valgt et enkelt meget kraftigt jern i stedet for flere mindre. I alle øvrige tilfælde ligger revnerne fra 0,22 - 0,25 mm og nedefter.

På L.B.T. er inden for det sidste halve år i forbindelse med andre undersøgelser udført nogle bjælkeforsøg med armering omkring φ = 0,5 - 0,7%. Belastningen ved de enkelte revners fremkomst, samt revnerens placering og deres størrelse ved σ_j = 2000, 3000 og 4000 kg/cm² er noteret. Men heller ikke her kan fastslås megen anden lovmæssighed end det allerede kendte: at revnerne indtræder for σ_j ~ 800 kg/cm², samt at man ved normale armeringsprocenter (φ ≤ 1 %) og normalt valg af armeringsjern ved σ_j = 3000 kg/cm² allersjældent får revner på ca. 0,15-0,20 mm.

Man har naturligvis prøvet at finde frem til et R, som ved de målte x- og y-værdier tilfredsstiller formlerne fra forsøgene med trækprismer. Indtil videre må det i de franske normer antydede forslag (R² ~ R_1 · R_2) her anses for noget af det bedste, om end ikke tilfredsstillende.

Et groft skøn over den tilladelige maksimale afstand fra et trækjerns centrum til de

nærmeste to betonoverflader (eller til den nærmeste overflade og til linien halverende afstanden mellem to jern) fås da indtil videre af følgende overslag:

Der ønskes r_max = 0,30 mm ved σ_j = 3000 kg/cm²

Der skønnes y_middel = 0,30 / 1,5 mm = 20 mm / 100

hvoraf:

1,3 (2 + (R_1 x R_2) / d) = 20

d.v.s.: R_1 x R_2 = d((20 / 1,3) - 2) cm² (d i cm) = 13,4 · d.

Betragtes yderste armeringsjern i nederste jernlag (se figuren), og sættes bøjlediameteren b mm, fås heraf som omtrentlig værdi for det maksimale dæklag a:

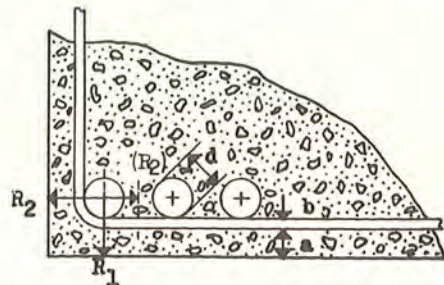


Table with 6 columns: d mm, b mm, a cm, and three empty columns. Rows contain values for different beam types.

Idet man har sat R_1 = R_2, a = R - b - d/2.

Disse teoretiske overvejelser over emnet giver altså faktisk samme resultat som de utallige udførte praktiske forsøg; nemlig at man ved selv kraftigt varierede armeringsforhold for jernspændinger på 3000 kg/cm² ved brug af deformerede jern næppe nogensinde vil få revner større end gennemsnitlig 0,10-0,20 mm, maximum 0,25-0,30 mm, når blot dæklagene ikke overskrider 3-3,5 cm.

DYNAMISKE PÅVIRKNINGER.

Ved fastlæggelse af en tilladelig påvirkning for armeringsstål må også hensyn tages til stålenes udmattelsesstyrke.

Ved dynamiske undersøgelser af stål kræves her i landet som oftest, at prøveemnet kan modstå 2.000.000 påvirkninger inden for et bestemt spændingsinterval. I Schweiz, hvor normerne også stiller krav i denne retning, er det foreskrevne antal påvirkninger 1.000.000. Disse krav skyldes som bekendt, at Wöhler kurven, som angiver samvarende værdier af svingningsinterval og antal svingninger, - i praksis bliver så godt som vandret fra 1.000.000-2.000.000 påvirkninger, således at man altså med nogenlunde sikkerhed kan fastslå, at prøvelegemet, der har modstået dette antal, også vil kunne tåle uendeligt mange påvirkninger inden for det pågældende interval.

Det klassiske Smith diagram angiver nu for et givet materiale (og altså med et fastsat antal påvirkninger indtil brud) svingningsintervallets størrelse, som funktion af dets middelværdi.

Da de dynamiske undersøgelser er langvarige og ofte vanskelige at udføre (netop ved valsede og trukne profiler med konstant tværsnit har det indtil for ganske nylig været næsten umuligt at opnå brud i prøveemnerne på strækningen uden for indspændingskæberne) - og da de opnåede resultater foruden at afhænge af selve materialet også beror på emnets overfladebeskaffenhed, - er det forståeligt, at der endnu ikke findes fuldstændige Smith-diagrammer for enhver type armeringsstål.

For dog at få et skøn over, hvordan billedet ser ud for det her foreliggende emne, skal i det følgende kort anføres resultater af undersøgelser foretaget med forskellige stål med høj flydegrænse:

Det er kendt, at en blank, jævn og tæt overflade giver høj svingningsstyrke. (Se litt.70-73 incl.). Især ujævnheder, som står tværs på materialets længdeakse, giver anledning til kærsvirkning. Ved armeringsjern som kam- og tentorstål f.eks. udgår brudfladen ved udmattelsesforsøg så godt som altid fra overgangspunktet ved en af de tværgående kamme.

Det er ligeledes fastslået, at udmattelsesstyrken aftager noget med stigende σ_F og med faldende brudforlængelse.

På L.B.T. er udført følgende forsøg til

illustration af dette forhold.

1. Udmattelsesforsøg med stål med trækstyrke 4.500 kg/cm² (sag: 5321). Forsøg med 8 mm slebne gevindprøvestænger. Der er bestemt Smith-diagram for brud ved 10^7 pulsationer i spændingsområdet:

σ_min ~ 3.000 kg/cm², til σ_max ~ 4.500

Diagrammet fremgår af kurvebladet bilag 75, hvor også stålets vigtigste statistiske data er anført.

2. Udmattelsesforsøg med 5 mm kabeltråde til forspændt beton. (Sag: 5316 og 5317). Der er ikke her bestemt fuldstændige diagrammer, men kun undersøgt et spændingsområde omkring de påvirkninger, trådene skal udsættes for i praksis.

Der er undersøgt tre forskellige fabrikater. Resultaterne fremgår af følgende tabel, hvor der i sidste kolonne ud fra forsøgsresultaterne er skønnet det spændingsinterval, hvor tråden kan tåle 2 x 10^6 påvirkninger.

Table with 6 columns: Fabrikat nr., kg/mm² σ_0,1, kg/mm² σ_0,2, kg/mm² σ_brud, o/oo ε_brud, kg/mm² σ_min-σ_max. Rows 1, 2, 3.

3. Forsøg med betonstålvæv. (Sag: 5301). Stålvævene er af gængs type, hvor trådene er punktsvejst i berøringspunkterne.

Der er udført statisk forsøg med tråddiameter 3, 6, 9 og 12 mm med bestemmelse af arbejdslinier, hvoraf σ_0,2, σ_brud og ε_brud.

Desuden er udført enkelte udmattelsesforsøg med mindste trådtype med prøvestykker udtaget dels (1) mellem svejsepunkterne dels (2) indeholdende et sådant. Af disse sidste er skønnet materialets gennemsnitlige udsvingningsstyrke: Tråd 3,3 ø mm.

σ_0,2 = 6.000 kg/cm², σ_brud = 6.400, σ_u,1 = 4.700 - 5.100 = 0,75 - 0,80 · σ_0,2 (usvejst), σ_u,2 = 1.800 - 2.300 = 0,38 - 0,43 · σ_0,2 (svejst)

4. Forsøg med danske kamstål (σ_F = 4.200) og tentorstål (σ_F = 5.200). (S 33/53). Forsøgets formål er at bestemme Smith-diagrammer for de to ståltyper. Undersøgel-

serne er dog først påbegyndt for forholdsvis kort tid siden. De vil komme til at strække sig over en længere periode.

Resultater indtil videre:

Udsvingsstyrke ($0 < \sigma < \sigma_{max}$, $2 \cdot 10^6$ pulsation)

$$\sigma_{max} \sim 0,5 \cdot \sigma_F \text{ for begge ståltyper.}$$

Fra udlandet foreligger endvidere følgende undersøgelser vedrørende styrken ved dynamisk påvirkning.

1. Undersøgelser af Tentor-Stahl (Hollandsk fabrikat). Udført i Zürich 1949-50 hos professor Ros (EMPA - Bericht 16.291). Smith-diagram bestemt for stål med σ_F ($\sigma_{0,2}$) = 5.700 - 6.600 kg/cm² for brud ved 10^6 pulsationer.

Middelværdierne er omregnet til % af σ_F og indtegnet på diagrammet bilag 76.

2. Undersøgelser af kabeltråde til forspændt beton (litt. 74). d = 5 og 7 mm. Undersøgt for brud (2×10^6 puls.) i spændingsområdet fra 75 kg/mm² og opefter.

Resultater:

mm d	kg/mm ² $\sigma_{0,1}$	kg/mm ² σ_{brud}	kg/mm ² E_0	kg/mm ² $\sigma_{min} - \sigma_{max}$
5	145	171	19.400	75 - 90 105
7	125	150	19.600	75 - 90 95

Det ses nu heraf, at udmattelsesstyrken for de i dag eksisterende almindelige armeringsjern med højt σ_F på grund af stålkammerne er væsentlig lavere end tilsvarende materiale uden kamme.

De to hensyn ved fremstilling af et sådant armeringsjern, dels til revnefordelingen i betonkonstruktionerne og dels til disses styrke over for svingningspåvirkninger, er således i nogen grad komplementære.

Det ses endvidere, at de danske normalkrav (2×10^6 på mellem $0,5 \sigma_F$ og $0,9 \sigma_F$) næppe kan overholdes for stål med kamme; men her er man i hvert fald i udlandet også ganske klar over, at de danske krav er urimeligt strenge.

Problemet om normkrav vedr. udmattelsesstyrker kræver i det hele taget en revision. Alene det, at de to spændinger, indenfor hvilke jernene i dag kræves undersøgt her i landet, begge ligger over brugsområdet, er jo irrationelt.

Et rimeligt krav skulle naturligvis indeholde brugsområdet med en passende sikkerheds-

margin til begge sider.

Vi kommer herved ind på et spørgsmål af største betydning i dette kapitel: De svingninger, som konstruktionerne i praksis bliver udsat for. Det vil ses, at jernbetonkonstruktionerne med hensyn til dette problem passende kan deles i to hovedgrupper:

1. Almindelige "statiske" konstruktioner, som, fordi de kun er udsat for enten meget små eller for meget få svingninger, aldrig nogen sinde vil komme i betragtning med hensyn til risiko for udmattelsesbrud. Der tænkes her først og fremmest på sådanne konstruktioner som alm. husbygning, lagerbygninger, vejbroer o.l., hvor den bevægelige belastning f.eks. kun er en ganske ringe del af egenvægten, eller hvor kun så få lastvekslinger indtræffer årlig (som f.eks. i lagerbygninger, vandbeholdere etc.), at konstruktionen aldrig, om så den i øvrigt kunne stå i flere hundrede år, ville blive påført blot tilnærmelsesvis 1 a 2 mill. svingninger. (Man vil måske studse over, at konstruktioner som vejbroer er medtaget i denne gruppe. Der kan dog her henvises til professor Asplunds redegørelse over emnet (litt. 81), ifølge hvilken denne betragtning er fuldtud motiveret).

En vis svingningsstyrke skal de anvendte jern naturligvis have selv i denne gruppe. Sættes maximalpåvirkningen i jernene $r_j = \sigma_F/2$, og skønnes den bevægelige belastning til ved langt den største del af alle disse konstruktioner at ligge af størrelsesordenen ca. 30-35 % af totallasten, fås da med ca. 25 % sikkerhedsmargin til begge sider et passende prøveområde: $0,30 \sigma_F < \sigma < 0,55 \sigma_F$ (2 mil. lastvexlinger).

2. Anden gruppe, som er langt den mindste, omhandler de decideret dynamisk påvirkede konstruktioner, kran- og jernbanebroer, maskinfundamenter og lignende, som netop udsættes for mange og store svingninger. For denne gruppes vedkommende vil ovennævnte krav i mange tilfælde ikke give tilstrækkelig sikkerhed.

Det enkleste var naturligvis her blot at forlange de anvendte armeringsjern undersøgt indenfor et lastområde bestemt af de virkeligt forekomne lastvexlinger i konstruktionen ($\sigma_g < \sigma < \sigma_{p+g}$ inclusive stødtillæg) med tillæg af en nærmere angivet sikkerhedsmargin, f.eks. 15-25 % af selve svingningsområdet til begge sider herfor.

Dette ville dog kræve normerede bestem-

melser af de anvendte ståls Smith-diagrammer, hvilket som bekendt kan blive en både langvarig og kostbar sag.

I betragtning af, at stålenes Smith-diagrammer sjældent tilspidser sig ret meget på strækningen fra udsvingsstyrken og op til de påvirkninger, der her kommer på tale, - vil det ses, at man nok kunne forsvarer at indskrænke kravet i denne gruppe til: Udsvingsstyrke, 2 mil. lastvexlinger mellem 0 og $\sigma_{max} = 0,70 \sigma_F$ (eventuelt $0,75 \cdot \sigma_F$).

I tilfælde, hvor de anvendte ståls udsvingsstyrke σ_u er mindre end dette, kunne de tilladelige påvirkninger i armeringen da passende reduceres i forholdet: σ_u/σ_{max} .

DEFORMERED E JERN . UDFORMNING AF KAMME .

Det fremgår af afsnit 3, at armeringsstålene med højt σ_F under en eller anden form må sikres god forankring i betonen langs jernenes fulde længde af hensyn til revnefordelingen, såfremt stålenes høje styrke skal udnyttes.

Af afsnit 4 fremgår på den anden side, at de tværgående kamme på overfladen forringer stålenes svingningsstyrke en del.

Den litteratur som findes med betragtninger over gunstigste kamudformning, tager udelukkende sigte på det første af disse problemer.

Når der i tidens løb fremkommer mere udførlige oplysninger om samørende undersøgelser af begge disse forhold ved armeringsjern med forskellig kamudformning, - og når eventuelt normerne sætter krav i retning af bestemte udtrækningsprøver, prøver med påvisning af revnefordeling og med krav angående udmattelsesstyrker, som kan overholdes, og som derfor kræves overholdt, - er det muligt, at de deformerede stål i nogen grad vil ændre udseende fra det i dag gængse; f.eks. i retning af færre tværgående og noget anderledes udformede langsgående kamme.

En betingelse herfor vil naturligvis være, at normernes krav ikke sætter hindringer herfor.

Det ses således, at det i de eksisterende normer forlangte (pkt.11.4.2. første afsnit) vedrørende jernenes kamme bør udvides med en passus vedrørende eventuelle nye former for

kamme, hvis egenskaber i retning af forankring og revnefordeling kan eftervises ved normerede udtræknings- og prismetrækprøver.

STØD OG FORANKRINGER .

De danske jernbetonnormers forskrift med hensyn til stødlængder for deformerede stål:

$$l = \frac{r_j}{2000} (10 + 40 \cdot \sqrt{F})$$

synes at give forankring indtil udtrækning ved påvirkninger i armeringsjernene på ca. 2 - 3 gange r_j , ved et rimeligt valg af bøjler eller anden tværarmering og for almindelige betonstyrker (20 cm terningstyrke ~ 250 kg/cm²).

Da forankringslængde og forankringskraft inden for de variationer, der her er på tale, vil være proportionale, vil det eksisterende krav således kunne bevares og give samme sikkerhed mod udtrækning ved en forøgelse af r_j til ca. 3.000 kg/cm².

Da adhæsionen er afhængig af (meget nær proportional med) betonstyrken, og da kravet i øvrigt kan synes unødigt kompliceret udformet, var det måske nok mere på sin plads at ændre det til f.eks.:

$$l = \frac{250}{\sigma_{T,28}} \cdot \frac{r_j}{2.000} \cdot 40 \cdot d = 5 \cdot \frac{r_j}{\sigma_{T,28}} \cdot d.$$

R E S U M E :

Arbejdet tager sigte på en ændring af de eksisterende normbestemmelser for spændingerne i armeringsstål.

Det fastslås (pkt.3), at problemet om rustfare ved revnedannelse, som normalt har givet anledning til mest diskussion i forbindelse med høje jernpåvirkninger, ved brug af jern forsynet med passende kamme, kan anses for udelukket ved alle normale jernbetonkonstruktioner for $\sigma_j = ca.3.000$ kg/cm², muligvis endda ofte ved endnu højere jernpåvirkninger. (Undtagelser: Spec. kemisk angrebne konstruktioner).

Et groft skøn over de økonomiske konsekvenser af en eventuel ændring af normerne herhen, giver (pkt.1) direkte besparelse i byggeriet på i det mindste 4-6 mil. kr/år, medens de eventuelle extra brandskader på denne konto skønnes (pkt.2) absolut hø-

jest at beløbe sig til 0,3 - 0,5 mil.kr/år.

Af pkt. 4 & 5 fremgår, at de almindelige stål med højere flydegrænse i dag næppe fuldtud tilfredsstillende vort normkrav ang. svingningsstyrker, et krav som dog også må anses for både ulogisk og urimeligt. Det antydes, at kamudformningerne muligvis vil undergå visse ændringer, når hensyn såvel til revnefordeling og forankring som til stålenes svingningsstyrker bliver taget nærmere i betragtning. Der antydes retningslinier for rimeligere krav end de i øjeblikket gældende vedrørende svingningsstyrker.

Endelig er i pkt.6 nævnt hvilke ændringer i forskrifterne ang. stød- og forankringslængder, som måtte anses for passende i forbindelse med den tilsigtede forøgelse af de tilladelige trækspændinger.

Det kan herefter fastslås, at ganske betydelige besparelser var at opnå i vort byggeri, såfremt følgende eftervortskøn fuldt forsvarlige ændringer blev indført i de i øjeblikket gældende jernbetonnormer:

a. Tilladelige påvirkninger i armeringen:

(ex. normers pkt.35.1.1)

For jern med garanteret flydespænding σ_F er den tilladelige trækspænding:

$$r_j = \sigma_F/2 \leq \sigma_{krit}, \text{ hvor}$$

1) σ_{krit} sættes til: 3.000 kg/cm² for jern forsynet med fremspring i overensstemmelse med pkt.11.4, eller andet system af kamme, for hvilket det er påvist (eventuelt ved nærmere definerede udtræks- og prismetrækprøver), at forankring og revnefordeling er mindst lige så god som ved ovennævnte.

