

Key
MPN

Kommentarer
til

Key

Dansk Ingeniørforenings normer
for beton- og jernbetonkonstruktioner
af 1949

Ved Erik V. Meyer og A. J. Moe



Eftertryk forbudt

TEKNISK FORLAG
1950

Kommentarer

til

Dansk Ingeniørforenings normer for beton- og jernbetonkonstruktioner af 1949

Ved Erik V. Meyer og A. J. Moe



Eftertryk forbudt

TEKNISK FORLAG
1950

INDHOLD

Side

INDLEDNING	7
1. Gyldighedsområde	15
2. Bogstavsymboler	17
I. ALMINDELIGE REGLER FOR BETON- OG JERNBETON- KONSTRUKTIONER	18
A. Materialer	18
3. Armeringsjern	18
4. Cementen	23
5. Gruset	25
6. Vandet	35
B. Beton	35
7. Blandingsforhold, blanding	35
8. Betonens bearbejdelse og konsistens	38
9. Prøvning af betonen	39
C. Udførelse af beton- og jernbetonarbejder	43
10. Forskalling	43
11. Armering	46
12. Betonarbejde	55
13. Efterbehandling og vanding	57
14. Støbning i koldt vejr	57
15. Støbning under vand	58
D. Kontrol af materialer og udførelse	58
16. Klasseinddeling af kontrol	58
17. Tegninger og beregninger m. m.	69
18. Udtagning af materialprøver	69
19. Kontrol efter arbejdets udførelse	69
E. Konstruktion og beregning af jernbeton	71
1. Snitkræfternes bestemmelse	71
20. Spændvidder	71
21. Statisk ubestemte konstruktioner	71
Delvis indspænding	77
22. Krydsarmerede, rektangulære plader	82
23. Enkeltkræfter på plader	84

	Side
2. Spændingsbestemmelse og dimensionering	86
24. Spændingerne	86
25. T-bjælker	86
26. Trykarmring i bjælker (og plader)	86
27. Almindelige søjlers armering	87
28. Beviklede søjlers armering	88
29. Centraltbelastede søjler	89
30. Ekscentrisk belastede søjler	89
31. Fundamenter og lejekvadre	93
32. Pæle	95
33. Vægge	97
34. Buer og hvælvinger	99
35. Tilladelige spændinger for normal belastning ...	100
Normal hærdningstid	107
36. Konstruktioner med forspændinger	107
37. Nye materialer og konstruktioner	115
F. Konstruktion og beregning af uarmeret beton	116
38. Spændingerne	116
39. Centralt belastede, uarmerede piller og vægge ...	117
40. Fundamenter og lejekvadre	119
41. Uarmerede pæle	119
42. Buer og hvælvinger	120
43. Etageadskillelser af beton udstøbt mellem jernbjælker	121
44. Tilladelige spændinger for normal belastning ...	121
Bøjningstrækspændinger i fundamenter m. m. ...	123
45. Nye konstruktioner	126
II. SÆRLIGE REGLER FOR BROKONSTRUKTIONER	127
46. Belastningskombinationer	127
III. SÆRLIGE REGLER FOR HUSBYGNINGSKONSTRUKTIONER	129
47. Belastningskombinationer	129
IV. SÆRLIGE REGLER FOR VANDBYGNINGSKONSTRUKTIONER	131
48—49	131
V. SÆRLIGE REGLER FOR JERNBETONSKORSTENE	132
50—61	132

FORORD

Disse forklaringer udgives med økonomisk støtte fra Dansk Ingeniørforening, men forfatterne har alene ansvaret for de anførte forklaringer og fortolkninger.

Fortolkningerne til stykkerne 4—9 og 12—15 er foretaget af Erik V. Meyer. Til stykkerne 10, 16 og 35. 1. 2 i fællesskab af begge forfatterne. Til indledningen og til resten af A. J. Moe.

Det oprindelige forslag til normerne var udarbejdet under afdøde professor Chr. Nøkkentveds ledelse af arbejdsudvalget. Efter at dette forslag havde været udsendt til kritik, måtte revisionen ved professor Nøkkentveds død overgå til anden ledelse. De hoveddispositioner, som professor Nøkkentved havde truffet, er naturligvis bibeholdt i normernes endelige form i størst mulig udstrækning, men det har ikke helt kunnet undgås, at visse mangler herved er opstået gennem revisionen. Ligeledes er professor Nøkkentveds sproglige form og ordvalg praktisk talt bibeholdt overalt, hvor direkte realitetsændringer ikke har nødvendiggjort andet. Man har ment det rigtigst at anføre dette som baggrund for forståelsen af en del af forklaringerne og fortolkningerne, så meget mere som vi jo desværre må savne adskillige af professor Nøkkentveds begrundelser.

INDLEDNING

De nye normer af 1. november 1949 for beton- og jernbetonkonstruktioner erstatter dels de tidligere normer for jernbetonkonstruktioner af 1930 samt foreløbige normer for beton- og jernbetonkonstruktioner af marts 1943, dels forskellige bestemmelser i normer for beregning af husbygningskonstruktioner af 1930 og i foreløbige regler for beregning og udførelse af jernbetonkonstruktioner i vandbygning af 1926 og dels endelig foreløbige normer for jernbetonskorstene af 1931.

De nye normers 60 sider i forhold til de tidligere normer for jernbetonkonstruktioner på 32 (lidt mindre) sider betegner derfor ikke nogen tilsvarende udvidelse af stoffet.

Den valgte hovedinddeling af stoffet gør i visse tilfælde benyttelsen noget omstændelig. Hvis man f. eks. skal fastlægge de tilladelige spændinger for en given konstruktion, bliver fremgangsmåden følgende:

1. Først bestemmes om konstruktionen skal være af jernbeton eller af uarmeret beton. I første tilfælde søges de tilladelige spændinger under punkt 35, i det andet tilfælde under punkt 44.

2. Derefter bestemmes om konstruktionen skal udføres efter klasse A (skærpet kontrol) eller efter klasse B (sædvanlig kontrol).

Jernbeton.

For normale belastningskombinationer findes de tilladelige spændinger under punkt 35: r_1 for jern påvirket til træk, r_b for beton påvirket til tryk ved bøjning, r_0 til tryk uden udbøj-

ningsfare og τ_b til forskydning. Hvis de normale belastningskombinationer er af rent midlertidig karakter, må de angivne tilladelige spændinger dog forhøjes med 25 %.

Vælger man klasse B, findes de tilladelige spændinger under punkt 35.1. Vælger man klasse A, findes de under punkt 35.1, kombineret med punkt 35.2.

For meget underordnede konstruktioner eller for særligt betydningsfulde konstruktioner er det tilladt at gøre undtagelser i henhold til fodnoterne til punkt 35.1.2 og punkt 35.2.2.

For konstruktionsled med udbøjningsfare findes bestemmelser i punkt 29 og 30.

Hertil kommer særlige regler om, at de tilladelige spændinger ikke må overstiges med mere end 80 %, når den bevægelige belastning forøges med 50 % (afsnit II og III).

U a r m e r e t b e t o n .

Her findes de tilsvarende bestemmelser under punkterne 44 og 39. For buer og hvælvinger må de tilladelige spændinger ikke overstiges med mere end 200 %, når den bevægelige belastning forøges med 100 % (stk. 42). I visse tilfælde er det tilladt at regne med trækspændinger (stk. 44.1 og 44.2).

3. Herefter må man fastlægge, om konstruktionen hører under brobygning, husbygning, vandbygning eller skorstene. For hver af disse kategorier findes bestemmelser henholdsvis i afsnittene II, III, IV og V om forskellige belastningskombinationer og de dertil hørende variationer af de tilladelige spændinger.