For jern, som ikke er forsynet med sådanne kamme (eller som ikke kan bestå ovennævnte prøver), skal

2) σ_{krit} sættes til: 2.000 kg/cm² (eventuelt en noget højere værdi bestemt ud fra det pågældende ståls efterviste evne til forankring og revnefordeling).

De ovennævnte spændinger gælder normale bærende konstruktioner og er bestemt således, at maximal revnebredde skulle blive ≤ 0.3 mm, hvorved ingen rustfare for armeringen skulle foreligge under forudsætning af veludført arbejde og tæt dæklag.

Ved konstruktioner, hvor rustfaren er større på grund af direkte kemiske angreb (kemiske fabriksbygninger, jernbaneviadukter, konstruktioner i og nær havvand, etc.), bør ovennævnte maksimalspændinger reduceres.

b. Forankrings- og stødlængder.

(ex. normer pkt.11.4.2.).

Forankringslængden, gældende både ved stangens frie længde og ved stød, er for jern forsynet med kamme ifølge ovennævnte (eller med eftervist forankringsevne):

$$l = 5 \cdot d \cdot \frac{r_j}{\sigma_m \cdot 28}$$

c. Svingningspåvirkninger.

De eksisterende normers bestemmelse vedr. svingningsstyrke (pkt.3, linie 12-13) sløjfes. I stedet kunne, som det fremgår af afsnit 4, passende indføres følgende bestemmelse:

1. Konstruktioner hvis påvirkninger i overvejende grad er af statisk karakter (alm. husbygning, lagerbygninger, vandbeholdere, vejbroer og lignende).

Jernene skal 2 mil. gange kunne tåle en spændingsvariation mellem $0.3 \cdot \sigma_F$ og $0.55 \cdot \sigma_F$.

2. Dynamisk påvirkede konstruktioner.

(Kran- og jernbanebroer, maskinfundamenter og lignende).

I tilfælde hvor Smith-diagrammer foreligger for den anvendte stålttype, kan tillades sådanne svingningspåvirkninger (inclusive stødtillæg), som giver (ca) 20 %'s sikkerhedsmargin til begge sider for svingningsintervallet.

Foreligger sådanne diagrammer ikke, skal stålets udsvingningsstyrke σ_u ($0 < \sigma < \sigma_u$, 2 mill. lastvexlinger) være bestemt.

For $\sigma_u \geq 0.70 \cdot \sigma_F$ er de tilladelige påvirkninger da bestemt ifølge afsnit a. For lavere σ_u reduceres påvirkningerne i forholdet: $\sigma_u/0.70 \sigma_F$.

Yderligere forøgelser af de tilladelige jernpåvirkninger ud over, hvad her er antydet, kunne muligvis i en del tilfælde forsvares; men vil næppe være på sin plads i dag.

Højere spændinger (helt op til $\sigma_j = 4.000$) er ganske vist både foreslået (se f.eks. litt. 22, V.Kuuskoski) og anvendte (litt. 21, AA. Holmberg) andre steder. Men anvendelserne har udpræget været ved specielle opgaver, og Kuuskoskis forslag er kun tænkt i forbindelse med speciel fed og tæt beton ($\sigma_T = 400 \text{ kg/cm}^2$).

Selvom ideen er god, at man naturligvis ikke for at forenkle sine normer kun bør tage de generelle tilfælde i betragtning på bekostning af nationaløkonomien, så vil det nok, indtil problemerne om revneforde-

ling og revnestørrelse er fuldstændig lov-mæssigt klarlagt, være passende på den sikre side som her foreslået (for deformede stål) at sætte $\sigma_j = 3.000 \text{ kg/cm}^2$ som højeste tilladelige spænding her i landet.

B I L A G .
oooooooooooo

Litteratur: nr. 1 - 24
35 - 63
70 - 74
77 - 81

Normer: nr. 25 - 34

Fotos: nr. 65 - 67

Kurveblade: nr. 68, 69, 75 og 76

Breve: nr. 64 og 77

- 1) F.C.THOMAS: Cracking in reinforced concrete. The structural engineer. July 1936. (23 sider).

Er en opsummering af den foreliggende viden om revnedannelse (i 1936), indeholdende formler for revneafstand og revnebredde samt forskellige forsøgsresultater.

Forfatteren behandler først spørgsmålet om, hvorvidt tilstedeværelsen af jern øger betonens brudforlængelse, og om hvor stor denne er, d.v.s. på hvilket belastningstrin revnerne opstår. Denne diskussion er i dag forældet, idet man nu har indset, at revner ikke vil kunne undgås, hvis man ikke anvender forspænding.

Efter en omtale af hvorledes revnerne bedst iagttages, behandles dels den revnedannelse, der skyldes svind af betonen, dels den, der skyldes forlængelse af jernene. Hvis man fra svindet subtraherer krybningens afbødende virkninger, kan disse to tilfælde dog nok så nemt behandles under eet.

Det fremstilles, hvorledes revnerne opstår og udvider sig under belastningens vækst. Dernæst opstilles følgende formel for revneafstanden:

$$x = \frac{3}{4} \cdot \frac{d}{\mu} \cdot \frac{\sigma_{b, BRUD}}{\tau_{bj, BRUD}}$$

hvor μ er forholdet mellem stålets og betonens tværsnitsarealer.

Hans formel for revnebredden er:

$$y = x \cdot \left[\frac{\sigma_j}{E_j} + \frac{5}{8} \sigma_{b, BRUD} \cdot \frac{1}{E_j} \cdot \frac{1 + \frac{\mu E_j}{E_b}}{\mu} \right]$$

Forudsætningerne for disse formler, der gælder for rent træk, er, at adhæsionen antages at variere efter en parabel imellem to revner, og at revnebredden bliver differensen mellem jernets og betonens forlængelser. Forfatteren kommer i øvrigt ikke ind på, hvilken værdi der skal indsættes for $\tau_{bj, BRUD}$.

Videre anføres, at revnebredden vokser, når belastningen gentages flere gange. Endelig vokser den ved langvarig belastning. Her må dog bemærkes, at talen er om glatte jern.

Til slut behandles muligheden af at undgå revnedannelse ved forspænding. Især dette afsnit, men i øvrigt hele artiklen, virker i dag forældet.

Af de forsøgsresultater, der nævnes, skal følgende fremdrages her:

- 1) En forsøgsbjælke armeret med $\frac{3}{8}$ " (9,6 mm) alm. rundjern. Dæklagets tykkelse var

2,7 cm. Den maksimale revnevidde ved $\sigma_j = 3000 \text{ kg/cm}^2$ viste sig at blive 0,20 mm.

- 2) Forsøgsbjælker armeret med 2 stk. istegestål snoet af $\frac{1}{2}$ " (13 mm) rundjern. Dæklagets tykkelse er ubekendt. Bjælkehøjden var ens i alle bjælkerne (27 cm), men bredden varierede fra 16 cm til 37 cm.

Dermed varierede μ fra 0,6 til 1,4 %. Ikke destomindre blev den maksimale revnebredde omtrent den samme.

- 2) G.B.WERNISCH: Bond studies of different types of reinforcing bars. (20 sider). Journal of the Am.Concr.Inst. Nov-Dec. 1937.

Rapport over 148 udtrækningsforsøg og 58 bjælkeforsøg. Der er anvendt 13 forskellige typer armering, hver type sammen med varierende betonkvaliteter.

Som det sikreste og vigtigste resultat skal nævnes, at glidemodstanden for et jern vokser med betonstyrken, men meget langsomt.

Endvidere mener forfatteren, at resultaterne af udtrækningsforsøg ikke kan stilles i relation til resultaterne af bjælkeforsøg.

Det bedste jern viste sig at være det gevindskårne. Dette resultat tyder på, at for at få bedst mulig forankring bør man foretrække jern med små tætliggende deformationer fremfor jern med større, men mere spredte deformationer.

- 3) H.J.GILKEY, S.J.CHAMBERLIN and R.W.BEAL: The bond between concrete and steel. (20 sider). Journal of the Am.Concr.Inst. September 1938.

Forfatterne redegør for deres syn på en række problemer vedrørende jerns forankring i beton og refererer andre forskeres resultater.

- 1) Betonens styrke. Der er enighed om, at adhæsiionsstyrken kun vokser ganske langsomt, når betonens styrke øges. Det synes derfor rigtigt, at de amerikanske normer lader den tilladelige adhæsiionspænding vokse med betonstyrken, men begrænser den til 11 kg/cm² for glatte stål og 14 kg/cm² for deformerede stål.
- 2) Indstøbningslængden. Styrken af en forankring vokser ikke proportionalt med indstøbningslængden. Ved glatte stål findes der en grænse, således at forankringen ikke bedres, selvom indstøbningslængden øges.

Ved deformerede stål vil forankringen vedblive at bedres med voksende indstøbningslængde, omend kun langsomt fra et vist trin.

- 3) Kroges effektivitet. Der gøres opmærksom på, at medens små kroge knuser betonen lokalt, retter store kroge sig ud og lader sig trække ud af betonen. Det gælder om at finde en rigtig mellemstørrelse. Muligheden af belgede kroge berøres.
- 4) Forankringen i en trykzone versus forankringen i en trækzone. De eksisterende forsøgsresultater gør det vanskeligt at slutte, hvilken forskel det gør for forankringen, om den omgivende beton er under tryk eller træk. Der gøres opmærksom på problemets store betydning.
- 5) Glatte versus deformerede stål. De deformerede ståls overlegenhed anerkendes overalt, men idet der henvises til, at gevindskårne stål adhærer langt bedre end de sædvanlige deformerede stål, og at disse udøver en betydelig kilevirkning til sprængning af betonen, opstilles som det ideelle et stål med tætte, fine deformationer, der ikke vil kunne øve kilevirkning.
- 6) Virkningen af overfladebehandling imod rust. Det omtales, at forskellige beskyttelsesmidler imod rust, f.eks. asfaltering af jernene, mindsker adhæsionen. Galvanisering har i denne forbindelse mindst betydning.
- 7) Overfladens beskaffenhed. Det er velkendt, at ved polering af jernene synker adhæsionen. At fjerne valsehuden synes derimod ikke at have nogen virkning.
- 8) Istegjern. Forfatteren mener ikke, at sammensnoning af to jern skulle give væsentlig bedre adhæsion end ved almindelige glatte jern.
- 9) Den nuværende prøvetekniks egnethed til at give et godt grundlag for at bedømme de faktiske forhold i en færdig konstruktion. Der kan ikke gives et klart bekræftende svar her. Forfatterne synes dog at mene, at den nuværende prøveteknik er velegnet.
- 10) Vibrations virkning. Vibrering af betonen forbedrer adhæsionen betydeligt.
- 11) Sikkerhedsfaktoren for forankringsbrud. Ved dimensionering efter de amerikanske normer mener forfatterne, at der opnås større sikkerhedsgrad for forankringsbrud end for brud i armeringen, men mindre end for trykbrud i betonen.
- 12) Hvilke krav der bør stilles til prøvelegeme, der skal give adhæsionens brudværdi. Det menes, at bjælkeforsøg svarer bedst til de vir-

kelige forhold i konstruktionerne, men at udtrækningsforsøg udmærket kan bruges, når blot man varierer prøvelegemernes længde således, at forholdet L/D bliver konstant. Der udtales dog den mening, at udtrykningsforsøg måske vil vise sig bedre end udtrækningsforsøg.

- 4) H.J.GILKEY, S.J.CHAMBERLIN and R.W.BEAL:
Bond between concrete and steel. (120 sider). Iowa Engineering Experiment Station. Bulletin 147. 1940.

Rapport over 6 forsøgsrækker:

- a. Udtrækningsforsøg med 78 prøvelegemer. 3 betonkvaliteter. Glatte og deformerede jern. 2 jerndiametre og 4 indstøbningslængder.
 - b. Udtrækningsforsøg med 16 prøvelegemer. 1 betonkvalitet. Glatte, i forskellig grad rustne jern. Kun 1 jerndiameter og indstøbningslængde.
 - c. Udtrækningsforsøg med 30 "halvbjælker".
" " 6 prøvelegemer. Glatte jern.
" " 6 " Glatte jern. Den dobb. indstøbningslængde.
" " 18 " Deformerede jern.
- Bjælkeforsøg med 2 prøvelegemer.
I denne forsøgsrække findes 2 betonkvaliteter, 3 jerndiametre og 2 indstøbningslængder. "Halvbjælkerne" var formet som den halvdel af en bjælke, der ligger fra momentmaksimumspunktet til understøtningen.
- d. Udtrækningsforsøg med 16 prøvelegemer. 2 betonkvaliteter. 1 jerndiameter. 8 indstøbningslængder. Glatte jern.
 - e. Udtrækningsforsøg med 36 prøvelegemer. 1 betonkvalitet. 2 jerndiametre med henholdsvis 5 og 7 forskellige indstøbningslængder. Glatte jern.
 - f. Udtrækningsforsøg med 24 prøvelegemer, halvdelen støbt lodret, resten vandret. 6 forskellige cementtyper. 1 jerndiameter. 1 indstøbningslængde. Glatte jern.

Denne rapport er den mest omfattende vedrørende udtrækningsforsøg. På grundlag af forsøgsmaterialet uddrager forfatterne en lang række konklusioner, af hvilke de vigtigste er følgende:

- 1) Glidemodstanden er ikke proportional med betonkvaliteten. Den vokser med betonkvali-

teten, men betydelig langsommere.

- 2) Glidemodstanden vokser ikke proportionalt med indstøbningslængden. Jo kortere indstøbningslængde, desto større glidespænding.
- 3) Vandret støbte udtrækningslegemer med glatte stænger viste kun 65% af den glidemodstand, som fremkom ved lodret støbte legemer.
- 4) Belastningen på et udtrækningslegeme med et kamjern kan vedblive at vokse, efter at den første glidning af den ubelastede ende er konstateret. Maksimumslasten nås først, når legemet sprænges, eller jernet pløjer sig ud eller trækkes over. I modsætning hertil nås maksimumslasten ved glatte jern på et tidligere trin, hvorefter lasten falder, imedens jernet trækkes ud.
- 5) Relativt lidt af den maksimale glidemodstand ved kamjern udnyttes imod forankringsbrud i bjælker, fordi den maksimale glidemodstand først nås efter så stor indbyrdes glidning mellem beton og jern, at der forinden vil være fremkaldt brud eller alvorlig skade i bjælken. Brugen af deformerede jern med 20% højere tilladelige adhæsionsspændinger end ved glatte stål synes rigtig på basis af nogen godskrivning for lange indstøbningslængder. (Med foretaget indstøbningslængde vokser glidemodstanden mere ved deformerede end ved glatte jern). Sikkerhedsgraden imod fuldstændigt sammenbrud af bjælken kan sættes lavere ved deformerede end ved glatte jern. Der tiltrænges dog bedre typer deformerede jern med finere mønstrede deformationer uden kilevirkning.
- 6) Om et deformeret jern pløjer sig gennem en blok eller sprænger den, afhænger af tykkelsen af betonlaget uden på armeringen. Derimod ikke af betonkvaliteten.
- 7) Om et stål er omgivet af beton under tryk eller træk synes ikke at have nogen tydelig virkning på den udviklede glidemodstand.
- 8) Når den ubelastede ende af et jern er gledet 0,25 mm, synes grænsen for anvendeligheden i en bjælke at være nået.

5) DAVID WATSTEIN:

Bond stress in concrete pull-out specimens. (14 sider). Journal of the Am.Conc.Inst. September 1941.

En undersøgelse af adhæsionsspændingens variation langs jernet ved udtrækningsforsøg.

Forsøgsrækken omfatter 6 forskellige typer jern, 2 glatte og 4 deformerede. Med hver

jerntype er støbt 6 prøvelegemer, de 3 forsynede med huller i siderne, således at der kunne monteres instrumenter direkte på jernet til at måle jernets forlængelse i midten og i fjerdedelspunkterne, de andre 3 uden sådanne huller. Ialt 36 cylindriske prøvelegemer med diameter 15 cm, højde 46 cm og cylinderstyrke ca. 300 kg/cm². Forholdet L/D var 23, jerndiametere D var 20 mm.

For de glatte jern viste det sig, at til at begynde med var kraftoverførslen til betonen størst nær den belastede ende af jernet. Ved spændingen $\sigma_j = 290 \text{ kg/cm}^2$ overskred adhæsionen sit maksimum her og aftog. I stedet overførtes kraften mere og mere ved jernets ubelastede ende.

Ved de deformerede stål skete den meste kraftoverførsel ved stangens belastede ende, og således forblev situationen, indtil stangen blev trukket over. Alle de deformerede stål blev trukket over. Brudspændingen var 5200-5900 kg/cm².

6) DAVID WATSTEIN and DOUGLAS E. PARSONS:

Width and spacing of tensile cracks in axially reinforced concrete cylinders. (24 sider). National Bureau of Standards. July 1943.

Trækforsøg med ialt 110 cylindriske prøvelegemer, hvoraf halvdelen var af svagere beton (trykstyrke omkr. 204 kg/cm², trækstyrke omkr. 18 kg/cm²) og de øvrige af stærkere beton (trykstyrke omkr. 373 kg/cm², trækstyrke omkr. 32 kg/cm²).

I aksens af hvert prøvelegeme var indstøbt een af følgende armeringstyper:

	Diam. ^{x)} mm	Flydegrænse kg/cm ²	Brudstyrke kg/cm ²	E kg/cm ²
1) Eet glat, varmtvalset stål	22	2700	4300	2,04·10 ⁶
2) " deformeret stål af typen "bølgeliniekam"	22	3200	5600	2,07·10 ⁶
3) To deformerede stål af samme type og med 5 cm afstand indbyrdes	16	3300	5300	2,04·10 ⁶
4) Istegstål, nr. 8	24	5300	--	1,76·10 ⁶
5) Eet gevindskåret stål	20	5300	5600	1,76·10 ⁶

x) Diametrene i denne kolonne er bestemt på basis af stålernes vægt pr. m.

Cylindrene var 122 cm lange og henholdsvis 8,9 cm, 10,2 cm og 12,7 cm i diameter. Af hver type prøvelegeme fandtes 5 eksemplarer. De indstøbte jern blev påvirket til træk. På hvert prøvelegeme var monteret ialt 14 tensometre til måling af revnevidder og forlængelser.

Desuden omfatter forsøgsrækken udtrækningsforsøg med 60 cylindriske prøvelegemer, hvoraf halvdelen var med den svage beton, halvdelen med den stærke. I aksens af hvert af disse legemer var een af ovennævnte armeringstyper indstøbt. Således fandtes 6 eksemplarer af hver type prøvelegeme, hvoraf de 3 blev støbt med den belastede jernende opad, de andre med den belastede jernende nedad. Cylindrene havde længden 8 d og diameteren 15,3 cm.