4. Hvis det drejer sig om konstruktioner med forspændinger, kan de foran nævnte regler for tilladelige spændinger ikke anvendes. I så tilfælde må man gå frem efter punkt 36. For melankonstruktioner, konstruktioner, der i mere eller mindre belastet tilstand skal forstærkes, o. lign., er der givet detaljerede regler i punkt 36.1. For konstruktioner med kunstig forspænding er der givet vejledende regler i punkt 36.2.

5. Endelig kan helt andre regler eventuelt anvendes for nye materialer og konstruktioner i henhold til punkterne 37 og 45.

Da spørgsmålet om tilladelige spændinger eller sikkerhedsgraden formentlig er noget af det første, der melder sig, når de nye normer skal tages i brug, har man fundet det rimeligt straks at give en anvisning på fremgangsmåden, der som sagt er noget omstændelig.

Da man i sin tid traf den bestemmelse, at samtlige bygningsnormer skulle udgives som et *samlet kompleks*, opstod der adskillige praktiske vanskeligheder. Samarbejdet mellem de mange udvalg måtte nødvendigvis tage tid og sinkede de normer, som hastede mest. Det kunne heller ikke undgås, at hoveddispositionerne for de enkelte normer blev præget af hensynet til det samlede kompleks, og de formelle hensyn tyngede de enkelte normer. De største vanskeligheder var dog, at et samlet kompleks måtte kasseres, når et enkelt afsnit blev revideret, samt at det afsnit, der sidst blev færdigt, sinkede alle de øvrige. Man forlod, da det kom til stykket, kravet om et fuldstændigt kompleks, men først efter at arbejdet havde været i gang i en år-række og derved præget resultatet.

I det første udkast til normer for beton- og jernbetonkonstruktioner blev der lagt megen vægt på de særligt store og komplicerede konstruktioner. Efter min mening var dette uheldigt. Hvad man har brug for er i første række normer for „simple“ konstruktioner, d. v. s. i statisk henseende ofte meget komplicerede konstruktioner blot med forholdsvis små spændvidder og begrænset belastningskoncentration uden større dynamiske virkninger; med andre ord simple husbygningkonstruktioner o. lign. Disse må uundgåeligt kunne projekteres af teknikere uden altfor stor specialviden. Projekteringen af meget store og usædvanlige konstruktioner, som f. eks. Lillebæltsbroen o. lign., vil altid ligge i hænderne på specialteknikere, som strengt taget ikke behøver normer. Det første udkast var derved blevet noget besværligt at arbejde med for det store flertal af

teknikere, der dagligt beskæftiger sig med de almindelige konstruktioner, som tilmed på grund af deres store antal vejer ganske anderledes til i økonomisk henseende end de få exceptionelle konstruktioner. Ved normernes endelige revision har man derfor søgt at lægge større vægt på de almindelige konstruktioner, idet man samtidig har søgt *at stille de teknikere, som skal projektere exceptionelle konstruktioner, væsentlig friere.*

Danske jernbetonnormer har altid indeholdt afsnit om konstruktionernes udførelse, d. v. s. krav til forskalling, armering, betonblanding o. s. v. Efter min erfaring er denne tradition ikke særlig praktisk. Sådanne forskrifter bliver næsten uundgåeligt en sammenblanding af egentlige krav og informationer, og da de skal gælde i almindelighed, må kravene ofte formuleres noget ubestemt. I virkeligheden kunne de erstattes af „*Almindelige betingelser for udførelse af beton- og jernbetonkonstruktioner*“. Disse kunne deles efter forskellige klasser og anvendelsesområder, og burde affattes i koncise krav, så de direkte kunne anvendes med juridiske formål i kontrakter o. lign. Sådanne betingelser burde udarbejdes af entreprenører og projekterende teknikere i lige repræsentation, og burde kun indeholde, hvad man fuldt ud kunne enes om. Sådanne bestemt formulerede krav til udførelsen, der gjaldt for alle tilbud og kontrakter, ville danne et ganske anderledes sikkert grundlag for normer for konstruktionernes beregning, end de noget vage bestemmelser, vi hidtil har anbragt sammen med normerne. Det ville altid stå de projekterende frit for at udbygge og skærpe sådanne almindelige betingelser med særlige betingelser.

Da man under revisionen af de gamle normer gik over til *mere moderne forskrifter for betonens fremstilling* og behandling, måtte man se i øjnene, at dette kunne volde vanskeligheder i vide kredse. Man fandt det derfor nødvendigt at indføre flere instruktive forklaringer end tidligere. Disse er dog indskrænket betydeligt ved den endelige revision; men stryge

dem helt har man ikke ment ville være praktisk, selv om stof-
fet er vokset derved.

Ved den endelige revision af de nye normer har man forsøgt
ikke at binde de projekterende teknikere til bestemte bereg-
nings- og konstruktionsprincipper i højere grad end strengt
nødvendigt. Allerede punkt 1 indeholder en generel tilladelse
til afvigelser, og gang på gang er det i de følgende stykker
fremhævet, at en bestemt fremgangsmåde *kan* benyttes, såfremt
bedre metoder ikke foretrækkes (af den projekterende). Der er
også taget hensyn til nye konstruktionsformer og idéer, så disse
kan praktiseres, selv om normernes bestemmelser ikke lader sig
anvende direkte, eller det kan vises, at de ville være urimelige.

For melankonstruktioner og forstærkede konstruktioner, som
ikke på rationel måde kan beregnes ved hjælp af tilladelige
spændinger, er der angivet en mere rationel beregningsmåde*).
Denne metode burde efter min mening være indført generelt
for alle konstruktioner**) (som det muligvis sker i de nye nor-
ske normer). Man kunne da undgå de temmelig tilfældige reg-

*) Kyndbyværket, Skærbækværket og Østre-Kraft-Varmeværk er be-
regnet efter denne nye metode, og det har herunder vist sig, at meto-
den er både simplere og mere overskuelig end den gængse metode med
tilladelige spændinger. Dette gælder også de talrige normale jernbeton-
konstruktioner (altså ikke blot melankonstruktionerne) i de nævnte
værker. Økonomisk giver de to metoder praktisk talt samme samlede
resultat; men de tilsigtede forskelle i materialernes fordeling opnås
naturligvis.

**) Allerede i 1927 skrev professor A. Ostenfeld: „Den nu alminde-
lige Dimensioneringsmetode (tilladelige spændinger) er ved at køre
fast. Det ny er for saa vidt kun, at man indfører Sikkerhedsgraden som
en Faktor til Belastningerne i Stedet for som en Divisor til Spændin-
gen; men dette Skridt er sikkert rigtigt og fordelagtigt.

Enten maa man (i normerne) indføre den af Ing. Moe foreslaaede
principielle Reform, eller ogsaa maa man forskrive tilstrækkelige Extra-
betingelser til at undgaa de værste af de paaepgede Mangler ved den
gamle Metode; og det sidste turde blive værre (vanskeligere) end det
første.“ „Ingeniøren“ 1927 S. 251—253.

ler om visse begrænsninger af spændingerne, når den bevægelige belastning alene forøges, ligesom man automatisk ville sikre sig, at prøvebelastninger med større bevægelig belastning, end den konstruktionen beregnes for, kunne gennemføres uden uforholdsmæssig risiko. Det er irrationelt og kan være farligt — at prøvebelaste en konstruktion med en belastning, den ikke er beregnet for, selv om den intet fejler. Man kunne samtidig undgå at straffe tunge konstruktioner så udforholdsmæssigt, som det nu sker, ligesom man ville slippe for ekstra stabilitetsundersøgelser.

Den traditionelle *opdeling af statiske konstruktioner* i brokonstruktioner, husbygningskonstruktioner, vandbygningskonstruktioner (afsnit II, III, og IV) er efter min opfattelse uheldig. Det er næsten umuligt at skelne imellem, om en konstruktion hører til broer, husbygning eller vandbygning. Er en kranbro en bro eller hører den til husbygning? Hvortil hører en kranskinnebrager? Er kølevandskanaler husbygning eller vandbygning? Kan man kalde en kornsilo en vandbeholder eller en tilskuertribune for husbygning? Da reglerne for de tilladelige spændinger (d. v. s. sikkerhedsgraden) varierer fra gruppe til gruppe, er sammenblanding af de forskellige grupper meget besværlig. I praksis vil man derfor nok regne med alle de konstruktioner, som er direkte knyttet til hovedprojektet, til en klasse og så skele lidt til de andre klasser, hvor man finder det rimeligt. Faste kranbroer vil sikkert altid blive henført til husbygning, og fundamenter for et hus vil blive henført til husbygning, selv om det ligger under vand (man vil bruge de for husbygning foreskrevne belastningstilfælde).

Det havde været *mere rationelt at skelne mellem belastningsarter og andre ydre forholds indvirkning*. En bestræbelse i denne retning er foretaget, idet man har indført det samme princip for belastningskombinationerne a og b i husbygning, som altid har været anvendt ved brobygning, nemlig at beregne konstruktionen først for bevægelig og hvilende belastning uden

vindtryk, og derefter undersøge den for samtidig påvirkning fra bevægelig og hvilende belastning samt vindtryk. For husbygning har man ganske vist forlangt, at vindtryk alene skal stilles lige med bevægelig belastning alene uden forhøjelse af vindtrykket. For broer har man fra gammel tid regnet med højere vindtryk på ubelastet end på belastet bro. Dette kunne dog nok bringes i samklang. Langt værre er det, at vandbyggerne fastsætter en særlig høj tilladelig spænding, hvor belastningen består af jordtryk. Man skulle synes, at det var mere rationelt at nedsætte jordtrykket.

At man for belastningstilfælde b forhøjer de tilladelige spændinger med 15 % ved broer og 25 % ved husbygning og for tilfælde c henholdsvis med 30 % og 40 % må kunne samarbejdes, da alle disse forhøjelser til syvende og sidst er temmelig vilkårlige.

Hele opstillingen af normerne ville blive enklere, hvis man kunne forlade den irrationelle inddeling efter konstruktionernes brugsbetegnelse.

Man har bibeholdt det gamle princip om kun at give forskrifter, der har henblik på konstruktionernes *sikkerhed mod brud*. Sikkerhed mod revner og for store deformationer er der nok skelet til, men direkte bestemmelser findes ikke. Det kan kun gøres rationelt ud fra helt andre beregningsforudsætninger end dem, der har været gældende for så at sige alle gængse teorier om jernbeton. Indirekte skjuler der sig i normerne en vis sikkerhed mod revner i begrænsningen af de tilladelige spændinger for jern (særligt jern med høj flydegrænse). Enkelte steder findes advarende bemærkninger mod for store deformationer.

Alt for hyppige *revisioner* af normer er efter mit skøn kun af det onde. Normer skal indarbejdes og brugen indøves af så mange mennesker, at det nødvendigvis tager lang tid. Og er de en gang tilegnet, kræver det uforholdsmæssig megen tid, at indarbejde og indøve brugen af nye, reviderede udgaver, hvor-

ved megen kostbar tid går til spilde. Hertil kommer, at udarbejdelsen af reviderede udgaver af så komplicerede bestemmelser tager lang tid. Det gør det i alle lande. Mange har udtalt, at normerne kun bør indeholde få og faste regler og så få detailbestemmelser som muligt. Angående de få og faste regler kan jeg være enig deri, hvad angår betonens sammensætning og behandling m. v., hvis de udgives som „Almindelige betingelser“. For de øvrige bestemmelser tvivler jeg på, at sådanne ønsker — særligt hvad reglernes skarphed angår — kan være fremsat af teknikere, som har mange års daglig erfaring i brug af normerne. Disse skal jo gælde omfattende områder, og dygtige teknikere vil altid ønske sig rimelig frihed. Angående så få detailbestemmelser som muligt har det trods alt vist sig, at nogle af dem, der ivrigst har rejst kravet, undertiden også er ivrige efter at få detailbestemmelser indført, nemlig sådanne, som interesserer dem selv særligt. Jeg har altid ønsket normerne så korte som muligt; men man bør ikke overse, at vi har brug dels for *visse principielle afgørelser* og dels for *en række kompromis'er*. Det sidste fordi beregning af jernbetonkonstruktioner nu engang sjældent kan gennemføres nøjagtigt, og fordi en nogenlunde nøjagtig beregning ofte vil være uigennemførlig i praksis, selv om den muligvis kan udføres med stort besvær og megen tid. Jeg tror heller ikke, man skal ønske revisioner gennemført på alt for kort tid. De fleste vil sikkert ved nærmere eftertanke erkende, at norm-revisioner først og fremmest bør udføres af flere, så vidt muligt særligt erfarne og kyndige teknikere. Ellers løber man for stor risiko for, at bestemmelserne bliver for ensidige eller utilstrækkelige. Men den slags teknikere har som regel meget andet at gøre. Krav om kort revisionstid kan let føre til ensidige eller mindre velovervejede bestemmelser. Hvor en række teknikere skal enes om visse bestemmelser, må mange af disse ende med at være kompromis'er, og det kræver tid, om resultaterne skal blive rimelige.

Det må derfor være en landvinding, at de nye normer i sig

selv åbner mulighed for friere fortolkning og nydannelser. Normerne indeholder i hovedsagen *minimumskrav* og *tilladelige forenklinger*. Mere rationelle metoder og strengere krav vil altid være tilladte.

Når der, ligesom i vistnok alle tidligere udgaver af jernbetonnormerne, snart benyttes ordet „skal“ og snart „bør“ er dette ingenlunde tilfældigt. Som foran anført mener jeg ganske vist, at bestemmelserne om „arbejdets udførelse“ burde erstattes med klart og bestemt formulerede „Almindelige betingelser“; men i de øvrige afsnit har man med hensigt *skelnet mellem bestemte krav, som skal overholdes i alle tilfælde, og regler som så vidt muligt bør overholdes*, men som — fordi normerne omfatter alle mulige konstruktioner — kan blive mere eller mindre urimelige i visse tilfælde.

Normerne *skal* danne et bolværk mod utilladeligt dristige eller letsindige konstruktioner (bl. a. gennem uhæmmet konkurrence), og de bestemmelser, der har denne hensigt, er klare nok; men normerne *bør* ikke være en unødigt hemske for gode ideer og sund udvikling. Derfor *skal* normernes bestemmelser ikke være rigoristiske, hvor det ikke er strengt nødvendigt.

Gyldighedsområde

Punkt 1.

I forhold til de tidligere normer er dette stykke udvidet med tre væsentlige bestemmelser. For det første er der givet en definition af, hvad der skal forstås ved jernbeton, for at normernes regler uden videre kan anvendes. Denne regel udelukker f. ex. betonkonstruktioner, der er armeret med andet end jern. Dette er ganske vist allerede givet ved udtrykket: jernbetonkonstruktioner, og det er hovedgrunden til, at man har bibeholdt dette ord i stedet for: armeret beton. Endvidere udelukker definitionen også hulstændæk, der ikke kan kaldes en monolitisk konstruktion, særlig når der kun anvendes armering i een retning. Også konstruktioner af færdigstøbte jernbeton-

elementer, der ikke sammenstøbes og forbindes med stødjern er udelukkede.