Resultaterne af trækforsøgene aflæses af to meget interessante grafiske afbildninger, fig. 3 og fig. 4, der viser de gennemsnitlige revnevidder som funktion af trækspændingen i de frie ender af armeringen. Det ses for det første, at revnevidderne vokser proportionalt med stålspændingen, når man fra denne subtraherer den værdi, den har i det øjeblik revnen dannes. For det andet aflæses af figurerne, at ved stålspændingen $\sigma_j = 2800 \text{ kg/cm}^2$ blev de gennemsnitlige revnevidder som angivet i skemaet øverst side 20.

Foruden revnevidderne aflæses af dette skema, at det praktisk talt ingen forskel gjorde, om betonen var stærk eller svag.

Det kan endvidere nævnes som et vigtigt forsøgsresultat, at revnevidder og revneafstande viste sig at være proportionale ved en given spænding σ_j .

Udtrækningsforsøgene gav til resultat, at

11) J.M.HAWKES and R.H.EWANS:

Bond stresses in reinforced concrete columns and beams. (5 sider).
The structural engineer. December 1951.

Udtrækningsforsøg og bjælkeforsøg.

1) Udtrækningsforsøgene adskiller sig fra de sædvanlige, ved at to stålstænger er indstøbt i betonlegemet i forlængelse af hinanden og trækkes ud til hver sin side, således at betonen kommer under træk. I betonen findes en længdearmering foruden nævnte hovedarmering.

Som resultat af forsøgene angives, at indtil stængerne begynder at give efter, er kraftoverførslen størst ved den belastede ende. Dernæst vandrer dette maksimumspunkt i retning af den ubelastede ende. (τ_{bj} , Max viste sig at blive ca. 50 kg/cm². Det drejede sig om alm. rundjern).

På grundlag dels af disse forsøg, dels af andres forsøg antager forfatterne, at kraftoverførslen jern/beton er proportional med den forhåndenværende stålspænding. Som den matematiske konsekvens heraf udvikles, at adhæsionen må falde efter en eksponentialkurve langs jernet. Her gør forfatterne sig imidlertid skyldige i en fejltænkning, idet de overser, at selvom adhæsionen og stålspændingen måske nok er proportionale i et givet punkt, kan proportionalitetsfaktoren meget vel variere fra punkt til punkt langs jernet. Således forbliver det stadig et uløst problem, efter hvilken kurve adhæsionen varierer.

2) Bjælkeforsøgene er lidet omfattende. Der arbejdes videre med den samme tankegang. Der nås ikke resultater, som fortjener at nævnes.

12) K. HAJNAL-KONYI:

Comparative tests on various types of bars as reinforcement of concrete beams. The structural engineer. May 1951.

Formålet med dette arbejde er at undersøge, om de engelske normer er formålstjenligt formuleret med henblik på det tilfælde, at der indføres andre typer deformerede stål i engelsk praksis end dem, som normerne direkte tager sigte på. Desuden mere almindeligt at undersøge egnetheden af forskellige stål til armering.

Der er gennemført 2 forsøgsrækker, den første med 11 gange 2 bjælker (11 varianter armering, hver i dels almindelig, dels meget stærk beton), den anden med 6 gange 2 bjælker. (Armeringen blev her valgt efter forrige for-

søgsrækkes erfaringer). Hver bjælke indeholdt eet armeringsjern. Dimensionerne valgtes således, at jernenes forankring ville blive stillet på den hårdeste prøve, uden dog at være en dårligere forankring, end de engelske normer anviser.

Af forsøgsresultaterne anføres her en tabel (øverste side 25), der viser, ved hvilke jernspændinger der blev målt en maksimal revnevidde på 0,25 mm. Mærket "L" betyder en beton med terningsstyrke på ca. 200 kg/cm², mærket "H" betyder terningsstyrke ca. 400 kg/cm².

De forskellige typer stål sammenlignes i øvrigt med hensyn til sikkerhedsgrad og varsling af brud. I begge henseender er de koldbearbejdede stål bedre end naturhårdt stål.

Der gives bl.a. følgende bemærkninger til de engelske normer:

- 1) Effektiviteten af en krog overvurderes, når kroge ækvivaleres med en lige længde på 16 d.
- 2) En standardkrog er for lille ved de nye, stærkere armeringstyper.
- 3) Den maksimale tilladelige spænding på 1900 kg/cm² er for lille. En langt højere værdi må kunne tillades for passende typer armering uden fare for korrosion eller reduktion af sikkerhedsgraden.

13) FRITZ LEONHARDT:

Vorschlag zur Neuordnung der zulässigen Stahlspannungen für Stahlbeton. (7 sider). Beton- und Stahlbetonbau. Oktober 1951.

Teoretiske betragtninger over ansættelsen af de tilladelige spændinger i armeringen. Artiklen bygger på Kuuskoskis forsøgsresultater.

Der hævdes det standpunkt, at den tilladelige spænding bør variere med de faktorer, der bestemmer revnebredden, altså μ , d, o.s.v.

Efter dette grundprincip opstilles følgende tabel over $\sigma_{j,till.}$:

		Indendørs kg/cm ²	Udendørs kg/cm ²
Rundstål m.valsehud diameter:	3-8 mm	1800 (St.44)	1400 (St.37)
	9-18 mm	1600 (St.40)	1200
	20-30 mm	1500 (St.37)	1100
	32-50 mm	1400 (St.37)	1000
Kamstål o.lign.	30 cm	1600 (St.40)	1200 (St.37)
	20 cm	1900 (St.50)	1500
	15 cm	2700 (St.70)	2100 (St.52)
	Ventet revne- afstand:	10 cm 7,5 cm	3900 (St.90) 5000 (St.120)

Spændingerne er valgt således, at den maksimale revnevidde indendørs ikke skulle kunne overskride 0,20 mm, udendørs 0,15 mm. Disse to

Armering.

Nr.:	Karakteristik:	Jerndiam. mm	Dæklag cm	Jernspænding ved max.revnevidde 0,25 mm
1	L	26	3,4	2730
	H			
2	L	26	3,7	3500
	H			
3	L	22	3,7	2670
	H			
4	L	32	3,6	1990
	H			
5	L	28	3,2	2520
	H			
6	L	26	3,2	--
	H			
7	L	26	3,2	3160
	H			
8	L	26	3,1	3230
	H			
9	L	26	3,8	2780
	H			
10	L	20	3,6	2710
	H			
11	L	26	3,7	2980
	H			
12	L	26	3,4	2960
	H			
13	L	26	3,4	3090
	H			
14	L	26	3,7	2940
	H			
15	L	26	3,7	3540
	H			
16	L	26	3,3	3490
	H			

grænser har forfatteren valgt ved at tage andre forskeres tal og reducere dem lidt for en sikkerheds skyld.

Disse revnevidder er 50-100% mindre, end hvad man almindeligvis anser for tilladeligt i dag.

14) R.M.MAINS:

Measurements of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. (28 sider). Journal of the Am. Conc. Inst. Nov. 1951.

Rapport over resultaterne fra 18 udtrækningsforsøg og 40 bjælkeforsøg. Dels anvendtes glatte jern, dels med kamme. Jernene var enten lige eller forsynet med kroge. Betonen var af nogenlunde konstant kvalitet med cylinderstyrke omkr. 270 kg/cm².

Der er anvendt den teknik, at jernene blev skåret igennem på langs. Dernæst udhulede og forsynede med trådtensometre ("strain-gages") i det indre. Således kunne trækspændingerne måles langs stangen, uden at adhæsionsspændingerne forstyrredes, og sidstnævnte beregnedes af trækspændingernes variation.

Rapporten rummer et antal kurver, der bl.a. viser trækspændingens variation langs jernet, dels målt, dels beregnet, samt adhæsionsspændingens variation langs jernet.

Af resultaterne skal følgende anføres:

Der kan forefindes store adhæsionsspændinger, selvom forskydningskraften er nul. Kraftoverførslen er ikke direkte proportional med forskydningskraften, som antaget i den almindelige teori.

De deformerede jern lod sig ikke trække ud

af betonen. I alle tilfælde kunne de belastes til brud ($\sigma_{j, BRUD}$ 8800 kg/cm², jerndiametere var 22 mm).

I bjælkernes midtedel, hvor momentet var konstant (bjælkerne var belastet i trediedelspunkterne), stemte de målte jernspændinger godt overens med de beregnede.

(De målte lå undertiden 10% højere eller mere). Nærmere understøtningerne, hvor der fandtes forskydningskræfter foruden momentet, oversteg de målte spændinger sædvanligvis de beregnede med 30% eller mere. (Heraf kan bedømmes, hvor meget den indre momentarm mindskes hen imod understøtningerne).

Det er angivet på kurverne, hvor revnerne dannedes i bjælkernes undersider. Deraf kan udledes en gennemsnitlig revneafstand. For de deformerede jern blev denne ca. 20 cm ved jernspændingen ca. 5000 kg/cm². Afstanden fra jernaksen til betonoverfladen var 6,4 cm. Materialet er imidlertid for lidet omfattende til at være anvendeligt. Revnebredder er ikke anført.

15) G.A. RYCHNER:

Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton. (7 sider). Schweizische Bauzeitung, 1951, nr. 23 und 24.

En almindelig revneteorier for såvel rent træk som for bøjning og for skrå hovedtræksspændinger.

I stedet for den almindelige grundformel for revneafstanden,

$$x = K \cdot \frac{d}{\mu} \cdot \frac{\sigma_{b, t, BRUD}}{\tau_{bj, \max}}$$

opstiller forfatteren følgende formel:

$$x = 2 \cdot \frac{\Delta \sigma_j}{\tau_{bj}} \cdot \frac{d}{4}, \text{ hvor } \Delta \sigma_j \text{ er differencen}$$

mellem jernspændingen i et urevnet tværsnit og i en revne. Denne formel er i virkeligheden den samme som den foregående, hvilket ses ved omskrivningen:

$$x = 2 \cdot \frac{\Delta \sigma_j}{\tau_{bj}} \cdot \frac{d}{4} = 2 \cdot \frac{\Delta \sigma_j}{\tau_{bj}} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1}{4} d^2}}{F_b} \cdot \frac{\frac{1}{4} d}{\sqrt{\frac{1}{4} d^2}} =$$

$$2 \cdot \frac{1}{\tau_{bj}} \cdot \frac{P_b}{F_b} \cdot \frac{\frac{1}{4} d}{\mu} = K \cdot \frac{d}{\mu} \cdot \frac{\sigma_b}{\tau_{bj}}$$

Idet $\Delta \sigma_j$ således dækker forholdet $\frac{\sigma_b}{\mu}$, synes det noget kunstigt at ville tage denne størrelse som grundvariabel.

Det afgørende er imidlertid hvilken værdi, der indsættes for τ_{bj} . Her vælges at sætte

$$\tau_{bj} = \frac{K}{\sqrt{d}}$$

På værdien af denne antagelse må værdien af teorien som helhed bedømmes.

16) KARL GUSTAV BERNANDER:

Vidhæftningens beroende av kamarea och kamavstånd hos armeringsstål. (17 sider). Betong, 1952, nr. 1.

Udtrækningsforsøg i 2 serier.

I serie 1 er 6 forskellige typer kamstål plus 1 type gevindskåret stål indstøbt i 24,6 cm lange, cylindriske prøvelegemer med diameteren 20 cm, terningstyrken var omkr. 339 kg/cm². For hver ståltype fandtes 3 prøvelegemer, ialt 21 stk.

De tre af kamstålene havde cirkulære kamme, de andre tre seglformede. Kamafstandene og kamstørrelserne varierede. Af forsøgsresultaterne, der er samlet på fig. 10, kan udledes følgende:

- 1) Når kamarealet pr. længdeenhed er større end ca. 0,40. d, gør det praktisk talt ingen forskel på glidemodstanden, om kamafstanden ændres. Det gør heller ingen forskel, om kamene er cirkulære eller seglformede.
- 2) Når kamarealet pr. længdeenhed er mindre end ca. 0,30. d, vokser glidemodstanden lidt, når kamafstanden mindskes, de seglformede kamme er bedst.

Alle kamstålene havde d = 22 mm.

Serie 2 omfattede kun 3 prøvelegemer. I hvert kamstål var fræset en rille, hvori der var anbragt 9 trådtensometre ("strain-gages"). Således kunne spændingens fordeling langs jernet måles under forsøget. Af de viste kurver fremgår, at adhæsionen var størst ved den belastede ende af stålet.

Det anføres, hvilke prøvelegemer, der sprængtes, og i hvilke tilfælde stålet blev trukket over, men disse oplysninger har ingen værdi, idet der var fastklemt en jernring om cylindrene, som til en vis grad har kunnet hindre sprængningen. Denne rings virkning kan ikke bedømmes.

Til slut forsøges resultaterne stillet i relation til en teori for adhæsionens variation fremsat af Hjalmar Granholm. Grundlaget i denne teori er den antagelse, at adhæsionen er proportional med den indbyrdes glidning mellem jern og beton.

17) L.P. BRICE:

Théorie de la fissuration des pièces fléchies en béton armé. Ass.Int.des Ponts et Charpentes. 4^{ième} Congrès. 1952.

I denne artikel sammenfatter og udbygger forfatteren sine tidligere teoretiske arbejder om emnet (publicerede i "Annales Technique ...").

Først behandles det simple træktilfælde, at et jern er indstøbt i et betonprisme og underkastes en vis forlængelse. Forfatteren opstiller her som sin grundantagelse, at kraftoverførslen til betonen alene skyldes friktionskræfter, idet jernet glider i betonen. Den matematiske konsekvens af denne antagelse udvikles i en omtale af, hvorledes hysteresesløjfer på det indstøbte jerns arbejdslinie vil forme sig.

Der opstilles dernæst på dette grundlag formler for revneafstanden i trækzonen af en bjælke. Der antages en varierende momentkurve, men det vil kunne diskuteres, om jernkraftkurven kan sættes proportional med momentkurven. Det afgørende problem, hvilken værdi for $\tau_{bj, BRUD}$, der skal indføres i formlerne, løser forfatteren ved, i overensstemmelse med de franske normer, punkt 2.310, at sætte

$$\frac{\sigma_{b, BRUD}^t}{\tau_{bj, BRUD}} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{d}{R_1} \right] \cdot \left[1 + \frac{d}{R_2} \right]$$

Forfatteren søger derefter at beregne et $n = \frac{E_j}{E_b}$ under hensyn til at E_j synes større for det indstøbte end for det vindstøbte jern på grund af betonens hæmmende indflydelse på jernets forlængelse.

Sluttelig opstilles formler for den blivende deformation af det indstøbte jern efter aflastning, idet betonen under aflastningen vil hæmme jernets sammentrækning.

Der refereres til nogle spredte forsøgsresultater, uden at overbevisende overensstemmelser findes. Den grundlæggende antagelse, at kraftoverførslen skyldes glidende friktion og derfor er konstant, uafhængig af jernspændingen, og modsat rettet jernets bevægelse i forhold til betonen, står ubevist.

18) F. CAMPUS:

Corrosion du béton et des armatures. Ass.Int.des Ponts et Charpentes. 4^{ième} Congrès. 1952.

Forfatteren udreder i denne artikel års-

gerne til korrosion, dels de indre, at betonens bestanddele reagerer kemisk imod hverandre og imod armeringen - ved almindelig beton af Portlandcement skulle der ikke være risiko for noget sådant - dels de ydre årsager, af hvilke tre må nævnes som de almindeligste:

- Indvirkning af særdeles blødt vand,
- " " havvand,
- " " gasarter.

For at beskytte armeringen bør denne være dækket af et betonlag af "udmærket kvalitet, tilstrækkelig tykkelse og varigt". Tykkelsen bør være den største af følgende tre:

- 1) En mindste tykkelse for at beskytte armeringen imod indsugning vand. (For Belgiens klima 3 cm).
- 2) En mindste tykkelse i forhold til armeringsjernenes diameter for at tage hensyn til den uens arbejden af beton og jern under volumenændringer; foreslås to gange diameteren.
- 3) En mindste tykkelse i forhold til kornstørrelsen i betonen; foreslås sat til halvanden gange største kornstørrelse.

I visse tilfælde bør dæklagets tykkelse forhøjes til 5-6 cm.

19) S.J. CHAMBERLIN:

Spacing of spliced bars in tension pull-out specimens. (14 sider). Journal of the Am. Conc.Inst. Dec.1952.

Rapport over resultaterne fra 116 udtrækningsforsøg med såvel glatte som deformerede jern.

I de prismeformede prøvelegemer var eet jern indstøbt i længdeaksen og to andre jern indstøbt symmetrisk om længdeaksen, med varierende afstand fra førstnævnte jern. De to jern fastholdt betonprismet, medens det i aksens liggende jern blev trukket ud. Herunder blev glidningen i forhold til betonen målt både i den belastede og i den frie ende.

Den vigtigste variable var, foruden jernenes type, deres indbyrdes afstand. Desuden varieredes prismernes længde i forhold til jern-diameteren, $\frac{L}{D}$, og betonkvaliteten.

Af resultaterne skal fremhæves:

- 1) Medens det kun synes at gøre ringe forskel for de glatte jern, om de lå tæt sammen eller var adskilt ca. 4 cm fra hverandre, betød det mere ved de deformerede jern. For deres vedkommende var glidemodstanden størst, når jernene lå tæt sammen.

2) Når jernene lå tæt sammen, syntes tilbøjeligheden til at flække betonen at være mindst.

Heraf kan udledes den regel, at hvor jern stødes, bør enderne løbe tæt forbi hverandre. Dog må en god omstøbning naturligvis sikres.

20) WALID DJABRY:

Contribution a l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton. (76 sider). Zürich. Octobre 1952.

Et studium af nogle faktorer, der har indflydelse på afhæsionen og adhæsionens størrelse i legemer underkastet træk og bøjning.

Første kapitel omhandler adhæsionens størrelse og variation i legemer underkastet forskellige påvirkninger. Først opstilles formler, der forbinder jern- og betonspændingerne med adhæsionsspændingerne. Dernæst vises eksempler på nævnte spændingers variation langs jernet, fundet ved forsøg, hvor den indstøbte armering i sit indre har været forsynet med tråtsometre ("strain-gages"). Jævnsides hermed er jernets gliden i betonen blevet målt.