Da alle sådanne konstruktioner, og mange andre, der ikke indbefattes i definitionen af jernbeton, godt kan være udmærkede konstruktioner, har man tilføjet den anden bestemmelse: at normerne bør kunne finde anvendelse også på andre områder (end almindeligt forekommende hus-, bro-, vandbygningskonstruktioner samt skorstene) og på andre konstruktionsformer. Kun skal der i så fald regnes med de af sagens natur følgende modifikationer. Dette vil i praksis sige, at man må forhandle med de kontrollerende myndigheder om de eventuelle afvigelser fra normernes bestemmelser og, hvor konstruktionen ikke er underkastet kontrollerende myndigheder, må den projekterende tekniker selv overveje afvigelserne. Normudvalget har altså ikke ment direkte at kunne give anvisning på, hvorledes reglerne for sådanne konstruktioner skal være; men man har blot ønsket, at normerne ikke skulle spærre vejen for deres anvendelse. For hulstensdæk vil Dansk Ingeniørforening dog udgive særlige normer.

De fleste af de nævnte, undtagne konstruktioner kan efter min opfattelse udmærket godt beregnes direkte efter normerne. Deres mangler i forhold til egentlige jernbetonkonstruktioner skyldes deres ringere sammenhæng og ringere fordelende evne. Der må derfor blot træffes særlige foranstaltninger, dels for at de kan tåle afvigelser fra de (ofte som ensformigt fordelte) foreskrevne belastninger i form af forskrifter om enkeltkræfter (skillevægge o. lign.), og dels for at undgå ubehagelige eller skadelige revner, samt for at sammenhængen med andre konstruktionsdele bliver tilstrækkelig (f. ex. forankring til gavle o. lign.).

Den tredje nye bestemmelse er tilladelsen til afvigelser fra de i normerne angivne regler og beregningsmåder. Her påhviler det blot den projekterende tekniker at fremskaffe den fornødne dokumentation for, at de afvigelser, han foreslår, er

forsvarlige, f. ex. gennem forsøg, teoretiske undersøgelser eller ved hjælp af allerede foreliggende resultater fra anerkendte personer eller laboratorier herhjemme eller i udlandet. Derimod vil det kun undtagelsesvis være tilstrækkeligt blot at hen-vise til tilsvarende bestemmelser i normer fra andre lande. Et bestemt normkomplex er en sammenkædning af mange bestem-melser, der ofte er meget afhængige af hinanden, så enkelte regler ikke uden videre kan udtages og sammenkædes med bestemmelser i andre normer.

Særlig denne tredje nye bestemmelse er efter min opfattelse indført, for at give de projekterende teknikere større frihed, og for at kunne gennemføre forbedrede bestemmelser og rime-lige fortolkninger efterhånden som nye opgaver og fremskridt kommer frem, uden at man derved kommer i direkte konflikt med normerne.

Bogstavsymbolerne

Punkt 2.

er stort set de samme som i normernes tidligere udgave, kun har man medtaget „r“ som betegnelse for „tilladelig spæn-ding“. Denne bekvemme betegnelse har jo været benyttet af de fleste danske ingeniører lige siden den indførtes af professor Borch. For dem, der skal kontrollere statiske beregninger, er det så stor en lettelse, at symbolerne for de væsentligste udtryk er ens for alle beregninger, at det næppe kan understreges stærkt nok, at alle bør benytte de i normerne fastsatte symboler.

Ikke alle symbolerne er i overensstemmelse med Dansk Stan-dard 10010 af marts 1949 vedrørende metalprøvning, hvor flydespændingen f. eks. betegnes ved σ_s (strækspændingen); men man har bibeholdt de oprindelige symboler, dels fordi de er så indarbejdede i de kredse, som benytter normerne og dels fordi de anvendes i de fleste hånd- og lærebøger.

I. ALMINDELIGE REGLER FOR BETON- OG JERNBETONKONSTRUKTIONER

A. Materialer

Punkt 3. Armeringsjern

Kvalitetsbestemmelserne for armeringsjern er udvidet betydeligt i forhold til 1930-normerne og også i forhold til de foreløbige normer af 1943.

Dette skyldes særlig de mange former og jernsorter, der i de senere år er kommet frem på markedet.

Når det straks i første stykke er fremhævet, at armeringsjern „i almindelighed“ skal være valset jern, betyder det, at andre former godt kan anvendes. Former og jernsorter, som tidligere har været anvendt og anerkendt her i landet, kan uden videre anvendes, såfremt de tilfredsstillende de nye kvalitetsbestemmelser. Andre former og jernsorter kan i almindelighed anvendes, såfremt de tilfredsstillende de nye kvalitetsbestemmelser, med mindre der kan være tvivl om deres egnethed af andre grunde. I så fald må deres egnethed påvises.

Selv former og jernsorter, som ikke tilfredsstillende de nye kvalitetsbestemmelser, kan godt anvendes. Kun må det i så fald af den projekterende tekniker dokumenteres, at de er egnede, enten således at normernes bestemmelser iøvrigt uden videre kan anvendes, eller således at disse må anvendes med visse modifikationer (sidste stykke i punkt 3).

For jern med egentlig flydespænding skal sikkerheden fastsættes i forhold til den nedre flydespænding. For nogle jern-

sorter kan der være betydelig forskel på den øvre og den nedre flydespænding, og da den øvre flydespænding som regel kun optræder på en meget ringe strækning af arbejdslinien, vil det normalt være den nedre flydespænding, der har betydning for brud. Ved den nedre flydespænding må strengt taget forstås den laveste spænding efter at jernet er begyndt at flyde. I praksis må fastsættelsen dog vist foretages som en rimelig midelværdi af de lave spændinger, som optræder kort efter den første flydning. På prøvemaskiner lader dette sig i hvert fald lettere gøre. For jern uden udpræget flydespænding betegner σ_F den spænding, hvor den blivende formforandring er 0,2 %. Dette falder sammen med den af det internationale materialprøvningsforbund angivne definition. Oprindeligt var man inde på at definere σ_F som den spænding, hvor de totale formændringer var 0,4 %. Dette er måske mere rationelt med hensyn til revnefare, og det ville stille jern med lav flydespænding gunstigere og jern med høj flydespænding ugunstigere end 0,2 % spændingen, hvilket i og for sig er tiltalende; men da jern med meget høje flydespændinger, for hvilke betydningen er størst, næppe med fordel kan anvendes undtagen til forspændt beton, og det for sådanne konstruktioner ville være urimeligt og umotiveret at fastholde 0,4 % spændingen, er man endt med 0,2 % spændingen. Jern har en elastisk forlængelse på 0,2 % for en spænding på ca. 4000 kg/cm², så først for jern hvor 0,2 % blivende forlængelse optræder for større spændinger end ca. 4000 kg/cm² vil 0,4 % spændingen være strengere end 0,2 % spændingen.

Bestemmelsen om at armeringsjern mindst skal have en jævn forlængelse på 4 % ved σ_{Max} i arbejdslinien fandtes ikke i normerne af 1930, men derimod i de foreløbige normer af 1943. Den opfyldes let af de almindelige jernsorter, for hvilke en prøvning i almindelighed er overflødig. Hensigten med bestemmelsen er at forbyde anvendelsen af visse jern, for hvilke en særlig høj flydespænding (0,2 % spænding) er opnået på

bekostning af sejgheden, f. eks. ved vidtdreven koldbearbejdning. Under visse omstændigheder kan jern, der ikke opfylder denne bestemmelse, vel være anvendelige til armering (punkt 1, sidste punktum og punkt 3, sidste stykke), men i almindelighed vil den krævede sejghed i praksis være nødvendig af hensyn til forarbejdningen, som f. eks. opbøjninger, tildannelse af kroge e. lign. Der må dog også gøres opmærksom på, at jern med ringere sejghed under særlige omstændigheder kan medføre pludseligt brud på grund af mindre forlængelser end de, man finder ved et almindeligt trækforsøg. Dette kan f. eks. ske på grund af lave temperaturer, gentagne påvirkninger, kærsvirkninger o. lign.

De foreløbige normers bestemmelse om, at flydespændingen (0,2 % spændingen) ikke måtte være mindre end 65 % af brudspændingen, er bortfaldet, fordi den var urimelig. Når sikkerheden fastsættes i forhold til flydespændingen, kan det ikke være skadeligt, at der herfra er langt til brudspændingen. Bestemmelsen i de foreløbige normer er tværtimod i de endelige normer ombyttet med et krav om, at trækstyrken bør ligge mindst 14 % over flydespændingen, eller 0,2 % spændingen for jern uden udpræget flydespænding. Også denne bestemmelse tager i første række sigte på at udelukke jern, som af forskellige grunde er uegnet til armering. Således udelukkes visse jernsorter, hvis 0,2 % spænding er hævet særlig højt ved vidtdreven koldbearbejdning, men som er uegnede f. eks. derved, at materialets egenskaber ikke er stabile o. a.

Bestemmelsen om, at jernet 2 millioner gange skal kunne tåle en spændingsvariation mellem $0,9 \sigma_F$ og $0,5 \sigma_F$ fandtes også i de foreløbige normer af 1943, men ikke i normerne af 1930. Hensigten med den er at udelukke visse jern, hvis egenskaber nok kan tilfredsstille de øvrige bestemmelser, men som alligevel ikke er egnede. Det er særlig visse jern, hvis oprindelige egenskaber er ændret ved koldbearbejdning og jern med for højt kulstofindhold el. lign., der herved udelukkes. Det er

ikke alene fordi armeringsjern kan blive påvirket af skiftende spændinger i de endelige konstruktioner, at bestemmelsen er forlangt overholdt, men prøven udelukker også jern, der af andre grunde er uegnede. Sådant jern kan f. eks. skifte egenskaber med alderen og temperaturen, ligesom det kan have andre uønskede egenskaber. Det er altså ikke en tilstrækkelig motivering til at omgå bestemmelsen, at jernet kun skal benyttes til konstruktioner, der ikke er udsat for vekslende påvirkninger (f. eks. en kanalbro).

Kravet om varighedsprøvning vil i praksis næppe blive anvendt i større omfang undtagen ved nye jernsorter. For konstruktioner, der udføres i klasse A (punkt 16, 2) anbefales det dog af og til at lade udføre sådanne prøvninger, hvorved der er tænkt på, at man i betydelige konstruktioner ofte udnytter konstruktionernes materialer og muligheder særlig stærkt (man regner bl. a. med højere spændinger). Men også for klasse B er det afgørende, at nye jernsorter er prøvet på denne måde, før de overhovedet tages i brug.

Når armeringsjern svejses, skal svejsningerne kunne opfylde de samme varighedsprøver som jern uden svejsninger. Trods dette skal der i visse tilfælde regnes med en nedsat tilladelig påvirkning, når svejsning anvendes (se punkt 35. 1. 1, sidste stykke).

I modsætning til de foreløbige normer, indeholder de nye normer den bestemmelse, at prøvningen for skiftende påvirkninger skal udføres med ubearbejdede prøver. Dette kan i praksis volde visse vanskeligheder, idet brud i nogle former af armeringsjern (f. eks. kamjern) ofte indtræffer i indspændingerne, når de sædvanlige indspændingsmåder anvendes. Denne vanskelighed er dog nu overvundet.

Bestemmelsen om at jern med højere kulstofindhold end 0,3 % kun må anvendes, når det kan bestå de foreskrevne prøvninger, efter at det har været udsat for en brandprøvning, fandtes ikke i de tidligere eller i de foreløbige normer. Bestem-

melsen tager sigte på at udelukke jern, som lader sig hærde i skadelig grad (under brandprøvning), så det ikke opfylder de opstillede krav til armeringsjern efter at have været underkastet brandprøvningen. Det har altså ikke nogen særlig betydning, om brandprøvningen foregår medens prøven er belastet. Brandprøvningen skal udføres med en prøve, hvor jernet er indstøbt i beton på samme måde, som det sker i jernbetonkonstruktioner, altså f. eks. med 1 cm betondækning. Det viser sig, at kulstofindholdet skal væsentlig op over 0,3 %, før farlig hærkning opstår, bl. a. fordi pludselig afkøling ved påsprøjtning af vand trods alt sker langsommere, når jernet er indstøbt i beton — selv om betonskallen er sprunget af — end ved uindstøbt jern.

Bøjeprovningen er den samme som i tidligere udgaver af normerne, dog er der tilføjet en mildere forskrift for jern, der ikke skal forsynes med kroge. Dette er først og fremmest sket af hensyn til kamjern, hvor kroge og hager er overflødige, samtidigt med at nogle kamjernsorter vanskeligt tåler den strenge bøjeprovning.

På byggepladser bøjer man ofte stødjern fra fundamenter o. lign. til side, hvor de er i vejen, og retter dem senere op. Dette kan man ikke uden videre gøre med kamjern og tentorstål, da de knækker ved sådan behandling.

Forskrifterne om jernets maksimale indhold af de skadelige stoffer, svovl og fosfor, er lidt mildere end de tilsvarende bestemmelser for smedegods i de foreløbige normer af 1941 for stålkonstruktioner, men de stemmer f. eks. med tilsvarende engelske bestemmelser.

Endelig åbner punktets sidste stykke en mulighed for anvendelse af armeringsjern, som ikke opfylder alle de opstillede krav. Dette kan få betydning f. eks. for hårde stålsorter, der anvendes til forspændt beton o. lign. For stålstrengbeton kan det f. eks. ikke være afgørende, om stålstrengene kan bestå bøjeprovningen.

Erfaringerne med mange af de i de senere år fremkomne talrige specialarmeringer er ikke nær så omfattende og talrige som med almindeligt rundjern, selv om adskillige af de nye jernsorter utvivlsomt er særdeles gode, ofte endda betydeligt mere egnede til armering end almindeligt rundjern. Det vil uden tvivl være på sin plads at advare mod anvendelsen af jernsorter, som man ikke kender meget nøje, til konstruktioner, med hvilke erfaringerne i forvejen er sparsomme, selv med almindeligt rundjern. Også til konstruktioner, der er særligt udsatte eller på anden måde vanskelige, bør man nok gå forsigtigt frem. For mange af de nye jernsorter ved vi f. eks. ikke meget om, hvordan virkningen i det lange løb er, når de anvendes i konstruktioner med stærkt vekslende påvirkninger, eller som er udsatte for betydelige stødvirkninger, store temperatursvingninger, eller blot meget langvarige påvirkninger. En anden ting er, at mange af de nye jernsorter netop kan være særligt egnede til specielle konstruktioner. Det er kun kritikløs anvendelse, der må advares imod.

Cementen

Punkt 4.

Der er i almindelighed regnet med Portland-cement, som svarer til de nævnte danske normer for Portland-cement eller hurtighærdnende Portland-cement; herudover findes kun normer for S-cement, men denne cement fabrikeres ikke mere, og man har ikke ønsket at nævne den i normerne, selv om dens anvendelse er tilladelig.