Andet kapitel omhandler forskellige faktorer indflydelse på adhæsionen. For det første behandles de rent forsøgstekniske, såsom forsøgshastigheden, trykpladernes større eller mindre ruhed ved et udtrækningsforsøg o.s.v. Faktorer af denne art kan bringe mere end 50% variation ind i forsøgsresultaterne. Desuden indstøbningslængden. Her mener forfatteren, at glidespændingen ved udtrækningsforsøg vokser proportionalt med kvadratroden på indstøbningslængden. Hvad angår jerndiameters indflydelse mener forfatteren, at flere faktorer virker med i forsøgene, f.eks. beskaffenheden af jernets overflade. For at løse problemet gennemfører forfatteren et par forsøgsrækker, hvoraf fremgår, at glidespændingen aftager med voksende jern diameter. Det drejer sig om udtrækningsforsøg med glatte rundjern. Prøvelegemernes tværsnit var konstant, længden varierede. Dernæst undersøges jernoverfladens beskaffenhed. Først og fremmest tillægges overfladens ruhed stor betydning. Maksimum af glidemodstand menes at nås, når indbyrdes glidning mellem beton og jern når samme størrelsesorden som grænsefladens ujævnheder. Der opstilles forsøgsvis et indeks for ruhed. Indtil omtrent den grænse, hvor glatte stål trækkes ud, forholder deformerede stål sig som de glatte, men derudover besidder de deformerede stål en reserve på 50-100%.

Betonens indflydelse på adhæsionen behandles også. Resultaterne kan kort samles i, at en øget betonstyrke også betyder en øget adhæsion. Her til bemærkes dog, at forudsætningen for en god adhæsion er en god omstøbning. En tør beton kan således meget vel udvikle en betydelig trykstyrke, men hvis dens stive konsistens har bevirket en dårlig omstøbning, forringes adhæsionen til trods for trykstyrkeforøgelsen.

Tredie kapitel omfatter en række forsøgsresultater med prøvelegemer underkastet rent træk og bøjning.

1) 120 cm lange betonprismer med tværsnittet 12 x 12 cm og eet armeringsjern indstøbt i længdeaksen. Jernet underkastedes træk på indtil 3200 kg/cm². At revnebilledet blev gunstigst for deformerede stål, fremgår tydeligt af de viste fotografier. Ved $\sigma_j \sim 2870$ kg/cm² blev de maksimale revnevidder 0,90 mm ved glat stål, 0,50 mm ved torstål, 0,40 mm ved istegstål og 0,40 mm ved caronstål. Jern diameteren var 20 mm, dæklaget altså 5 cm. Der opstilles en formel for revneafstand

$$x = \frac{2}{\mu} \cdot \frac{F_j}{O} \cdot \frac{\sigma_{b, BRUD}}{\tau_{bj, BRUD}}$$

hvor O er jernets perimenter og $\sigma_{b, BRUD}$ er den betontrækstyrke, der resterer til at optage kræfter som følge af jernets forlængelse, når det træk, der opstår i betonen som følge af svindet, subtraheres fra den sædvanlige trækstyrke. For revnevidden er formelen:

$$y = x \cdot \left[\frac{\sigma_j + \sigma'_j}{E_j} \cdot \frac{1+c}{3} + \frac{\sigma_j}{E_j} \right]$$

hvor σ_j er jernspændingen på den frie del af jernet, σ'_j er jernspændingen midt imellem 2 revner og c en størrelse, der sættes til $\frac{1}{2} - \frac{2}{3}$. Ved anvendelsen af disse formler sættes $\tau_{bj, BRUD}$ til 20 kg/cm² ved de glatte stål og 30 kg/cm² ved de deformerede.

2) 40 cm lange betonprismer med tværsnittet 12 x 12 cm og eet armeringsjern. Her lægges der særlig vægt på at påvise, at medens kraftoverførslen til betonen ved glatte jern hurtigt når et maksimum og derefter aftager, fordi de glatte jern løsner sig, forbliver kraftoverførslen nogenlunde konstant efter maksimum ved de deformerede jern.

3) Bøjningsforsøg med 2 m lange bjælker, h = 20 cm, b = 12 cm, forsynet hver med eet armeringsjern med kroge. På strækningen 1,20 m i midten var momentet konstant. Også her blev der taget revneobservationer, men spændingerne

nåede ikke så højt som ved trækforsøgene, hvorfor tallene har mindre interesse. De foran opstillede formler for revneafstand og -vidde tilpasses til nærværende tilfælde. Det skal sluttelig bemærkes, at der ikke kunne fremkaldes forankringsbrud i nogen af bjælkerne.

21) AAKE HOLMBERG:

Betongkonstruktioner med bättre ekonomi. (8 sider). Tekniska Förenings Förhandlingar. (Finland). Nr. 2, 1952.

En undersøgelse af betonkonstruktioners økonomi. I et afsnit om revnedannelse refereres nogle forsøg, hvor jern med forssellringe sammenlignedes med almindelige kamjern. Med jern diameter 20 mm og armeringsprocent 1,42 opnåedes følgende revnevidder ved anvendelsen af forssellringe:

σ_j kg/cm ²	Revnevidde i mm	Anmærkning
2000	0,090	efter 25000 belastninger.
2500	0,100	
3000	0,115	
3000	0,220	

Det anføres, at ved de samme spændingstrin blev revnerne bredere ved kamjern.

Denne forfatter har i øvrigt givet følgende oplysninger:

Civilforsvarsstyrelsen har for et fuldtræffersikkert beskyttelsesrum tilladt jernspændingen 4000 kg/cm². Byggnadsstyrelsen har for et bibliotek tilladt 4000 kg/cm². Flere kommunale bygningsnavn har for bygninger af forskellig slags tilladt den samme spænding. Væg- og vattenbyggnadsstyrelsen har for foreløbig 4 broer tilladt 3000 kg/cm² og for et kranbanefundament i Ystad havn spændingen 3500 kg/cm².

Dette gælder Halmstad Järnverks koldstrakte stål med $\sigma_{0,2} \sim 7000$ kg/cm² (HJS 70).

22) V. KUUSKOSKI:

Tillaatna pakänningar hos armeringsstål. (20 sider). Betong nr. 3. 1952.

En sammenfatning af forfatterens anskuelser på grundlag af hans egne tidligere arbejder og på grundlag af andres resultater.

Det resumeres først, at de fleste forskere opstiller følgende formel for revneafstand:

$$x = K_1 \frac{d}{\mu} \cdot \frac{\sigma_{b, BRUD}}{\tau_{bj, max}}$$

hvor K_1 ligger mellem 0,5 og 1,0 og følgende formel for revnebredde:

$$y = \frac{x}{E_j} \left[\sigma_j + K_2 \cdot \sigma_{b, BRUD}^t \right]$$

hvor K_2 afhænger af μ og n.

Dernæst sammenstilles forskellige opfatelser om den tilladelige jernspænding. Granholm har undersøgt bjælker armeret med SAS 60, $\mu = 0,37-1,07\%$, $\sigma_T = 227-400$ kg/cm², $\sigma_j = 3000$ kg/cm². Revnebredderne blev 0,06-0,15 mm. Endvidere pladebjælker, $\mu = 1,13$, $\sigma_T = 216-293$ kg/cm², $\sigma_j = 3000$ kg/cm². Revnevidderne blev 0,08-0,14 mm. Granholm mener på grundlag heraf, at man for SAS 60 kan sætte $\sigma_{j, till.} = 3000$ kg/cm². Themner foreslår for samme stål $\sigma_{j, till.} = 2500$ kg/cm².

Forfatteren redegør for sine egne forsøg med 25 prismatiske trækprøvelegemer, hver med to indstøbte stål, enten glatte eller kamstål. Ved det ene af stålene var der udsparet en række huller i betonen, således at E_j kunne måles et antal steder langs jernet. Betonkvaliteten varierede fra $\sigma_T = 145$ kg/cm² til $\sigma_T = 412$ kg/cm².

På grundlag af disse forsøg sættes $\tau_{bj, max}$ til

$$\tau_{bj, max} = \left[10^{+5} \cdot \sigma_T + 0,014 \right] \cdot 0,9 \left[\frac{1}{\mu} + n \right] \cdot \sigma_{b, BRUD}^t$$

Endvidere mener forfatteren det berettiget at antage et trekantformet spændingsfald i jernet imellem to revner. Derved opnås følgende ligninger for revneafstand og revnebredde:

$$x = 0,45 \cdot \frac{d}{\mu} \cdot \frac{\sigma_{b, BRUD}^t}{\tau_{bj, max}}$$

$$y = \frac{x}{E_j} \left[\sigma_j + 0,45 \left[\frac{1}{\mu} + n \right] \sigma_{b, BRUD}^t \right]$$

Forfatteren foreslår $\sigma_{j, till.} = 4000$ kg/cm² for σ_T over 300 kg/cm²
 $\sigma_{j, till.} = 3000$ kg/cm² for σ_T mellem 200 og 300 kg/cm²
 $\sigma_{j, till.} = 2000$ kg/cm² for σ_T mellem 150 og 200 kg/cm²

23) MINISTRY OF WORKS:

Steel Economy Bulletins. No. 1. The Design of Buildings. August 1952. (4 sider).

Denne bulletin indskærper at tilrettelægge konstruktionerne med størst mulig besparelse af stål for øje. De fleste anvisninger er trivielle. Derfor citeres kun punkt 19:

"Spændinger højere end de, der tillades i

C.P.114, kan ofte retfærdiggøres. I hænderne på en erfaren konstruktør vil en tilladelig trækspænding på 1400 kg/cm² for blødt stål og 2100 kg/cm² for koldbearbejdet stål være rimelig. Hvor stål med deformeret overflade påvises at have en særlig god adhæsion, og det forudsættes, at grov revnedannelse undgås ved omhyggelig udformning af detaljerne og ved at undgå tværsnit med store forskydningspændinger (single-intersection shear systems), kan endnu højere spændinger tillades".

Den sidste anvisning må antagelig bero på den iagttagelse, at den groveste revnedannelse ofte kommer, ikke hvor momentet er størst, men hvor forskydningskræfterne er størst (naturligvis i forbindelse med en vis størrelse af momentet). Således kommer de største revner i en bjælke belastet i trediedelspunkterne netop i trediedelspunkterne. Dette gælder imidlertid kun ved rundjern, men ikke ved kamjern.

24) WALTHER SCHUTTE UND WALTER ERNST:

Versuche an Stahlbetonbalken mit Queri-Stahl-Bewehrung. (8 sider). Beton- und Stahlbetonbau. Januar 1952.

Bøjningsforsøg med 11 forsøgsbjælker af tilstræbt ringe betonkvalitet. Revnebredden og revneafstandene er målt.

Hver bjælke var armeret med 1 stk. Queri-Stahl. Dette stål er forsynet med kamme omtrent som dansk kamstål. (Bjælke 11 var undertagsvis armeret med 2 stk. Queri-Stahl).

I efterfølgende tabel er anført de fundne revnebredder og revneafstande ved $\sigma_j = 3000$ kg/cm².

Bjælke nr.	Ståldiam. mm	Dæklag cm	Revneafstand		Revnebredde mm
			Gennemsnitlig cm	Maksimal cm	
1	10	3,2	13,4	19,0	0,12
2	10	2,5	11,5	20,0	0,14
3	16	3,0	17,2	27,0	0,20
4	16	3,5	19,3	29,8	0,19
5	16	2,8	12,3	20,5	0,18
6	18	2,9	11,0	21,5	0,19
7	18	2,9	12,2	19,5	0,17
8	18	2,8	16,4	23,0	0,25
9	30	3,8	11,6	21,1	0,33
10	30	4,0	13,6	33,4	0,30
11	30	3,1	13,1	38,9	0,27

Tillige bør fremhæves følgende tabel:

Lasttrin σ_j kg/cm ²	Største revnevidder i mm:					
	Bjælke 9		Bjælke 10		Bjælke 11	
	belastet	aflastet	belastet	aflastet	belastet	aflastet
1400	0,14	0,04	0,09	0,03	0,13	0,03
1800	0,18	0,05	0,14	0,04	0,15	0,04
2400	0,25	0,05	0,21	0,05	0,16	0,04
3000	0,33	0,06	0,30	0,06	0,27	0,05
3600	0,41	0,06	0,40	0,09	0,35	0,06
4200	0,51	0,09	0,47	0,10	0,44	0,06

Tabellen viser, i hvor høj grad revnerne lukkede sig ved aflastning. På hvert af lasttrinene i tabellen skete 10-25 be- og aflastninger.

25) AMERIKANSKE NORMER:

Building Code Requirements for reinforced Concrete. (ACI 318-47). September 1947.

305. Tilladelige spændinger i betonen:

Beskrivelse:	$\sigma_{till.}$
Bøjning: σ_p er prismestyrken efter 28 døgn.	
Kanttrykspænding	0,45 σ_p
Kanttrækspænding i fundamenter af grovbeton	0,03 σ_p
Forskydning:	
Skrå hovedtrækspænding i bjælken uden forskydningsarmering og uden speciel forankring af armeringen	0,02 σ_p
Bjælker uden forskydningsarmering, men med speciel forankring af armeringen	0,03 σ_p
Bjælker med dimensioneret forskydningsarmering men uden speciel forankring af armeringen	0,06 σ_p
Bjælker med dimensioneret forskydningsarmering og med speciel forankring af armeringen	0,12 σ_p
Plader	0,03 σ_p
Fundamenter	0,03 σ_p men højst 5,3 kg/cm ²

Adhæsion:

Glatte jern i bjælker og plader	0,04 σ_p , højst 11,2 kg/cm ²
Deformerede jern do.	0,05 σ_p , " 14,1 "
Glatte jern med kroge i bjælker, plader og enkeltarmerede fundamenter	0,06 σ_p , " 14,1 "
Deformerede jern med kroge i bjælker, plader og enkeltarmerede fundamenter	0,075 σ_p , " 17,6 "
Glatte jern med kroge i krydsarmerede fundamenter	0,045 σ_p , " 11,2 "
Deformerede jern med kroge i krydsarmerede fundamenter	0,056 σ_p , " 14,1 "
Jævnt fordelt tryk over en flade	0,25 σ_p
Jævnt fordelt tryk over højst en trediedel af en flade	0,375 σ_p

306. Tilladelige trækspændinger i armeringen:

1410 kg/cm² for "Rail Steel Concrete Reinforcement Bars", "Billet-Steel Concrete Reinforcement Bars" af middel og hård kvalitet, "Axele-Steel Concrete Reinforcement Bars" af middel og hård kvalitet og "Cold-Drawn Steel Wire for Concrete Reinforcement".
1270 kg/cm² for "Billet-Steel Concrete Reinforcement Bars" af "structural" kvalitet og "Axle-Steel Concrete Reinforcement Bars" af "structural" kvalitet.

I enkeltarmerede plader af højst 370 cm's spændvidde:

50 % af flydespændingen, men i ingen tilfælde mere end 2110 kg/cm². Dette gælder jern med $d \leq 10$ mm.

505. Minimumsafstanden mellem parallelle jern skal være $1\frac{1}{2}d$. Ved speciel forankring (se 903) d. Dog må afstanden ikke blive mindre end $2\frac{1}{2}cm$, heller ikke mindre end $4/3$ gange største kornstørrelse. Afstanden imellem jernlagene indbyrdes skal være mindst $2\frac{1}{2}cm$.

506. Stødning af armeringen skal helst undgås ved de stærkest påvirkede tværsnit. Stødlængden skal være tilstrækkelig, til at kræfterne kan overføres ved adhæsion.

507. Dæklagstykker:

a. Fundamenter og andre konstruktioner, hvor betonen udstøbes imod jord:

Mindst $7\frac{1}{2}cm$ dæklag.

Betonoverflader, der efter afformningen udsættes for vejrlig eller ligger an mod jord:

Mindst 5 cm for armering sværere end $d=16mm$
" 4 " " " spinklere " $d=16$ "

b. Indendørs konstruktioner:

Mindst 2 cm for plader og vægge.

" 4 " " bjælker og søjler.

903. Ved "speciel forankring" forstås enten standardkroge eller, at jernene krydser bjælken og forener sig med armeringen for momentet med modsat fortegn.

906. Ved "standardkrog" skal enten forstås

- 1) en halvcirkulær bøjning med radius for jernaksen mindst 3 d og højst 6 d plus et tilbageløbende lige stykke på mindst 4 d.
- 2) en kvartcirkulær bøjning med radius for jernaksen mindst 4 d og et lige stykke på mindst 12 d.

26) BELGISKE NORMER:

Instructions relatives aux ourages en beton armé. 1950.

V. § 1: Tilladelige spændinger for beton under simpel eller sammensat bøjning.

Art. 27.3. Tilladelige betontrykspændinger i kg/cm²

Beton	Cement	Cementindhold i kg/m ³		
		300 kg	350 kg	400 kg
x) A & B	P.N.-H.F.N.	45	50	55
	P.H.R.-H.F.H.R.	50	55	60
	P.D.R.	55	60	65
x) C & D	P.N.-H.F.N.	40	45	50
	P.H.R.-H.F.H.R.	45	50	55
	P.D.R.	50	55	60

x) Forskellige kornkurver og tilslagsmaterialer.

Disse tilladelige spændinger gælder for underordnede byggepladser, hvor der ikke føres laboriemæssig kontrol med betonen.

4. Trykstyrken efter 7 døgn af prøveterninger skal være så mange gange ovennævnte værdier, som følgende tabel angiver.

Cement	Betonens alder når konstruktionen tages i brug.		
	28 døgn	90 døgn	180 døgn og mere
P.N.-H.F.N.	2,4	1,9	1,6
P.H.R.-H.F.H.R.	2,8	2,3	2,0
P.D.R.	3,2	2,7	2,5

Art. 32. Stål med høj flydegrænse anvendt i ikke forspændte konstruktioner.

a) Glatte rundstål: Samme tilladelige spændinger som i artikel 31.

b) Deformerede stål, hvis adhæsion til betonen er mindst 40 % bedre end glatte ståls: Halvdelen af flydegrænsen, dog højst 1800 kg/cm².

§ 5: Adhæsionsspændinger.

Art. 38.1. Forankringslængden for et lige jern skal

være $2,5 \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_b, till.}$. d for almindelige, glatte rundjern.

b) $K \cdot 2,5 \cdot \frac{\sigma_j}{\sigma_b, till.}$. d for deformerede jern.

K bestemmes som forholdet mellem den kraft, der er nødvendig for at trække et glat rundjern ud af et betonprisme, 15 x 15 cm, længde 8 d, og den kraft, der er nødvendig for at trække det deformerede jern ud.

Nævnte forankringslængder forudsætter tilstedeværelsen af bøjler med højst 20 cm imellem. I modsat fald skal længderne forhøjes 50 %.

2. Forankring med kroge:

For et givet punkt, hvor spændingen er σ_j , skal der være følgende længde til krogens begyndelse:

- 1) $\frac{\sigma_j}{1200} \cdot 10 \cdot d$, såfremt der er tryk i betonen i jernets retning.
- 2) $\frac{\sigma_j}{1200} \cdot 20 \cdot d$, såfremt der er træk i do.do.

Krogen skal have diameteren $3d-5d$ og et tilbagegående stykke på mindst $3d$.

Art. 39. For stødlængder gælder det foran angivne om forankringslængder.

27) ENGELSKSKE NORMER:

British Standard Code of Practice. CP 114. 1948. The structural use of normal reinforced concrete in buildings.

303. Table 7 (se skema nederst på siden).

Den tilladelige spænding i jern, der ikke stemmer med B.S. 785 og B.S.1144, må ikke overstige halvdelen af den garanterede flydespænding. Opmærksomheden må være henvendt på, at uønsket revnedannelse ikke opstår, og medens 1900 kg/cm^2 ikke må overskrides, må en lavere værdi måske vælges for at begrænse rustangreb.

304. Dæklaget på længdearmeringen i en bjælke skal mindst være $2\frac{1}{2} \text{ cm}$ og ikke mindre end jernets diameter.

Tilsvarende i plader $1\frac{1}{4} \text{ cm}$ og ikke mindre end diameteren.

På bøjler m.m. $1\frac{1}{4} \text{ cm}$ og ikke mindre end diameteren.

Ved udendørs konstruktioner, konstruktioner imod jord og indendørs konstruktioner, der er særlig udsat for rustangreb, forhøjes nævnte tykkelser med $1\frac{1}{4} \text{ cm}$.

305. Afstanden mellem to parallelle jern skal mindst være diameteren af det tykkeste eller $1\frac{1}{4} \text{ cm}$ mere end den nominelle maksimale stenstørrelse i betonen. Afstanden mellem to lag jern skal være mindst $1\frac{1}{4} \text{ cm}$.

Table 7: Tilladelige jernspændinger:

	Blødt stål B.S. 785, 1938	Blødt stål med garanteret flydegrænse; og "medium tensile steel" B.D. 785	"High tensile steel" B.S. 785		Koldt snoede stål	
			Enkeltstænger	Dobbeltstænger	Enkeltstænger	Dobbeltstænger
	garanteret flydegrænse; kg/cm^2 :					
		26 - 3090	3150-3620	4220	3800	
$\sigma_{j, \text{till.}}$	1265 kg/cm^2	Halvdelen af den garanterede flydegrænse men ikke over 1900 kg/cm^2 undtagen i tilfælde af forspændt beton				

307. Ved lige jern skal forankringslængden være

$$\frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_{j, \text{till.}}}{\tau_{bj, \text{till.}}}, \text{ dog mindst } 12 \text{ d.}$$

Findes kroge subtraheres $16d$ fra denne værdi. Krogen skal da have en indre diameter mindst $4d$ og det lige, tilbagegående stykke skal være mindst $4d$. En bøjning på et jern antages at have en forankringsværdi som længden $4d$ pr. 45° s bøjning, forudsat

- 1) Radius i bøjningen er mindst $2d$.
- 2) Længden af det lige stykke efter bøjningen er mindst $4d$.

I intet tilfælde kan værdien overskride $16d$.

207 og 303. Table 1 og Table 4 (se øverst side 33).

28) FRANSKE NORMER:

Règles d'Utilisation du Béton Armé. Décembre 1945. Corr. Mars 1948.

1.1 De forskellige stål karakteriseres ved deres formelle elasticitetsgrænse, $\sigma_{\text{elast.}}$

2.110 Når der dimensioneres efter disse normer, og når revnedannelsen i trækzonen ikke kan blive skadelig for armerings- og dæklags holdbarhed, kan den tilladelige jernspænding sættes til

$$\sigma_{j, \text{till.}} = 0,6 \cdot \sigma_{\text{elast.}} \text{ for } \sigma_{\text{elast.}} \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{j, \text{till.}} = 0,4 \cdot \sigma_{\text{elast.}} + 480 \text{ for } \sigma_{\text{elast.}} \geq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{j, \text{till.}} = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ ved cementer af klasse } 160-250.$$

I dette tilfælde kun højere, hvis punkt 2.111 opfyldes.

2.111 Det må anbefales at træffe dispositioner for at begrænse revnernes bredder. Den anvendte beton bør være sådan, at dens tilladelige trykspænding er mindst $1/20$ af den tilladelige trækspænding for stålet. Sidstnævnte må ikke overstige 1800 kg/cm^2 , medmindre det retfærdiggøres specielt.

Table 1 og Table 4: Tilladelige spændinger m.m.

Tilladelig betonspænding i kg/cm^2

Blanding	$\sigma_{T, 28}$ kg/cm^2	Direkte tryk	Ren bøjning	Forskydning	Adhæsion	
					gennemsnitl.	lokal x)
1:1:2	317	80	105	9,1	10,5	15,5
1:1½:3	264	67	88	8,1	9,5	14,1
1:2:4	211	53	70	7,0	8,4	12,7

x) bestemt som $\frac{Q}{h_t \cdot O}$, hvor O er den samlede perimenter af trækzonen jern.

2.120 Hvis revnedannelsen må antages at kunne blive skadelig for konstruktionens holdbarhed, må ovennævnte tilladelige stålsænder kun anvendes, såfremt betonens kvalitet og især dens kompaktthed og armeringens anordning kan påvises at berettige det.

2.121 I ingen tilfælde må $\sigma_{j, \text{till.}}$ overskride 1440 kg/cm^2 ved beton med 350 kg cement pr. m^3 og med trykstyrken 280 kg/cm^2 efter 90 døgn samt tæthed i tør tilstand mindst $0,80$. 1600 kg/cm^2 ved beton med 400 kg cement pr. m^3 og med trykstyrke 320 kg/cm^2 efter 90 døgn samt tæthed i tør tilstand $0,82$.

2.122 Specielle licitationsbetingelser vil kunne begrænse $\sigma_{j, \text{till.}}$ til 1000 kg/cm^2 , hvor den ene betonoverflade er i konstant berøring med vand (rørledning, slusebund, brønd etc.). 1200 kg/cm^2 i andre tilfælde.

2.21 Den tilladelige betontrykstyrke sættes til 1) 28% af 90 døgns trykstyrke (bestemt omtrent som styrken af 14 cm terninger, når kornstørrelsen er over 25 mm , 7 cm terninger, når kornstørrelsen er mindre end 25 mm , idet dog terningen danner midteparti af et længere prisme, der altså knuses ved et tryk på tværs af længdeaksen. Styrken kan dog også bestemmes af alm. terninger).

(2.24):

Cement klasse	kg cement pr. m^3 beton	$\sigma_{b, \text{till.}}$ i kg/cm^2		Fabriksstøbte elementer	$\sigma_{b, \text{till.}}^t$ i kg/cm^2		Fabriksstøbte elementer
		Alm. arb. plads uden/med udtagning af prøvelegemer	Fabriksstøbte elementer		Alm. arb. plads uden/med udtagning af prøvelegemer	Fabriksstøbte elementer	
250	350	63	72	100	6,6	7,2	9,0
- 315	400	72	80	120	7,2	7,7	10,0
160	350	50	x)	- x)	5	xx)	- xx)
- 250	400	56		-	5,6		

x) Værdierne 50 og 56 gælder også i denne kolonne. Højere værdier tillades kun, såfremt styrken af den proportionerede beton undersøges i overensstemmelse med 2.21 og 2.22.

xx) Samme bemærkning gælder værdierne 5 og $5,6$ i denne kolonne.

2) 33% af 90 døgns trykstyrken ved fabriksstøbte elementer.

2.22 Den tilladelige betontrækstyrke sættes til 28% af 90 døgns trækstyrke (bestemt ved at fremkalde bøjningsbrud i ovennævnte prisme, hvis længde er fire gange sidelinen. Af stumperne bestemmes dernæst trykstyrken som beskrevet).

2.24 Hvor styrken af den proportionerede beton ikke undersøges forud for arbejdets igangsættelse på ovennævnte måde, sættes de tilladelige spændinger til: (se skema nederst på siden).

2.310 Et lige armeringsjerns modstand imod glidning afhænger i høj grad af kvaliteten og mængden af den omgivende beton. Den tilladelige adhæsionsspænding sættes til $\tau_{bj, \text{till.}} = \frac{2 \cdot \sigma_{b, \text{till.}}}{(1 + \frac{d}{R_1})(1 + \frac{d}{R_2})}$ hvor d er jernets diameter, R_1 mindste afstand fra jernakse til fri betonoverflade og R_2 mindste derpå vinkelrette afstand fra jernakse til fri betonoverflade.

Forankringslængden for lige jern er

$$l_0 = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_{j, \text{till.}}}{\tau_{bj, \text{till.}}}$$

2.312 Når den beton, der omhyller armeringen, er gennemsat af jern på tværs af armeringen (altså bøjler), om hvilke man kan antage, at de virkningsfuldt vil kunne modsætte sig, at der åbner sig længderekner langs jernene, kan R_1 og R_2 øges med en fiktiv størrelse.

35. Tilladelige spændinger m.m.

	Betonkvalitet			
	A	B	C	D
Betonens terningstyrke, $\sigma_{T,28}$	290	230	180	140
Centralt tryk σ_o , till.	54	46	38	30
Ren bøjning σ_b , till.	84	72	60	48
Skrå trækspænding i plader uden forskydningsarmering	8	7	6	5
Samme i bjælker	6	5	4	3
Skrå trækspænding i bjælker og plader med fuld forskydningsarmering	20	17	14	11
Adhæsionsspænding, τ_j , till.	10	9	8	7
Stålsplænding, σ_j , till.	1200	1200	1200	1200
Samme i vandbygning m.m.	1000	1000		
" i vandbeholdere	800	800		
Stålsplænding ved hårdt stål σ_j , till.	1600	1600	1600	1600

31) SCHWEIZISKE NORMER:

Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten. 1951.

Art.5.1. Der skelnes mellem normal beton (B.N.), kvalitetsbeton (B.H.) og specialbeton (B.S.). Klassifikationen retter sig efter terningstyrken efter 28 døgn.

4. I beton med jernindlæg bør som regel anvendes 300 kg cement pr. m^3 færdig beton. I konstruktioner, der er unddraget vejrliget og andre skadelige indflydelser, kan cementmængden i normal beton mindskes til 250 kg/cm^3 , hvis de styrker, der nedenfor anføres for beton med 300 kg cement pr. m^3 , opnås.

5. Følgende 28 døgns terningstyrker skal findes:

Cementmængde i kg/m^3	Middelterningstyrke i kg/cm^2	
	for B.N.	for B.H.
150	70	-
200	110	-
250	160	-
300	220	300
350	280	380

De enkelte terningers styrke må ikke ligge

	Trækstyrke kg/cm^2	Strægrænse kg/cm^2	Brudforlængelse i %	Koldbøjepøver, bøjetal ved revne i trækzone	trykzone
I. Normalt byggestål naturhårdt	3600	2400	25	80	40
II.a. Koldstrakt, snoet byggestål	4200	3500	14	80	40
II.b. "Hochwertig" byggestål, naturhårdt	5200	3500	20	80	40
III. Trukket ståltråd	12000	10000	2,5 (20 cm målelængde)		

lavere end

25% under nævnte værdier for B.N. og 20% " " " " B.H.

Art.6. Såfremt der ikke foreligger særlige undersøgelser, ansættes følgende (σ_T er terningstyrken efter 28 døgn):

Prismestyrken: $\sigma_p \approx 0,75 \cdot \sigma_T$

Trækstyrken: $\sigma_t \approx 1,2 \sqrt{\sigma_T}$ à $1,5 \sqrt{\sigma_T}$

Bøjningstrækstyrken: $\sigma_{t,b} = 3 \sqrt{\sigma_T}$

Forankringsstyrke for rundjern: $\tau_{bj} \approx 10 \sqrt{\frac{\sigma_T}{d \cdot l}}$, hvor

d er jerdiameter i cm, l forankringslængde i cm.

Art.11.2. For de forskellige stålsorter gælder nedenstående inddeling og minimalværdier. (Se nederst på siden).

4. Stålene i grupperne IIa og IIb bør kun anvendes i forbindelse med kvalitetsbeton, og deres adhæsion til betonen må eftervises at være mindst 25% bedre end ved stålene i gruppe I.

Stålene i gruppe III anvendes til forspændt beton.

Art.15.1. I jernbeton kan revnedannelse ikke forhindres fuldstændigt. Fine revner er dog i almindelighed ikke skadelige.

2. Revnedannelsen kan formindskes ved at indskrænke betonens forlængelser og afstanden mellem stålindlæggene.

3. Er konstruktionerne i særlig grad udsat for vejrlig eller andre skadelige indflydelser, må bøjetrækspændingerne og -forlængelserne nedsættes.

Art.25.1. Spændingerne ved tryk og bøjning må for de i artikel 5 definerede betonsorter, for egenvægt og alle andre belastninger (dog ikke temperatur- og svindvirkninger) ikke overskride de i følgende tabel anførte værdier.

2. Når temperaturændringer og svind tages i betragtning, må tabellens værdier forhøjes 15% når temperatur- eller svindvirkning medregnes, 30% " både " og " "

Tilladelige betontrykspændinger i jernbeton. kg/cm^2

	Normal beton (B.N.)		Kvalitetsbeton (B.H.)		Specialbeton (B.S.)	
	jævnt fordelt tryk	kanttryk	jævnt fordelt tryk	kanttryk	jævnt fordelt tryk	kanttryk
I. Bjælker (ikke pladebjælker) med $b \geq 18$ cm Lukkede hule tværsnit og kassetværsnit med $b \geq 18$ cm Søjler med $b \geq 25$ cm Dæk med $t \geq 10$ cm	50	75	75	110	$\frac{\sigma_T}{4}$	$\frac{\sigma_T}{3}$
II. Andre tværsnit (pladebjælker, ribbe- og hulbjælkedæk, tværsnit af kategori I med mindre dimensioner)	45	65	65	100	$\frac{\sigma_T}{4,7}$	$\frac{\sigma_T}{3,53}$

Tillæg til tilladeligt kanttryk: $\frac{1}{10} \cdot \sigma_j$, till. + σ_j , hvor σ_j er den faktiske jernspænding, σ_j , till. er den tilladelige jernspænding, dog højest $1/3$ af de ovennævnte tilladelige kanttryk.

3. Når ovennævnte værdier forhøjes, fordi temperatur- og svindvirkninger er medtaget, må kantspændingen dog aldrig overskride

110 kg/cm^2 ved B.N.

150 " " B.H.

$\frac{\sigma_T}{2}$ " " B.S.

Art.26.1. Den tilladelige trækspænding i stål af kategorierne I og IIa og IIb, artikel 11, må, for egenvægt og alle andre belastninger (dog ikke temperatur- og svindvirkninger), ikke overskride de i følgende tabel anførte værdier.

2. Når temperatur- og svindvirkninger tages i betragtning, må tabellens værdier forhøjes

100 kg/cm^2 når temperatur- eller svindvirkninger medregnes, 200 " " både " og " "

Tilladelige spændinger i armeringen. kg/cm^2 .

	Alt undtagen jernbanebroer		Jernbanebroer	
	Stål I	Stål II	Stål I	Stål II
I. Bjælker (ikke pladebjælker) med $b \geq 18$ cm o.s.v., se forrige skema (art.25)	1600	2000	1400	1600
II. Andre tværsnit (pladebjælker o.s.v., se forrige skema)	1400	1800	1200	1400

Art.27. Hvor en betonflade kun er lokalt trykpåvirket, og den ved stålindlæg er sikret mod sprængning, må den tilladelige, lokale trykspænding sættes til $\frac{\sigma_T}{2}$.

Art.34. Armeringens adhæsion til betonen må altid være sikret. Om nødvendigt må spinkle jern eller jern, der i kraft af en særlig beskaffenhed (tværsnit, overflade) sikrer

bedre adhæsion, anvendes.

Art.35.1. Revnedannelsen i trækzonen må skænkes en særlig opmærksomhed. (Jvf. Art.15).

2. Godt fordelte stålindlæg er egnede til at nedsætte revnedannelse hidrørende fra svind.

3. Omhyggeligt anordnede dilatationsfuger er ligeledes egnede til at forhindre revnedannelse fra svind, temperaturændringer og uregelmæssige sætninger.

Art.36. Følgerne af vejrligets og kemiske og fysiske virkninger skadelige indflydelse må såvidt muligt modvirkes ved passende teknologiske og konstruktive forholdsregler.

Art.38. God fordeling og små indbyrdes afstande mellem jernene øger sikkerheden mod revnedannelse. Dog må disse afstande samt afstandene til formene vælges således, at en god omstøbning sikres. Således skal den frie afstand fra jernoverflade (også fra bøjlerne) til formen være mindst 1 cm i indendørs konstruktioner og 2 cm i andre konstruktioner.

Ved usædvanlige konstruktionsforhold eller når andre, særlige forhold foreligger, som f.eks. gennemsvivende vand, især også når særlig stor rustfarve eller kravet om særlig beskyttelse mod ild forlanger det, må dæklaget på armeringen forøges.

Art.39.1. Følgende mål fastlægges:

	Indvendig radius ved opbøjninger	Indvendig radius i kroge	Stødlængde når der er kroge
Stål I	10.d	2,5 d	30.d
Stål II	12.d	4 d	36.d

Forankringer skal helst ske i trykzoner.

2. Ved forankringer i trykzoner kan endekroge undtagelsesvis bortfalde, når der sørges

for tilstrækkelig forankringslængde, der kan overføre kræfterne med mindst sikkerhedsgraden 3. (jvf. Art. 6).

3. Stødforbindelser må helst undgås. Hvis de forekommer, må de såvidt muligt anbringes, hvor spændingerne er små og forsættes for hverandre.
4. Stødforbindelser kan dels anordnes ved overlapning af jernenderne, dels ved svejsning, eller ved skruemuffer.

32) SVENSKA NORMER:

Statliga Betongbestämmelser.
Del 1. 1949.

- 8: 1. For at opnå godt samvirke mellem beton og jern bør ståldiametrene vælges så små som muligt.
- 8: 2. Dæklagets tykkelse skal mindst være det i følgende tabel angivne og samtidig mindst d cm ved glatte jern, $1\frac{1}{2}d$ og 2 d henholdsvis under og på siden af kamjern.