Det er anført, at normerne skal bruges med passende modifikationer, når der anvendes hurtighærdnende cement i stedet for almindelig Portland-cement. Modifikationer er de fleste steder nævnt, men f. eks. kan den større temperaturstigning ved mere kompakte konstruktioner og den hurtigere hærdning kræve visse forholdsregler taget.

Det skal endelig anføres, at det fra forskellig side er kriti-

seret, at der ikke i normerne på en eller anden måde er taget hensyn til det velkendte forhold, at cementerne normalt i styrkemæssig henseende i frisk tilstand er langt bedre end forlangt i cementnormerne. Det samme forhold gjorde sig gældende ved tidligere jernbetonnormer, og da en række andre faktorer end cementens kvalitet i frisk tilstand influerer på betonens styrke, må det blive en proportioneringsopgave at tage dette forhold i betragtning. Iøvrigt er de tilladelige betonspændinger gjort afhængige af betonstyrken og ikke af cementstyrken, så en eventuel kritik bør kun rettes mod cementnormerne.

Ud over den almindelige Portland-cement og de hurtigthærdende Portland-cementer kan der være tale om anvendelse af en række andre cementer:

Hvid Portland-cement, som tilfredsstillere de danske normer, kan anvendes til lys eller hvid beton — eventuelt fremstillet med hvide tilslag. Det må erindres, at den ikke opnår så stor styrke som grå Portland-cement, og at den opnår sin styrke hurtigt, således at styrketilvæksten fra 7 til 28 dage er mindre end for denne. Hvid betons styrke stiger dog som anden betons med aftagende vandindhold i forhold til cementindholdet.

Farvede cementer fremstilles på Portland-cementbasis, men er ikke Portland-cementer. De må altså i almindelighed ikke bruges til jernbeton eller egentlige betonkonstruktioner, men kun til puds- eller svummelag. Da farvetilsætningen normalt ikke bevirker større ændringer i styrke- og afbindingsforholdene, end at normernes krav på disse punkter stadig opfyldes, vil de i særlige tilfælde kunne anvendes, når deres egnethed eftervises. Er talen om armeret beton, bør det eftervises, at cementen er rustbeskyttende og ikke angriber armeringen.

Moler-cement og havvands-cement er specialcementer, der kun vedrørende den kemiske sammensætning afviger fra normerne for Portland-cement. For disse cementer gælder det, at de tidligere har været anvendt og godkendt her i landet, og at erfarings- og forsøgsresultater berettiger til, at de til hav-

bygningsarbejder og lignende anvendes uden fornyet undersøgelse udover almindelige kontrolundersøgelser.

Lavvarme-cement tilfredsstiller de danske normer for Portland-cement.

Bemærkningen om *cementsorter, der ikke tidligere har været anvendt og godkendt her i landet*, gælder særlig udenlandske cementsorter. Man har f. eks. været ude for cementer, der var gjort hurtighærdnende ved tilsætning af CaCl_2 . Se dog kommentarerne til punkt 14.

Aluminat-cementer må ikke bruges sammen med Portland-cement, og der skal tages særlige forholdsregler f. eks. vedrørende vanding under hærdningen. Hvor betonen udsættes for stadig fugtighed, må man være opmærksom på, at denne kan virke svækkende på betonen, hvis temperaturen til stadighed er over 25° . Om disse forhold bør i givet tilfælde søges oplysning hos cementleverandøren.

Aluminat-cementen Al-cement har været anvendt og godkendt og må stadig bruges, dog med de anførte begrænsninger.

Gruset

Punkt 5.

Betegnelsen „Gruset“ for det samlede tilslagsmateriale har man valgt i overensstemmelse med professor Suensons terminologi. Den del af gruset, der kan passere en sigte med 5 mm cirkulære huller eller en sigte med fri maskevidde 4 mm kvadratiske huller, kaldes „sandet“, medens de større korn kaldes „sten“.

Man har bibeholdt denne grænse af flere grunde. Grænsen svarer til det, der i mange år har været brugt her i landet, og er nu også indført i Sverige. En ændring ville desuden formindske værdien af det store forskningsarbejde vedrørende grusets egnethed, der på basis af denne grænse er gjort her i landet. Korngraderingen af denne del af gruset og grusets indhold af korn under denne grænse er af særlig betydning for betonens egenskaber. Grænsen har derfor stor interesse i forbindelse med en undersøgelse af grusets egnethed.

Desværre er det, der i almindelighed leveres på byggepladserne som sand og sten, ikke sand og sten i normernes betydning. Sandet er i reglen langt grovere, idet det i praksis af økonomiske grunde ikke er muligt at sigte gruset på en 4 mm □ sigte. Fint grus kaldes derfor i praksis ofte sand. Dets indhold af materialer over 4 mm □ er i reglen 10—15 %. „Sten“ er teoretisk den del af gruset, som ikke er sand, men i praksis indeholder det, der leveres som sten altid en større eller mindre mængde „sand“, altså korn som kan passere 4 mm □ sigten.

Her skal ordene „sand“ og „sten“ anvendes i citationstegn, når de tages i den teoretiske betydning — ellers skal her

ved *sand* forstås et fint grus med maksimum kornstørrelse 8—10 mm og hovedparten bestående af korn under 4 mm □, og

ved *sten* et groft grus med kun et ringe indhold af korn under 4 mm □.

I normerne har man nogle steder ved en fejltagelse anvendt ordene i denne betydning, f. eks. i punkt 18. 3, men meningen fremgår formentlig af sammenhængen.

Punkt 5. 1. Kvalitetskrav

Gruset vil i almindelighed bestå af naturligt forekommende stenarter, men normerne tillader anvendelse af sand eller sten af kunstige stenarter.

Som sand eller sten af kunstige stenarter kan være tale om betonklinker, brændt knust moler eller korn af cellebeton, gasbeton, Siporex eller lignende. Eftervisningen af om den af sådanne materialer fremstillede beton har tilfredsstillende egenskaber kan — foruden styrken — efter anvendelsen omfatte frostfasthed, vandtæthed, rustbeskyttelsesevne eller lignende.

Da gruset normalt ikke leveres i netop „sand“ og „sten“, er det heldigt, dersom der kun leveres to fraktioner, at den ene

er sand med største kornstørrelse omkring 8—10 mm, medens den anden er sten. Ved større arbejder eller ved fabriksfremstilling af beton eller betonvarer er det ofte hensigtsmæssigt at bruge 2 slags sand og 1 eller 2 slags sten. Det er vigtigt, at materialerne holdes adskilte, og dette opnås bedst i siloer, der iøvrigt også optager meget ringe plads på en byggeplads.

Man kan i reglen ved besigtigelse afgøre, om gruset består af stærke korn (granit, kvarts o. l.), der ikke er smuldrende eller synligt forvitrende. Fastklæbende ler afsløres bedst ved gnidning af gruset mellem hænderne, der gerne i forvejen må fugtes. Kan der gvides ler af i større grad, er gruset noget forurenset. Om gruset bør vaskes før anvendelsen, eller om leret løsnes ved betonfremstillingen og ikke skader, kan kun afgøres ved prøvning af nogle med gruset fremstillede betonterninger, dels med vasket, dels med uvasket grus. Det uvaskede grus giver ved mager beton muligvis det bedste resultat på grund af lerets fillervirkning, medens det vaskede grus kan være bedst til en cementrig beton.

Ikke frostfaste større korn kan give anledning til afsprængninger i overfladen af beton, der udsættes for frost. Det må også erindres, at porøse korn, der er frostfaste, når de ligger frit, godt kan give anledning til afsprængninger, når de bruges i beton, og er betonens udseende og holdbarhed af stor betydning, er det rigtigst at undersøge det pågældende grus ved frostprøvning af beton fremstillet med gruset.