	Massive plader	Bjælker rammer vægge	Buer søjler hvælvinger
1. Indendørs	1 cm	2 cm	3 cm
2. Helt eller delvis i fri luft - samt bygningsdele udsat for stærke temperatur-svingn., røggasser eller lignende	2 cm	3 cm	4 cm
3. I eller tæt ved vand	3 cm	4 cm	4 cm

- 8: 3. Hvor der ikke er stød, skal den frie afstand mellem parallelle, glatte stænger være mindst $1\frac{1}{2}d$.
Den frie afstand imellem to lag armering skal være mindst d. For kamstål er de tilsvarende tal 2 d og $1\frac{1}{2}d$.
Som minimumsmål sættes dog henholdsvis 30 mm og 19 mm.
- 8: 42. Kamstål behøver som regel ikke at være forsynet med krog eller anden ekstra forankring for enderne.
- 8: 52. Stødning af kamstål i bøjede konstruktionsdele: Stængerne føres 5 d forbi hinanden. Dernæst opbøjes de i forholdet 1:3, således at der bliver 30. d imellem enderne af de opbøjede stykker. I plader, hvælvinger og vægge kan enderne føres 35 d forbi hinanden uden opbukninger.
- 8: 6. Ved opbukninger af kamstål skal den indre krumningsradius være mindst 10. d.
- 9: 311. De tilladelige bøjningsspændinger for betonen er i de almindelige belastningstilfælde:

Betonkvalitet	$\sigma_{b, till.}$
K 400 ($\sigma_T = 400 \text{ kg/cm}^2$)	125 kg/cm^2
K 350	110 "
K 300	95 "
K 250	80 "
K 200	65 "
K 150	50 "

9: 316. De tilladelige forskydningsspændinger:

Betonkvalitet	τ_b	τ_{bs}
K 400	8,5	19
K 350	8	18
K 300	7,5	17
K 250	7	16
K 200	6,5	15
K 150	5,5	13

τ_b såfremt beton må optage de skrå hovedtrækspændinger alene.

τ_{bs} såfremt der findes skråjern til at optage hovedtrækspændingerne.

9: 317. Adhæsion:

Ved bøjning uden normalkraft $\tau_{bj, till.}$ for kamstænger 2 gange τ_b i tabellen 9: 316. Ved fuldgod forankring (opnået ved større forankringslængde, ankerplade eller andet - endekroge er dog ikke nok) er τ_{bj} for kamstål 3 gange τ_b i tabellen 9: 316. Efter opbukning af tilstrækkelig armering til at tage de skrå hovedtrækspændinger, kan de tiloversblevne ligeløbende jern have $\tau_{bj, till.}$ 4 gange τ_b .

- 9: 4. Tilladelige armeringsspændinger i de almindelige belastningstilfælde (se øverst side 39).
- 9: 5. Ved exceptionelle belastningstilfælde, dog ikke temperatur- og vindkræfter medregnet: 20% højere spændinger.
Ved exceptionelle belastningstilfælde, temperatur- og vindkræfter medregnet: 30% højere spændinger.

33) TYSKE NORMER:

A. Bestimmung für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton.
DIN 1045. 1943.

§ 5.6. Ståltyper (se skema side 39).

§ 14.1.a) Kroge:

Betonstål I: Indvendig diameter i krogen: 2,5. d.
" II og III: " " " : 5. d.
Deformerede stål i bjælker og pladebjælker dog 2,5. d i stedet for 5. d. Samme

Stål	Betonkvalitet mindst:	Gruppe A		Gruppe B	
		d ≤ 16 mm kg/cm ²	d ≤ 32 mm kg/cm ²	d ≤ 16 mm kg/cm ²	d > 16 mm kg/cm ²
Stål 52	K 250 K 200	2000 1800	1700 1400	1600 1400	1500 1300
Kamstål	K 250 K 200	2200 2000	2000 1800	2000 1800	1900 1700

Gruppe A: Statisk påvirkede konstruktioner i almindelighed.

Gruppe B: Dynamisk påvirkede konstruktioner.

§ 5.6. Ståltyper:

Betegnelse:	d mm	σ_F kg/cm ²	Trækstyrke kg/cm ²	Brudforlængelse %
Betonstål I		2200	34-5000	18
Betonstål II (naturhårdt)	≤ 18 > 18	3600 3400	50-6200 50-6400	20 18
Betonstål II (koldstrakt)	≤ 18 > 18	3600 3400	= 5000 = 5000	14 14
Betonstål III (naturhårdt)	≤ 18 > 18	4200 4000	= 5000 = 5000	18 18
Betonstål III (koldstrakt)	≤ 18 > 18	4200 4000	= 5000 = 5000	8 8
Betonstål IV (naturhårdt)		5000	--	16
Betonstål IV (koldstrakt)		5000	--	8

stål i plader kan undvære kroge. I så fald skal stålene rage en længde a forbi deres beregningsmæssige endepunkt ved lejeren regnet fra lejermidte, på

$$a = \frac{\sigma_{j, till.} \cdot F_j}{3 \cdot \tau_{bj, till.} \cdot O}$$

hvor F_j er stålets tværsnitsareal, O dets omkreds.

- b) Ved opbøjninger skal indre diameter mindst være 10·d., såfremt dæklaget er mindst 2·d. I modsat fald 15·d.
- c) Stødlængde ved kroge er $\frac{2 \cdot \sigma_{j, till.} \cdot F_j}{3 \cdot \tau_{bj, till.} \cdot O}$

d.v.s. ved rundjern $\frac{d}{6} \cdot \frac{\sigma_{j, till.}}{\tau_{bj, till.}}$

Ved deformerede stål er stødlængden

$$\frac{\sigma_{j, till.} \cdot F_j}{\tau_{bj, till.} \cdot O}$$

2. Ved høje bjælker og pladebjælker skal der anordnes en længdearmering på mindst 8% af hovedarmeringen, fordelt jævnt op i trækzonen for at hindre synlige revner på bjælkesiderne. Halvdelen af denne armering må regnes med i hovedarmeringen.
3. Dæklaget skal mindst være:
Ved plader 1 cm, i fri luft 1,5 cm.
Alle andre dele $1\frac{1}{2}$ cm, " " " 2,0 "

29. Tilladelige spændinger (se skema øverst side 40).

34) ØSTRIGSKE NORMER:

Eisenbeton. Berechnung und Ausführung von Tragwerken. ÖNORM B.2302. 1936.

§ 14.1.a) Kroge. Trækarmring skal forsynes med kroge, hvis indre diameter mindst skal være 2,5. d.

- b) Opbøjninger. Krumningsradius (indre) skal mindst være 8·d ved St. 00.11, St. 37.11 og St. 37.12, 12·d ved de stærkere stål.
- c) Stød. I hvert tværsnit må kun eet jern stødes. Der skal stødes med kroge. Overdækningslængden skal være 40. d i de almindelige tilfælde. Ved de stærkere stål forhøjes denne længde i samme forhold, som den tilladelige spænding ligger højere.

2. Betondæklaget skal ved plader og ribbedæk mindst være 1 cm, i fri luft 1,5 cm, alle andre steder 1,5 cm, i fri luft 2 cm. Ved særlige ugunstige forhold, såsom betonbroer over jernbaner med damplokomotiver, må dæklaget mindst være 2 cm.

§ 20. Forskydningsspændingen, beregnet uden hensyn til armeringen, altså af formlen

$$\tau = \frac{Q}{b_0 \cdot h_t}$$

må i almindelighed ikke overskride 14 kg/cm^2 ; ved særlig stærk beton ($\sigma_T > 180 \text{ kg/cm}^2$) $\frac{1}{12}$ af σ_T , dog højest 18 kg/cm^2 .

§ 29. Tilladelige spændinger:

Karakteristik	Materiale Gyldighedsområde	Tilladelige spændinger i kg/cm ²			
		Beton 120	Beton 160	Beton 225	Beton 300
A. Plader og bjælker med retvinklet tværsnit under bøjning. σ_b , till. og σ_j , till.	Beton i plader og bjælker med $h \leq 8$ cm	40	50	70	90
	Beton i plader og bjælker med $h > 8$ cm	40	60	80	100
	Stål i plader:				
	Stål I	1200	1400	1400	1400
	" II	--	2000	2000	2000
	" III	--	2200	2200	2200
	" IV	--	2200	2400	2400
	Stål i bjælker:				
	Stål I	1200	1400	1400	1400
	" II og IV	--	1800	1800	2000
Forskydnings-spænding. τ till.	Når det ikke påvises, at bøjler og skråjern kan optage forskydningskræfterne.				
	Plader Andre tilfælde	6 4	8 6	9 7	10 8
	Maksimumsværdi for forskydnings-spænding	14	16	18	20
Adhæsion. τ_{bj} , till.		4	5	6	8

§ 21.2. Adhæsionen må i almindelighed ikke være større end 5 kg/cm^2 beregnet af formelen $\tau_{bj} = \frac{Q}{h_t (\pi \cdot d) \cdot N}$, hvor N er antallet af jern. Ved beton med $\sigma_T = 180 \text{ kg/cm}^2$ må τ_{bj} ikke være større end $\frac{1}{30}$ af σ_T , dog højst 8 kg/cm^2 .

Hvis τ er større end 4 kg/cm^2 , skal hele forskydningskraften kunne tages af bøjler og opbøjede jern. Ved ribbeplader, hvor i pladerne halvdelen af jernene er opbøjede, dog 6 kg/cm^2 . For beton med $\sigma_T > 180 \text{ kg/cm}^2$ forhøjes tallene 4 og 6 til 5,5 og 8 kg/cm^2 .

§ 29.3. Tilladelige spændinger ved bøjning.

Materiale	Karakteristik	Tilladelig spænding i lukkede rum uden rustfare	
		Plader og bjælker med mere end 0,8% armering samt pladebjælker.	Plader og bjælker med mindre end 0,8% armering.
St. 00.11 St. 37.11 eller St. 37.12 stærkere stål	$\sigma_B = 3000 \text{ kg/cm}^2$	900 kg/cm^2	1000 kg/cm^2
	$\sigma_B = 37-4500 \text{ kg/cm}^2$	1200 kg/cm^2	1300 kg/cm^2
	$\sigma_F > 2500 \text{ kg/cm}^2$	$\frac{\sigma_{F1}}{2}$ højst 1800 kg/cm^2	$\frac{\sigma_{F1}}{1,8}$ højst 2000 kg/cm^2
Beton	$\sigma_T \geq 130 \text{ kg/cm}^2$	45 kg/cm^2	
	$\sigma_T \geq 180$ "	$\frac{1}{3} \cdot \sigma_T \text{ kg/cm}^2$	
	Ved en dimension mindre end 40 cm dog højst	80 kg/cm^2	
	" " " større " 40 " " "	100 "	

35) E. PROBST:

Die Rissebildung bei Beton- und Eisenbetonkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses wiederholter Belastungen. (14 sider).
Bericht über die II. Internationale Tagung

für Brückenbau und Hochbau. 1928.

1 million lastvekslingers indflydelse på revnevidden. Det findes, at revnevidderne vokser noget, men at de igen lukker sig ved aflastning. Der er tale om glatte jern.

36) R. SALIGER:

Versuche mit stahlbewehrten Betonbalken. (20 sider).

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau. 1928.

Bjælkeforsøg med glatte jern og istegjern. Det angives ved hvilke jernspændinger, revnerne opstod, men deres vidde er ikke målt.

37) POUL ABELES:

Über die Verwendung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau. (16 sider).

Beton und Eisen, Heft 8 und 9, 1935.

Sikkerhedsgraden i bjælker samt fastsættelsen af de tilladelige spændinger.

38) OTTO GRAF:

Über die Bedingungen für die Grösse der zulässigen Anstrengungen von Eiseneinlagen in Eisenbetonplatten und in Eisenbetonbalken. (4 sider).

Beton und Eisen, Heft 9, 1935.

Alm. betragtninger vedr. de forhold, der bestemmer størrelsen af de tilladelige spændinger.

39) N.J. RENGERS:

Der Einfluss der Rissbreite auf den Angriff durch Rost. (1 side).

Beton und Eisen, Heft 10, 1935.

Undersøgelse af rustangreb på en jernbetonpæl udsat for vekslende, ugunstige påvirkninger.

40) A. BREBERA:

Anwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze im Eisenbetonbau. (16 sider).
Int.Verein.für Brückenbau und Hochbau. 2.Kongr.1936.

Alm. betragtninger over fordelene ved stål med høj flydegrænse. Handler især om anvendelsen af isteg og roxor.

41) E. BORNEMANN:

Erhöhung der Zufestigkeit und Verminderung der Rissbildung des Betons. (21 sider).
Int.Verein.für Brückenbau und Hochbau. 2.Kongr.1936.

Omhandler især betons trækstyrke og revnedannelsen.

42) W. GEHLER:

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau. (37 sider).
Int.Verein.für Brückenbau und Hochbau. 2.Kongr.1936.

Vedr. revnedannelse og revnesikkerhed. Intet af interesse.

43) HENRY LOSSIER:

Les fissures du béton armé. (8 sider).
Le génie civil No. 2793 et 2794, 1936.

Elementære betragtninger vedr. revnedannelse, især kraft- og spændingsfordeling ved revnerne.

44) W. NAKONZ:

Die Erhöhung der Rissicherheit bei Eisenbetonbauten. (13 sider).

Int.Verein.für Brückenbau und Hochbau. 2.Kongr.1936.

Vedr. revnesikkerhed. Forfatteren foreslår at lukke opståede revner med cementpuds 3-4 år efter bygværkets fuldendelse.

45) R. SALIGER:

Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau. (21 sider).

Int.Verein.für Brückenbau und Hochbau. 2.Kongr.1936.

Indholdet af denne artikel findes mere udførligt i forfatterens senere arbejder.

46) F.G. THOMAS:

Cracking in Reinforced Concrete. (15 sider).

Int.Ass.for Bridge and Structural Engineering. 2.Congress.1936.

Er fyldigere behandlet i "The structural Engineer", 1936.

47) PAUL ABELES:

Die Rostgefahr von Eisenbetonkonstruktionen bei Rissbildung. (11 sider).
"Zement", Heft 7, 8 und 9, 1937.

Resume over literatur vedr. rustangreb ved revnedannelse. Betragtninger over tilladelig jernspænding og sikkerhedsgrad.

under oprustningen. Vigtigste forslag: at frigive de tilladelige spændinger.

48) FR.v.EMPERGER:
Die Rissbreite als Masstab der zulässigen Spannungen. (9 sider).
"Zement", Heft 34, 1937.
Elementære betragtninger vedr. revnebredde som bestemmende for den tilladelige spænding.

54) BALENCY-BEARN ET CHEFDEVILLE:
L'Utilisation des Aciers durs crénelés dans les constructions en béton armé. (23 sider).
Les Laboratoires du Batiment et des Travaux Publics. 1945.
Udtræknings- og bjælkeforsøg med glatte jern og kamjern. I enkelte tilfælde er revnebredden målt. 9,5 mm kamjern med 2,5 cm dæklag gav revnevidden 0,05 mm ved $\sigma_j = 2900 \text{ kg/cm}^2$.

49) KURT WURZNER:
Über die Ursache der Haftung des Betons am Eisen in Eisenbetonkonstruktionen. (1 side).
"Zement", Heft 24, 1937.
Elementære betragtninger over adhæsionens natur.

55) GEORG WÄSTLUND AND PER OLOV JONSON:
Investigation on formation of cracks in reinforced concrete structure. (11 sider).
Int.Ass.for bridge and structural engineering. 3.Congress 1948.
Uddrag af en fyldigere redegørelse.

50) J. BÄCHTOLD:
Ursachen und Bedeutung der Rissbildung an Eisenbeton-Tragwerken. (4 sider).
Schweizerische Bauzeitung. Bd. 113 Nr.20. 1939.
Revnedannelsens betydning for konstruktionerne.

56) R.I. WILKINS:
Experimental method for research in reinforced concrete. (2 sider). 1949.
Anvendelse af Strain-Gauges in armeringsstængers indre.

51) FR.v.EMPERGER:
Die statische Bedeutung des Haftwiderstandes im Tragwerk aus Eisenbeton. (10 sider).
Beton und Eisen. Heft 7 und 8, 1940.
Omhandler glatte jerns gliden i beton og de problemer, der knytter sig hertil.

57) V. KUUSKOSKI:
Über die Haftung zwischen Beton und Stahl. (203 sider). Helsinki 1950.
En tilsvarende artikel af samme forfatter refereres andetsteds.

52) A. POGANY:
Neure Untersuchungen über das Wesen der Haftfestigkeit. (3 sider). 1940.
Behandling af forskellige forskeres meninger vedr. adhæsionens natur.

58) L.P. BRICE:
Adherence des barres d'acier dans le béton. (26 sider).
Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. 1951.
Forfatterens anskuelser er samlet og afrundet i beretningen fra 4.Brokongres. 1952.

53) R.L. BERTIN:
Saving Steel in reinforced concrete design. (7 sider).
Journal of the Am.conc.inst. February 1942.
Forslag til afhjælpning af stålmanglen

59) P.W. ABELES:
The use of High-strength steel in ordinary reinforced and prestressed concrete beams. (21 sider).
Int.Ass.for bridge and structural eng. 4.Congress 1952.

Omhandler især den faktiske sikkerhedsgrad ved bøjningsbrud i bjælker.

Ved brandskader på jernbetonkonstruktioner må man formentlig - i alt væsentligt - kunne se bort fra brandskader på landbrugsejendomme, stråttækte ejendomme o.lign.

60) L.P. BRICE:
Theorie de la fissuration des pieces en béton arme. (14 sider).
Annales d l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. 1952.
Forfatterens anskuelser er samlet og afrundet i hans artikel i beretningen fra 4.Brokongres, 1952.

Man vil således kunne nøjes med at betragte den resterende gruppe, der omfatter såvel bolig- som erhvervsbygninger.

61) R.I.L.E.M. Bulletin November 1952. (22 sider).
Resultaterne af et rundspørge til forskellige lande om anskuelserne vedr. karakterisering og prøvning af armeringsjern.

Selvom der ikke kan ses bort fra betonbrandskader i boligbyggeriet, må man dog formentlig søge betydningen af anvendelse af stål med høj flydegrænse i alt væsentligt i gruppen: erhvervsbyggeri.

62) L. SEMEAC ET N. BOUTRON:
Corrosions du béton armé dans les ponts et charpentes de chemin de fer. (24 sider).
Ass.Int.des Ponts et Charpentes. 4.Congress. 1952.
Undersøgelser vedr. rustangreb på armering og anvisning af midler til udbedring af skete skader.

I statistisk departements offentliggørelser er disse 2 grupper kun opgivet forsåvidt angår antal, medens skadebeløbet angives for grupperne tilsammen. En opdeling af disse grupper er ikke mulig på basis af det materiale, departementet har til rådighed.

63) EDWARD C.THOMA AND ROBERT E.SCHNEEBELI:
Method for preparing SR-4 strain gauges for embedment in concrete. (12 sider).
Journ. of the A.C.I. Dec.1952.
Anvendelse af strain-gauges i beton.

Jeg har derfor henvendt mig til et af landets største brandforsikringselskaber og for dettes vedkommende fået oplysninger om såvel antal skader som skadesbeløb for hver enkelt af grupperne. Udfra dette materiale er fundet det indbyrdes forhold mellem den gennemsnitlige skade for en boligbrand og erhvervsbrand. Dette forhold er bragt i anvendelse over for det statistiske departements materiale, hvorefter jeg er kommet til, at samlede "erhvervsbygningsbrande" i sidste 10-årige periode har været som angivet på hoslagte skema.

64) Skrivelse fra DANSK BRANDVÆRNS-KOMITE til Statens byggeforskningsinstitut, dateret 18/11 1952:
"Vedr. stål med høj flydegrænse."
Under henvisning til institutets skrivelse F-52 af 14.oktober d.å. skal jeg hermed fremsætte nogle betragtninger vedrørende en forsøgsvis bedømmelse af omfanget af brandskader på jernbeton her i landet.

Idet jernbetonen kun udgør en vis brøkdel af den samlede byggemasse, og idet brandskader på jernbeton - på grund af dette materiales gode brandtekniske egenskaber - må anses at være af mindre udstrækning end brandskader på bygningskonstruktion i almindelighed, må de samlede jernbetonbrandskader højst kunne andrage en tilsvarende andel af de samlede bygningsbrandskader, som jernbetonkonstruktioner udgør af den samlede bygningsmasse.

Det væsentligste grundlag for oplysninger om bygningsbrandskader må søges i den af statistisk departement årligt udgivne oversigt.
Der er heri - i alt væsentligt - kun foretaget en opdeling efter brandårsagsgrupper, medens en opdeling efter bygninger kun i ringe grad er gennemført.

Jeg formoder, at byggeforskningsinstituttet råder over materiale til belysning af dette spørgsmål om jernbetonkonstruktionernes udbedrelse, hvorved man skulle kunne nå til en skønmæssig øvre grænse for jernbetonbrandskaderne.

I de samlede jernbetonbrandskader vil utvivlsomt kun en meget begrænset del falde på årsagen: anvendelse af stål med høj flydegrænse, idet adskillige andre årsager gør sig gældende. En nøjere bedømmelse heraf kan vanskeligt gennemføres, men en oversigt over en del i litteraturen angivne årsager til jernbetonbrandskader findes i vedlagte særtryk af en artikel, som jeg har skrevet til "Beton og

	Antal brande		Skade i 1.000 kr.	
	Bolig	Erhverv	i alt	Erhverv
1942-43	2.271	575	5.596	3.820
43-44	2.365	714	8.129	7.360
44-45	2.455	588	7.641	6.630
45-46	2.571	609	8.633	7.640
46-47	3.015	711	13.852	12.960
47-48	2.998	689	9.876	8.390
48-49	2.980	702	10.442	8.790
49-50	2.827	678	8.978	7.480
50-51	3.129	685	11.817	10.220
51-52	3.209	684	22.086	19.850

jernbeton" om "Jernbetons forhold under og efter brand". En talmæssig bedømmelse af skader med relation til anvendelse af stål med høj flydegrænse vil næppe være mulig, men det må på den anden side være betænkeligt at vurdere denne specielle årsagsgruppe til mere end måske en ret beskeden brøkdæl af de samlede jernbetonbrandskader.

Med venlig hilsen
sign. H. Lundsgaard. "

65),66),67),68),69) se side 46.

70) W.N.THOMAS:
Effect of Scratches and of Various Workshop Finishes Upon the Fatigue Strength of Steel. Engineering, Vol. 116 (p. 449) 1923.

71) O.J.HORGER AND H.R.NEIFERT:
Effect of Surface Conditions on Fatigue Properties. Preprint No. 52, Am. Soc. Metals. 1940.

72) L.P.TORASOV AND H.J.GROVER:
Effects of Grinding and Other Finishing Processes on the Fatigue Strength of Hardened Steel. Am. Soc. Testing Mats. Vol. 50 (p. 668) 1950.

73) P.G.FLUCK:
The Influence of Surface Roughness on the Fatigue Life and Scatter of Test Results of two Steels. Am. Soc. Testing Mats. Proc. Vol. 51 (p. 584) 1951.

74) Annales des Travaux Public de Belgique No. 5 Octobre 1949.

75),76) og 77) se side 45.

78) Dansk Ingeniørforening: Forspændt Beton, København 1951.

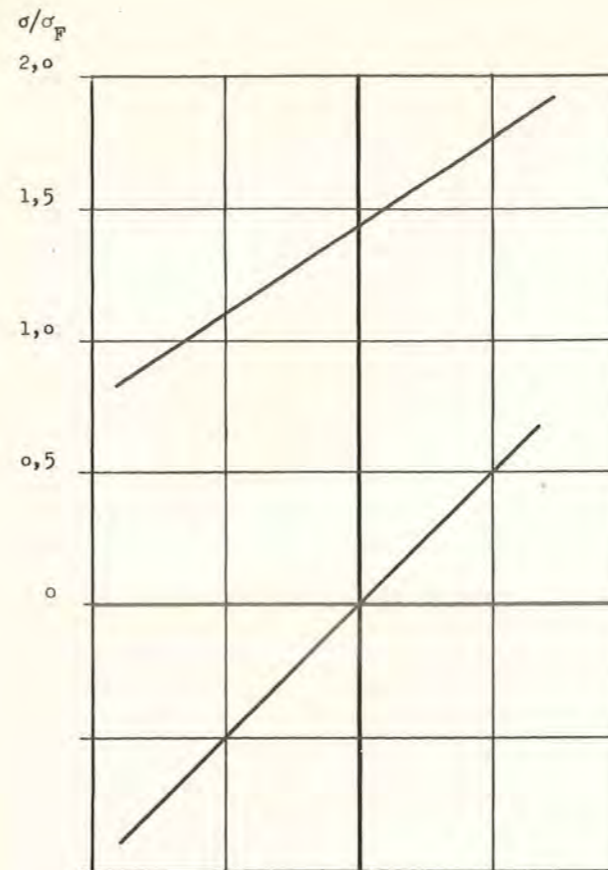
79) EMPA Bericht Nr. 155. Zürich 1946.

80) E.THAULOW:
Materialer og ovne.

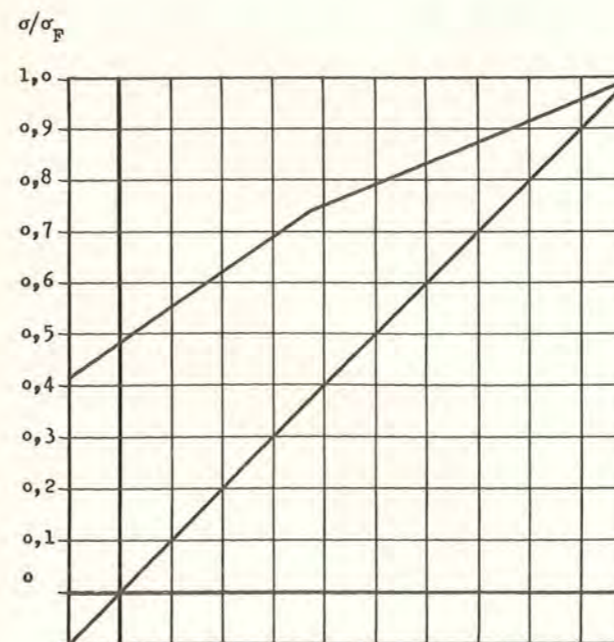
81) SVEN OLOF ASPLUND:
Probabilities of Traffic Loads on Bridges. Professor Asplund oplyser: Artiklen er antaget til publikation i: A.S.C.E. Proceedings. Kommer formodentlig i slutningen af 1954.

Det fremgår, at medens vejbroer naturligvis beregnes statistisk for den største belastning, nemlig absolut tungeste vogne bremsset op i fortsættelse af hinanden over hele broen uden afstand mellem de enkelte vogne, så er den normale bevægelige belastning, som giver den gennemsnitlige maximalpåvirkning, og som giver anledning til svingninger, bestemt ved den normale kørselshastighed med hertil hørende mindste afstand mellem vognene (bremselængden ved den pågældende hastighed).

Professoren beregner forholdet mellem disse to typer bevægelig belastning til ca. 4:1.



75) Smith diagram, 10^7 svingninger.
Slebne prøvestænger: 8ø mm.
Statistiske data:
 $\sigma_{brud} = 4.700 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_F = 2.450 \text{ kg/cm}^2$



76) Smith diagram, 10^6 svingninger.
"Tentor"-stål. (Holland)
Statistiske data:
 $\sigma_{brud} = 7.080 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_F = 6.220 \text{ kg/cm}^2$

77) Skrivelse af 22' september 1952 fra BYGGNADSRÅD, Lund, til professor Axel Efsen, Danmarks Tekniske Højskole, Østervoldgade 10, København K.:

"Tack för breven och tack för skriften, som jag ber att få behålla en tid till.

De officiella föreskrifterna rörande tillåtna påkänningar i betong och armering finnas i Statens Offentliga Utredningar 1949:64 och i Byggnadsstyrelsens Anvisningar till Byggnadsstadgan 1950. Jag utgår från att Normudvalget har dem.

Dessutom tillämpar emellertid Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen de provisoriska föreskrifter, varav jag härmed som lån sänder ett exemplar. Det är till dem jag refererar i uppsatsen om två landsvägsbroar.

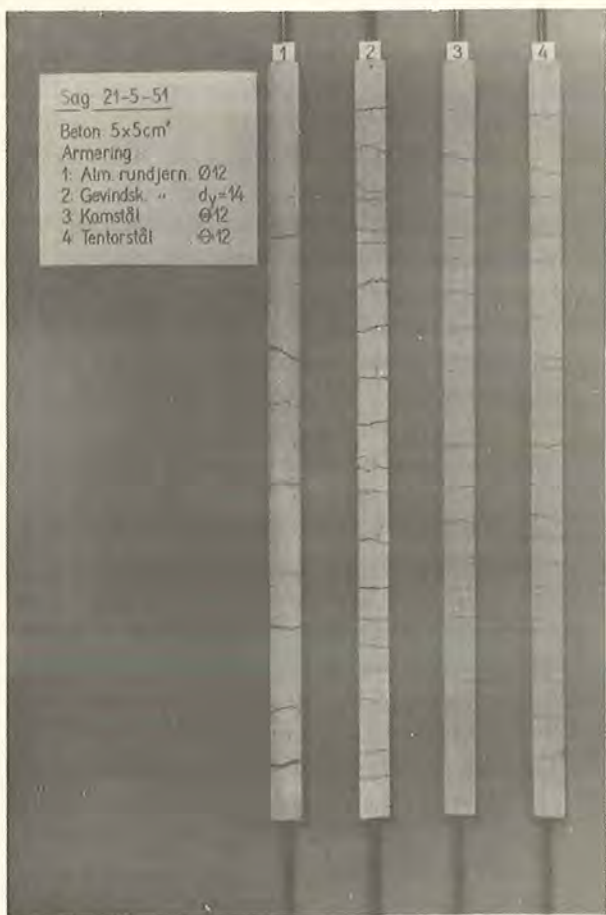
Sådan är den yttre ramen. Som Professorn ser, omfattar den inte alla Forssells ringar och Halmstads Järnverks kallsträckta järn med $\sigma_{0,2} \sim 7000 \text{ kg/cm}^2$ (HJS 70). Det är den omständigheten vi ha utnyttjat. Genom mycket pratande ha vi utverkat bl.a. följande:

Civilförsvarsstyrelsen har för ett fullträffsäkert skyddsrum medgivit $\sigma_{till} = 4000 \text{ kg/cm}^2$. Byggnadsstyrelsen har för ett bibliotek medgivit $\sigma_{till} = 4000 \text{ kg/cm}^2$. Flera kommunala byggnadsnämnder ha för byggnader av skilda slag tillåtit samma påkänning. Väg- och vattenbyggnadsstyrelsen har för hittills fyra broar medgivit de påkänningar, som anges i min uppsats (3000 kg/m) och för kranbanefundament i Ystads hamn $\sigma_{till} = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

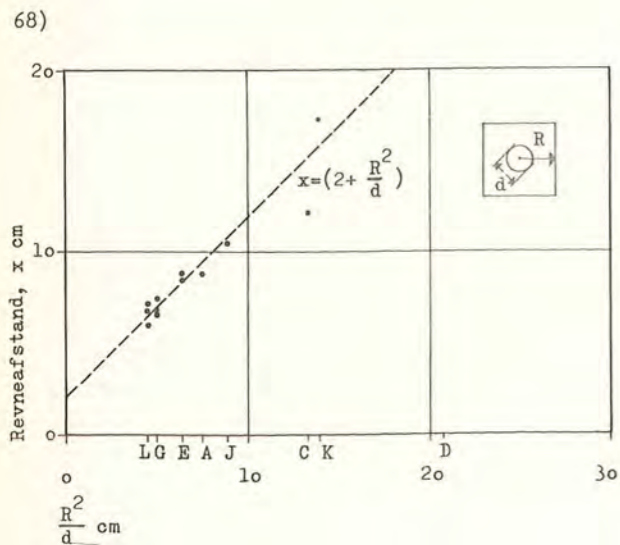
En hel del byggnader av skilda slag projekteras för närvarande med de bästa förhoppningar från vår sida. All hittills vunnen erfarenhet ger skäl därtill.

Situationen är alltså den, att våra normer visserligen medge ett tämligen ogenerat utnyttjande av kamjärn men inte nämna fallet med högvärdiga släta armeringsjärn i ordinära konstruktioner. I skydd av myndigheternas nåd håller trots detta en ny och frisk praxis på att utvecklas i de kretsar, där den uppfattningen råder, att en tryckkraft som regel kostar pengar, och att överksam betong gärna kan få sprickor, då den likväl betraktas - just som överksam.

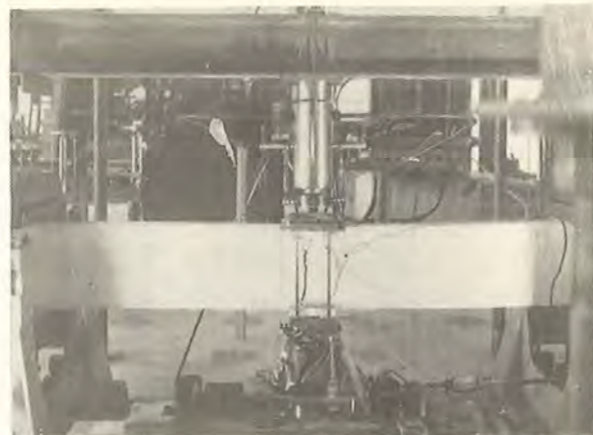
Med hälsningar och tack
sign. Åke Holmberg."



65) Revnefordeling ved enkeltarmerede betonprismer.



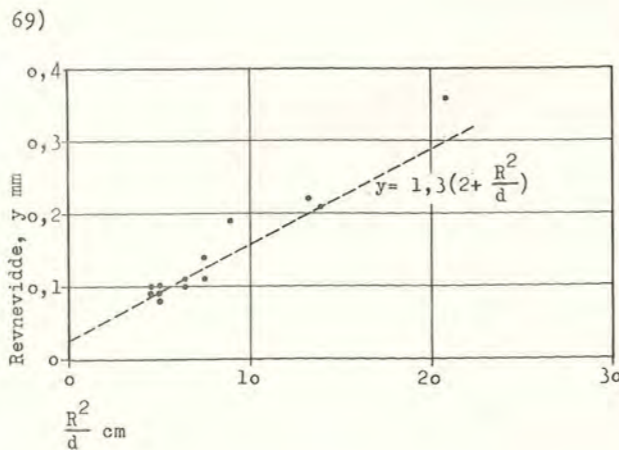
Gennemsnitlig revneafstand og revnevidde for enkeltarmerede betonprismer ved $\sigma_j = 3.000 \text{ kg/cm}^2$



66) Rundjernsarmeret betonbjælke efter udmattelsesbrud.



67) Kamstålsarmeret betonbjælke efter udmattelsesbrud.



Summary.

The object of the study is a revision of the current standards with respect to stresses in steel reinforcements.

Given suitably deformed reinforcement bars, it is established (point 3) that the problem of corrosion danger from cracks in the concrete - which has as a rule brought about the majority of discussions in connection with high steel stresses - can be considered precluded in all normal reinforced concrete constructions for a stress (σ_j) of app. 3.000 kg/cm^2 (44.000 p.s.i.), in many cases possibly even for still greater stresses. (Exceptions: constructions exposed to chemical attack).

A rough estimate of the economic consequences of a possible revision of the standards along these lines gives (point 1) direct savings in construction costs amounting to at least 4-6 million kroner per annum, while the possible extra fire ravages on this account (point 2) are estimated to amount to at the very most 0.3 - 0.5 million kroner per annum.

It will be seen from points 4 & 5 that ordinary high yield point steels today may not be capable of meeting our standard requirements with respect to fatigue strength, requirements which may, however, be considered illogical as well as unreasonable. It is implied that the design of deformed bars may possibly be subject to certain changes when more detailed consideration is given to anchoring and to the distribution of cracks, as well as to the fatigue strength of the reinforcement bars. Suggestions are made concerning ways of setting up more reasonable requirements for fatigue tests than those which are currently valid.

Finally, point 6 mentions which revisions should be considered suitable in connection with the proposed increase of the permissible tensile stresses with respect to anchoring and overlap.

It is thus possible to establish that considerable savings can be achieved in our building projects providing that the following revisions, which in our opinion are fully justified, are made in the current accepted reinforced concrete standards:

a. Permissible stresses in reinforcement (current standards point 35.1.1)

For steel having a guaranteed yield stress (σ_F), the permissible tensile stress (r_j) is:

$$r_j = \sigma_F/2 \leq \sigma_{crit.} \text{ where}$$

1) $\sigma_{crit.}$ is: 3.000 kg/cm^2 (44.000 p.s.i.) for steel deformed in accordance with point 11.4, or

with other surface patterns for which it has been demonstrated (possibly by means of more closely specified pull out- and prisme-tensile tests) that the anchoring and crack distribution are at least as good as has been mentioned above.

For steel not deformed as the above mentioned (or which cannot pass the above-mentioned tests):

2) $\sigma_{crit.}$ must be put at 2.000 kg/cm^2 (29.000 p.s.i.) (possibly a somewhat higher value determined by the capacities demonstrated by the tests).

The above mentioned tensions apply to ordinary load bearing constructions and are so determined that the width of cracks should be maximum 0.3 mm (0.012 inch), whereby no danger of corrosion of the reinforcement should arise, provided that the work is properly executed and there is a dense covering.