Større kalksten kan være frostfarlige også for tykkere betonmure, særlig hvis betonens kvalitet er mindre god.

Det bemærkes, at man ikke har sat nogen bestemt øvre grænse for største stenstørrelse, medens normerne tidligere havde 30 mm som maksimum til jernbeton. Nu er jernafstanden og betondimensionerne bestemmende, og man antyder kun, at 32 mm □ (40 mm Ø) i reglen vil være overgrænsen for armeret beton og 64 mm □ (80 mm Ø) grænsen for uarmeret beton. Yderligere tilrådes det at gøre stenindholdet i gruset

så stort, som støbeligheden tillader. Man bør altså tilstræbe materialer med så lavtliggende konkurver som muligt under hensyn til støbeligheden og med så stor største kornstørrelse, som forholdene tillader. Største stenstørrelse behøver ikke at stå i relation til det dækkende betonlag, men derimod i nogen grad til den fri afstand mellem jern i samme lag, f. eks. ikke over $\frac{2}{3}$ af denne afstand, idet betonen i almindelighed bør kunne trænge uhindret ned, og jernene ikke må virke som en rist, der holder stenene tilbage. Betonen skal normalt ikke bevæge sig langs formen.

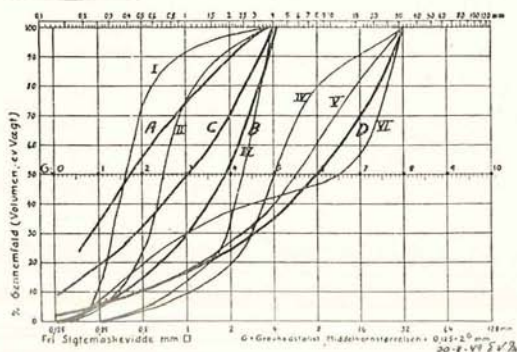


Fig. 1.

Normerne har for „sandet“s kornkurve angivet, at den bør ligge i området mellem kurverne A og B på fig. 1, og kurven C fremhæves som værende velegnet under de fleste forhold. Imidlertid vil man oftest finde sandsorter, hvis indhold af „sand“ har kornkurver, der nærmer sig A for den øverste dels vedkommende, men som for den nederste dels vedkommende skærer C eller endog B. Sådant sand har for mange mellemfine korn og for få helt fine korn, og sandet er særlig dårligt, hvis den øverste del af konkurven ligger væsentlig over A og den nederste del under B, således som vist ved kurve I på diagram 1. Sandsorter, hvis indhold af „sand“ har en kornkurve

forløbende omtrent som II, vil være mere egnet, medens sand-sorter med et indhold af „sand“ svarende til III vil være for groft, og navnlig mangle fint.

Grusets største kornstørrelse har en vis indflydelse på den beliggenhed af „sandet“s kornkurve, der er mest ønskelig. Med større største kornstørrelse bør indholdet af fint i „sandet“ være større — kornkurven altså ligge lidt højere. Det samme er tilfældet, hvis man ikke kan foretage en så effektiv komprimering, eller hvis grusets korn er forholdsvis kantede.

Hvis største kornstørrelse gøres mindre — eller der kan bearbejdes kraftigere eller hvis kornformen er mere afrundet — kan man bruge sandsorter, hvis indhold af „sand“ har en lavere liggende kornkurve.

Det bemærkes, at de angivne kornkurver A, C og B for indholdet af „sand“ er grænsekurverne for områderne „brugeligt“ og „godt“ i de foreløbige normer, medens gruskornkurven D begynder ved 32 mm \square for 100 % gennemfald og iøvrigt forløber i den nedre del af området „godt“ for samlet tilslagsmateriale i de foreløbige normer.

Man har ikke i normerne ønsket i detaljer at komme ind på spørgsmålet sammensætning af materialer, og når det er anført, at grusets kornkurve i det væsentlige er bestemt af mængdeforholdet mellem „sand“ og „sten“, er det for at pege på, at kurvepunktet svarende til 4 mm \square er det vigtigste for bedømmelsen af grusets egnethed, selv om det altid bør tages i forbindelse med en bestemmelse af største kornstørrelse og kun giver kurveforløbet i de groveste træk. Indholdet af helt fint materiale kan være af stor betydning, særlig for mager beton, men spørgsmålet hører nærmest hjemme under proportionering.

Ved sammensætning af flere grussorter, sand og sten til det grus, der skal bruges, har man forskellige fremgangsmåder til at bestemme det bedst egnede forhold. Kurven D på figur 1 angives til håndstampet beton at være god for grus med af-

rundede korn. Forholdet mellem „sten“ og „sand“ er 65:35. Kurven er vanskelig at nå i praksis, hvor man vil være henvist til at anvende de sand- og grussorter, der står til rådighed. Er gruset mere kantet i kornene, må „sand“-indholdet forøges lidt.

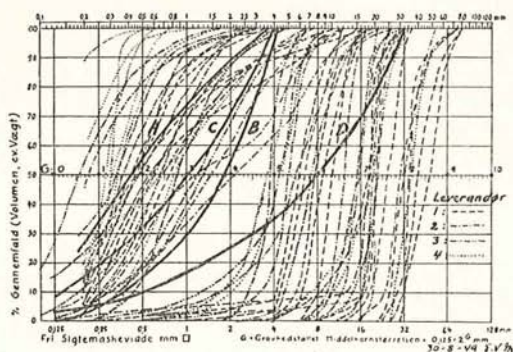


Fig. 2.

På fig. 2 er vist et lille udvalg af sigtekurver af sand og sten fra forskellige leverandører. Man ser, at navnlig sandkurverne er uhyre forskellige. Sømaterialerne mangler ofte fint, men er af stærke, afrundede og rene korn, medens bakke-materialerne har større indhold af fint, men er af mere kantede korn og ofte har et stort indhold af kalk eller porøse sten.

Naturligt grus har sjældent en god kornkurve, ofte omtrent som IV på fig. 1. Ved sammensætning af sand og sten stræber man derfor efter at nå visse idealkurver — f. eks. som D, men det skal her anføres, at det kun sjældent lykkes i praksis. Det nævnes da også i normerne, at også andre „grussorter“ kan være velegnede til beton. Her menes grus med væsentlig anderledes kornkurve. Har man nået f. eks. kurven V, har man et udmærket grus. I almindelighed vil man med de danske sand-, grus- og stensorter nå til en sammensat kurve af karakter som VI, og nyere undersøgelser har vist, at sådant grus, der har en udpræget mangel på korn mellem 2 og 8—10

mm, er særdeles anvendeligt til beton. Indholdet af korn under 0,25 mm bør være 5—10 %, og er „sand“-indholdet i gruset 40—45 %, må „sandet“'s indhold af disse korn være 10—25 %.

Se iøvrigt nærmere under punkt 7 blandingsforhold, blanding.