For constructions where the danger of corrosion is greater because of direct chemical attack (chemical factory buildings, railroad viaducts, constructions in or near sea water, etc.), the above-mentioned maximum stresses should be reduced.

b. Lengths of anchoring and overlap.

The length of anchoring (1) applicable to the end of the reinforcement as well as to overlaps, is with respect to bars deformed in accordance with the above mentioned (or with demonstrated anchoring capacity):

$$l = 5 \cdot d \cdot \frac{r_j}{\sigma_{T,28}}$$

where d is the diameter of the bar

r_j " " permissible tensile stress

$\sigma_{T,28}$ is the 28 day cube strength of the concrete (8" cubes).

c. Stresses from dynamic loads.

The requirements of the current standards with respect to fatigue tests (point 3, lines 12-13) are abolished. In their place it would be possible, as section 4 indicates, to introduce the following conditions:

1. Constructions in which stresses are mainly of a static type (ordinary housing constructions, warehouses, water containers, road bridges and the like):

The reinforcements must be capable of withstanding 2 mil. times a stress varying between $0.3 \cdot \sigma_F$ and $0.55 \cdot \sigma_F$ (σ_F is the guaranteed yield stress).

2. Dynamically affected constructions (cranes and railroad bridges, machine foundations and the like):

In cases where Smith diagrams are available for the types of steel employed, stress pulsations in the

reinforcement (including normal additions for the dynamic loads) giving a 20 % safety margin at both sides of the pulsation interval are permissible.

If these diagrams do not exist, the endurance limit for range of stress from 0 to σ_u must be determined.

For $\sigma_u \geq 0.70 \cdot \sigma_F$ (σ_F : yield stress) the permissible stresses are determined in accordance with action a. For lower σ_u the permissible stresses are reduced in the ratio:

$$\sigma_u / 0.70 \cdot \sigma_F$$

Further increases in permissible steel stresses beyond those suggested here might be justified in some cases, but would scarcely be suitable at present.

Higher stresses (up to as much as $\sigma_j = 4.000 \text{ kg/cm}^2 / 58.000 \text{ p.s.i.}$) have actually been proposed (see, for example, litt. 22, V. Kuuskoski) and employed elsewhere (litt. 21, M. Holmberg). But they have been used to a marked extent in special projects, and Kuuskoski's proposals are only intended for use in connection with especially dense concrete with high cement content (cube strength: $400 \text{ kg/cm}^2 / 5.800 \text{ p.s.i.}$).

Naturally one ought not take into consideration only the average cases at the expense of the national economy, but until the problems of the distribution and width of the cracks have been made fully clear, it will presumably be sufficiently on the safe side as suggested here to set $\sigma_j = 3.000 \text{ kg/cm}^2 / 44.000 \text{ p.s.i.}$ as the highest permissible stress in the reinforcement.

ANDRE SKANDINAVISKE PUBLIKATIONER Publications from Building Research Institutes in other Scandinavian countries.

De nordiske landes byggeforskningsorganer søger gennem et samarbejde at koordinere deres bestræbelser, og publikationer fra det ene land kan således ofte have værdi i det andet. Efter fælles aftale bringes her en liste over publikationer indenfor byggeforskningsområdet fra andre skandinaviske lande. De vil normalt kunne fås gennem boghandelen.

Udgivet af: STATENS TEKNISKA FORSKNINGSANSTALT, Helsingfors.
Published by: The State Institute for Technical Research, Helsingfors, Finland.

Publikationer (Publications)

- No. 1: *Tuomola, Tuomas*. Über die Holz Trocknung mit besonderer Berücksichtigung der Beziehungen zwischen der Trocknungsgeschwindigkeit des finnischen Kiefernholzes und den darauf einwirkenden verschiedenen Faktoren. 1943. 160 p. FMk 200:—.
- No. 2: *Kantola, Martti*. X-ray Studies on Solid Solutions of KCl and KBr. 1947. 8 p. FMk 50:—.
- No. 3: *Kantola, Martti*. X-ray Studies on the Thermal Expansion of Solid Solutions of KCl and KBr. 1947. 12 p. FMk 60:—.
- No. 4: *Ryti, Henrik*. Über den Einfluss der exzentrischen Anlenkung der Pleuelstangen in Verbrennungsmotoren. 1948. 114 p. FMk 500:—.
- No. 5: *Vainio, Martti T.* Über den horizontalen Kurvenflug. 1948. 84 p. FMk 500:—.
- No. 6: *Wuolijoki, Jaakko R.* On Determination of Elastic Constants from Natural Frequencies of Bending Vibration. 1948. 9 p. FMk 60:—.
- No. 7: *Gripenberg, Olo*. Byggnadsekonomi. (English summary: Building Economy). 1948. 271 p. FMk 650:—.
- No. 8: *Asanti, P.* Über die thermischen Eigenschaften der Kobaltverbindungen und ihr Auftreten in Schlacken. 1948. 84 p. FMk 500:—.
- No. 9: *Kivimaa, Eero & Murto, Jaakko O.* Investigations on Factors Affecting the Chipping of Pulp Wood. 1949. 25 p. FMk 120:—.
- No. 11: *Aspiala, Tapani*. Teoretiska studier över byggnadsstommens anskaffningskostnader. (Under tryckning — in press).
- No. 12: *Tikkanen, Martti*. Beitrag zur Theorie der Wasserstoffreduktion des Magnetits. 1949. 92 p. FMk 500:—.
- No. 14: *Virtala, Voitto, Oksanen, S. och Frilund, F.* Om självantändlighet, dess bestämning och förekomst. (English summary: On Spontaneous Ignition and its Occurrence, Methods for the Determination of the Tendency to Spontaneous Ignition). 1949. 52 p. FMk 250:—.
- No. 18: *Kivimaa, Eero*. Cutting Force in Woodworking. 1950. 101 p. FMk 600:—.
- No. 19: *Kuuskoski, Viljo*. Über die Haftung zwischen Beton und Stahl. Experimentelle Untersuchung über den Einfluss der äusseren Belastung auf den Betrag der Spannungen in einbetonierten Stahleinlagen sowie auf die Ausbildung der Haftspannungen an der Berührungsfläche von Beton und Stahleinlage. 1951. 203 p. FMk 900:—.
- No. 20: *Vuolijoki, Jaakko R.* Zur Schwingungstheorie des Kragbalkens unter besonderer Berücksichtigung des Schubmoduls. (English summary: Vibration Theory of Cantilever Beams with Regard to Shearing Modulus). 1950. 10 p. FMk 75:—.
- No. 21: *Suolahti, Osmo*. Über eine das Wachstum von Fäulnis-pilzen beschleunigende chemische Fernwirkung von Holz. (English summary: Studies on Volatile, Wood-Borne Substance

Promoting the Growth of Wood-Rotting Fungi). 1951. 95 p. FMk 600:—.

No. 23: *Jarle, Per-Olov*. Till frågan om bedömning av hyreslägenheternas värde. (English summary: A Thesis on the Valuation of Apartments). 1951. 214 p. FMk 1000:—.

No. 24: *Helene Lund, K. V.* Markstabilitet och markgenombrott med speciell hänsyn till järnvägsbankar i Finland. (English summary: Stability and Failure of the Subsoil with Special Reference to Railway Embankments in Finland). 1953. 148 p.

Meddelanden (Reports)

No. 31: *Blomberg, Hans*. Kryppgalvanometern. (Fluxmeter). 1946. 45 p. FMk 100:—.

No. 34: *Wegelius, E.* Metallteknisk forskning, dess möjligheter och uppgifter. 1946. 22 p. FMk 50:—.

No. 37: *Virtala, Voitto*. Om plåtbeslagna branddörrar av trä. 1947. 10 p. FMk 50:—.

No. 48: *Paavola, Martti, Laurinmäki, Erkki & Simola, Osmo*. Undersökningar av isolerade ledningars uppvärmning. 1947. 24 p. FMk 50:—.

No. 64: *Blomberg, Hans*. En permeameter för mätning av magnetiseringskurvan för järnprov vid höga magnetiska fluxtätheter. 1948. 28 p. FMk 75:—.

No. 75: *Sundgren, Albert*. Undersökningar beträffande torvextraktion och framställning av vax- och hartsämnen ur det erhållna torvbitumenet. (English summary). 1949. 32 p. FMk 75:—.

No. 76: *Wegelius, E.* Teknisk forskning i Finland, dess betydelse och möjligheter. 1949. 16 p. FMk 50:—.

No. 82: *Sundgrén, A. & Rauhala, Veikko T.* Preliminary Note on Fatty Acids. 1949. 11 p. FMk 50:—.

No. 89: *Gripenberg, O. & Jarle, P.-O.* Ekonomi och byggnadsverksamhet. Uppsatser I. (English summary: Economy and Building Activities. Articles I). 1950. 50 p. FMk 80:—.

No. 90: *Rahtú, H.* Byggnadsforskningen och den byggnadstekniska utvecklingen i Finland. (English summary: On Building Research and the Development of Building Technics in Finland). 1950. 14 p. FMk 50:—.

No. 92: *Sundgren, A.* Om teknisk forskning i U. S. A. 1950. 27 p. FMk 50:—.

No. 96: *Ant-Wuorinen, Olli*. Determination of Carboxyl Groups in Cellulose. 1951. 68 p. FMk 150:—.

No. 97: *Wegelius, Edvard*. Den tekniska forskningens organisation i England. 1951. 15 p. FMk 50:—.

No. 105: *Jarle, P.-O.* Värde av en lägenhet — och kostnaderna för densamma. 1952. 14 p.

No. 110: *Wegelius, Edvard*. Tillämpad forskning i U.S.A. Dess organisation och arbetsmetoder. (English summary: Applied Research in the U.S.A. Its Organization and Methods of Work). 1953. 37 p.

Udgivet af: NORGES BYGGFORSKNINGSINSTITUTT, Oslo.
Published by: The Norwegian Building Research Institute, Oslo, Norway.

Rapporter (Reports)

No. 1: *Watzinger, A.* Varmeledningstall for byggematerialer. (Heat Conduction Coefficients for Building Materials. — With an English summary). Oslo 1950. 38 p. N. kr. 5.20.

No. 2: *Andersen, Aksel og Granum, Hans*. Forsøk med tømmerforbinderne Alligator, Bulldog, Rox og »Stjerne«. (Tests of Alligator, Bulldog, Rox and "Stjerne" Timber Connectors. — With an English summary). Oslo 1951. 59 p. N. kr. 5.20.

Nr. 17: *Prøvning af 11 danske betonblandere, Per Bredsdorff, Poul Nerenst og Niels M. Plum. 1951. 56 s. A₅.*

Nr. 23: *Ekspansions- og sikkerhedssystemer ved centralvarmeanlæg med pumpeirkulation, Poul Becher. 1951. 12 s. A₅.*

Nr. 25: *Nye ensilagesiloers beskyttelse mod syreangreb, Lars Andersen. 1951. 3 s. A₅.*

Nr. 26: *Vinterbyggeri, beretning om et uheld, O. Gerner Hansen. 1951. 12 s. A₅.*

Nr. 27: *Har vinterbyggeriet formindsket byggefagenes sæsonledighed?, Lars Andersen. 1951. 6 s. A₄.*

Nr. 28: *Grusets indflydelse på betonens holdbarhed, Poul Nerenst. 1952. 15 s. A₅.*

Nr. 29: *Wave Velocity in Concrete, Johannes Andersen and Poul Nerenst. 1952. 23 s. A₅.*

Nr. 30: *Kunstig udtørring af nybygninger ved hjælp af Schwartzkopff-ovne, H. Dührkop og Hans Nielsen. 1952. 8 s. A₄.*

Nr. 31: *Ensilagesiloers beskyttelse mod syreangreb, 2. undersøgelse 1951—52, Erik Laursen. 1952. 5 s. A₅.*

Nr. 32: *Betonkontrol, Niels Munk Plum. 1953. 81 s. A₅.*

Nr. 33: *Små skorstene, Poul Becher. 1953. 12 s. A₅.*

Nr. 34: *Træfri gulbelægninger. 1953. 56 s. A₅.*

Nr. 35: *Quality Control of Concrete — Its Rational Basis and Economic Aspects, Niels Munk Plum. 1953. 26 s. 21,5 × 14 cm.*

Nr. 36: *Varmeøkonomiske undersøgelser i »Pileparken 2« 1950—52, J. L. Mansa. 1953. 10 s. A₄.*

Nr. 37: *Beton-Rapport-Blanketter, Niels Munk Plum. 1953. 17 s. A₅.*

Nr. 38: *Lang-tids studier af betons holdbarhed, Niels Munk Plum. 1953. 5 s. A₅.*

Nr. 39: *Danmarks træforbrug til byggeriet 1939—1952, K. Agermose og Niels Munk Plum. 1954. 16 s. A₅.*

Nr. 40: *Mørteltilsetningsstoffer til brug ved vinterbyggeri, O. Gerner Hansen. 1954. 11 s. A₅.*

Nr. 41: *Sandfri beton, Poul Nerenst og Birger Warris. 1954. 20 s. A₅.*

Nr. 42: *Døgnmiddeltemperaturernes fordeling over året, P. Becher. 1954. 4 s. A₄.*

Nr. 43: *Automatisering af centralvarmeanlæg, V. Korsgaard. 1954. 9 s. A₄.*

Nr. 44: *Byggeriets rationalisering, mekanik eller papir, Philip Arctander. 1954. 4 s. A₅.*

Årsberetninger 1947—53

om Institutets virksomhed og administration nr. 1, 2, 3, 4, 5 og 6. Enhedspris for alle årsberetninger: kr. 2,—.

Alle publikationerne kan købes gennem boghandlerne eller hos Teknisk Forlag, Vester Farimagsgade 31, København V.

Abonnement på en eller flere serier kan tegnes hos Teknisk Forlag. Herved opnås 25% rabat, som fradrages, når betalingen opkræves ved hvert års udløb. For kr. 2,— om året kan man endvidere samme sted abonnere på de »Forhåndsmeddelelser«, som udsendes ca. 3 uger før hver publikations fremkomst.

Ved et skandinavisk samarbejde udsendes tillige

Bygglitteratur

der bringer ensartede referater på 100—200 ord af den vigtigste skandinaviske litteratur om byggeri. Referaterne udarbejdes af de nationale komiteer for byggedokumentation i Danmark, Finland, Norge og Sverige og udsendes samlet i hefter, der udkommer 6 gange om året med ialt 180—200 referater på kartotekskort i format A₇. Abonnement kan tegnes gennem Statens Byggeforskningsinstitut, komiteen for byggedokumentation, og koster kr. 27,— om året.

No. 17: *Testing of 11 Danish Concrete Mixers, Per Bredsdorff, Poul Nerenst and Niels M. Plum (Danish text with an English Summary). 1951. 56 p. Size A₅.*

No. 23: *Expansion and Safety Systems at Hot Water Heating Systems with Forced Circulation, Poul Becher (Danish text with an English Summary). 1951. 12 p. Size A₅.*

No. 25: *Protective Treatments for New Concrete Silage-Silos, Lars Andersen (Danish text). 1951. 3 p. Size A₅.*

No. 26: *Winter Construction, Report of a Failure, O. Gerner Hansen (Danish text). 1951. 12 p. Size A₅.*

No. 27: *Has Winter Building been a Remedy for Seasonal Unemployment in the Building Trades?, Lars Andersen (Danish text). 1951. 6 p. Size A₄.*

No. 28: *Concrete Durability Influenced by Aggregate, Poul Nerenst (Danish text with an English summary). 1952. 15 p. Size A₅.*

No. 29: *Wave Velocity in Concrete, Johannes Andersen and Poul Nerenst (In English). 1952. 23 p. A₅.*

No. 30: *Artificial Drying of New Buildings by Means of Schwartzkopff-Salamanders, H. Dührkop and Hans Nielsen (Danish text). 1952. 8 p. Size A₄.*

No. 31: *Protective Treatments for Silage-Silos, Second Investigation 1951—52, Erik Laursen (Danish text). 1952. 5 p. Size A₅.*

No. 32: *Control of Concrete, Niels Munk Plum (Danish text). 1953. 81 p. Size A₅.*

No. 33: *Domestic Chimneys, Poul Becher (Danish text). 1953. 12 p. Size A₅.*

No. 34: *Woodless Floor Coverings (Danish text). 1953. 56 p. Size A₅.*

No. 35: *Quality Control of Concrete — Its Rational Basis and Economic Aspects, Niels Munk Plum (In English). 1953. 26 p. Size 21.5 × 14 cm.*

No. 36: *Heating-Economic Investigations in the "Pileparken 2" 1950—52, J. L. Mansa (Danish text). 1953. 10 p. Size A₄.*

No. 37: *Concrete-Report-Forms, Niels Munk Plum (Danish text). 1953. 17 p. Size A₅.*

No. 38: *Long-Time Studies of Concrete Durability, Niels Munk Plum (Danish text). 1953. 5 p. Size A₅.*

No. 39: *Wood Consumption for Building Activities in Denmark 1939—1952, K. Agermose and Niels Munk Plum (Danish text). 1954. 16 p. Size A₅.*

No. 40: *Mortar Admixtures for Winter Construction, O. Gerner Hansen (Danish text). 1954. 11 p. Size A₅.*

No. 41: *No-Fines Concrete, Poul Nerenst and Birger Warris (Danish text). 1954. 20 p. Size A₅.*

No. 42: *Distribution of Mean Temperatures by Twenty-Four-Hour-Periods per Year, P. Becher (Danish text). 1954. 4 p. Size A₄.*

No. 43: *Automatisation of Central Heating Plants, V. Korsgaard (Danish text with an English summary). 1954. 9 p. Size A₄.*

No. 44: *Increasing the Efficiency of Building, Practically or on Paper? Philip Arctander (Danish text). 1954. 4 p. Size A₅.*

Annual Reports 1947—53

on the activities and management of the Institute (special English Issues) Nos. 1, 2, 3, 4, 5 and 6.

All the publications may be obtained through our publishers Teknisk Forlag, 31, Vester Farimagsgade, Copenhagen V, Denmark.

By a Scandinavian co-operation is further issued

Bygglitteratur

containing uniform abstracts, of 100—200 words each, of the most essential Scandinavian building literature. The abstracts are prepared by the national committees on building documentation in Denmark, Finland, Norway and Sweden, and they are collected in issues appearing six times a year and containing 180—200 abstracts annually, printed on index cards of the size A₇. Subscription can be ordered through The Danish National Institute of Building Research, Building Documentation Committee. The price is Dan. Kr. 27,— annually.