Undersøgelse af grusets kvalitet giver anledning til følgende bemærkninger ud over det, der er anført under punkt 5.1.: **Punkt 5. 2.**

Hvor stor en mængde korn af ringere kvalitet man vil tillade, afhænger af betonens brug. Man må være strengere i sine krav, hvis der f. eks. er tale om en betonvej eller et slidlag på et stærkt udsat fabriksgulv, end hvis der er tale om f. eks. en jernbetonplade, der belægges med slidlag af andet materiale. Særlig større korn kan give anledning til frostsprængninger eller fremkomsten af huller i betonen under slid, således at både mængden og størrelsen af sådanne korn må bedømmes. **Punkt 5. 2. 1.**

Kalkkorn kan være hårde og uporøse, og de er så i de fleste tilfælde uskadelige, men de gør dog betonen særlig let angribelig selv for svage syrer. Hvide sten behøver ikke at være kalk. Hårde og uskadelige kalksten forekommer sjældent i danske grussorter. **Punkt 5. 2. 2.**

Kalkstenenes hårdhed kan prøves med en kniv. Porøse kalksten vil svække betonen mere, jo større de er, og er de mere end et par mm store, og kommer de til at ligge i overfladen af en beton, der udsættes for frost, kan de give anledning til afsprængninger, de såkaldte „springere“. Hvis kalkindholdet er mere end 20 % i „sandet“ eller 10 % i „stenene“, må anvendeligheden nærmere undersøges ved prøveterninger og bedømmelse af betydningen af de afsprængninger, der kan forventes. Til udsatte bygningsdele, f. eks. sådanne som vædes og gennemfuges regelmæssigt, må gruskornenes kvalitet og særlig ste-

nenes være god. Kalkmængden kan bestemmes ved, at en afvejet tør del af gruset overhældes med saltsyre, indtil brusningen er ophørt (man må sikre sig, at der er tilstrækkelig syre), udvaskes gennem filtrerpapir, tørres og vejes igen.

Punkt 5. 2. 3. Normerne giver her fuldstændig vejledning til bedømmelse af sandets indhold af skadelige humussure stoffer (humussyre). Kan der opdages kulkorn i sandet, kan disse være medvirkende til mørkfarvning, og man må da prøve sandet ved en prøvestøbning. Humusundersøgelsen bør jævnlige foretages, særlig hvis sandets udseende er mistænkeligt. Er stenene urene og belagt med fint materiale, kan der være grund til at undersøge disse på samme måde som sandet. Det er meget vigtigt at erindre, at humusforureninger — som anført — ofte forekommer pletvis i en grusgrav, og at en enkelt undersøgelse derfor ikke er nogen garanti, eller at en forhåndsundersøgelse ikke er tilstrækkelig. Har man mistanke til sandet, bør en undersøgelse straks foretages.

Punkt 5. 2. 4. Anvendelsen af humusundersøgelsen eller en tilsvarende prøvning med vand er beskrevet som egnet til skønsmæssig bedømmelse af indholdet af ler og andre slembare bestanddele. Er laget af fine partikler tykkere end 5 % af sandlagets samlede højde anbefales det at foretage en slemmeanalyse. Denne forudsætter fraslemning af partikler, der ikke er sunket gennem en vandhøjde på 20 cm i løbet af 15 minutter. Fraslemningen foretages, efter at en tørt eller under vand afvejet portion af sandet er rørt grundigt rundt i en cylindrisk beholder med så stor diameter, at sandlaget efter bundfældning kun bliver ca. 5 cm tykt, og så stor vandmængde, at vandet står 20 cm over sandet. Efter 15 minutters henstand til bundfældning hældes vandet over det bundfældede forsigtigt bort. Dette gentages, til man skønner, at det, der fjernes med slemmevandet, er ubetydeligt. 4—5 slemninger vil altid være tilstrækkeligt.

Man kan enten konstatere mængden af fraslemmet mate-

riale ved vejning af det fraslemmede eller ved bestemmelse af sandets vægttab. Det sidste er det letteste, da man ellers må samle slemmevandet, lade det fraslemmede bundfælde og evt. tørre det, før det vejes. Bestemmelsen kan også foretages ved anvendelse af en vejbeholder, lettest hvis den er så stor, at de 20 cm vand kan være over vandlaget i selve vejbeholderen*).

Punkt 5. 2. 5

Afsnittet om bestemmelse og optegning af grusets kornkurve giver anvisning på brugen af et sigtesæt, som i de senere år er anvendt meget i Sverige, og som for såvidt også ret nær svarer til de amerikanske sigter. De har den fordel, at forholdet mellem to nabosigters maskevidde overalt er 1:2, og at systemet i logaritmisk målestok afbildes med ordinatorerne i samme indbyrdes afstand. På diagrammet i fig. 1 i disse kommentarer er endvidere anført en række tal på 50 % linien $G=0-1-2$ o.s.v. Indtegnes for en kornkurve en ret linie, der afskærer samme areal som det areal, der ligger over kurven mellem maskeviddelinien 0,125 mm og 100 % linien, kan arealet eller grovhedstallet G (eller finhedsmodulet $FM = G$) aflæses på skalaen G . Den rette linie må blot ikke skære 0 % linien til venstre for 0,125 mm linien. Arealenheden svarer til arealet mellem de til to nabosigter svarende lodrette linier mellem 0 % og 100 % linien.

For nærmere anvendelse af grovhedstallet henvises til faglitteraturen og proportioneringsanvisninger.

Det anføres, at der skal regnes med absolut rumfang, evt. vægtprocent. Det, der har interesse, er, hvorledes grusets korn fylder i betonen, altså deres udvendige rumfang inklusive de hulrum, der er helt indesluttede, så hverken vand eller cementdejj, kan trænge ind i dem; også sådanne hulrum, i hvilke vand, men ikke cementdejj, kan trænge ind, skal medregnes til rumfanget. En finporøs kalksten vil f. eks. suge vand, medens cementkornene ikke kan trænge ind. I betonen vil en sådan

*) Se f. eks. Beton-Teknik 1-1945 pag. 20. „Nogle Anvendelser af Vejbeholdere“.

sten virke som et korn med vægt og ydre rumfang som den vandholdige overfladetørre sten. Ved bestemmelse af den specifikke vægt af gruset skal der derfor regnes med vandmættede, men overfladetørre korn. Det vand, der sidder i porerne, skal ikke medregnes ved beregning af vandcementtallet v/c , idet det ikke fortynder cementdejgen.

Hvis den tilsyneladende specifikke vægt af kornene i sand og sten er nogenlunde ens, kan det absolute rumfang erstattes med den dermed proportionale vægt.

Er der tale om udelukkende lette korn — f. eks. betonklinker, brændt moler, letbeton-skærver eller lignende, kan vægtforhold stadig bruges, hvis den tilsyneladende specifikke vægt er nogenlunde ens for små og store korn — ellers bør man benytte det absolute rumfang.

Skal f. eks. betonklinker benyttes sammen med almindeligt grus, må begge deles tilsyneladende specifikke vægt bestemmes, men kornkurven for hvert materiale kan optegnes uden hensyn hertil. Sammensætningen af materialerne ud fra kornkurven kan ske på den måde, at det vægtforhold, hvori de skulle blandes, hvis den tilsyneladende specifikke vægt var ens, multipliceres med forholdet imellem deres tilsyneladende specifikke vægte.

Finder man, at kurverne giver

45 % grus og 55 % betonklinker, hvis de tilsyneladende specifikke vægte 2,65 og 0,85 ikke tages i betragtning, findes det virkelige vægtforhold at være

45 grus til $\frac{55 \times 0,85}{2,65} = 17,7$ betonklinker eller 72 vægtprocent grus og 28 vægtprocent betonklinker.

Hvis der regnes med absolut volumen, ville man komme til

45 vol. proc. grus	å	2,65	=	119 vægtdele,
55 - - - betonklinker	å	0,85	=	47 „
				ialt = 166 „

eller 72 vægtprocent grus og 28 vægtprocent betonklinker:

Angående murstensskærver skal bemærkes, at fordringen om, at de skal være slået af sunde, fuldbrændte mursten, skal forstås således, at stenene skal være fuldbrændte, og at teglmassen ikke må være gennemsat af frostrevner eller på anden måde svækket. Stenene behøver derimod ikke at være ubrugte og kan udmærket hidrøre fra et nedrevet hus. At de skal være rene skal forstås som værende fri for vedhængende svag mørtel og gnav, hvorimod fastsiddende stærke mørtelrester, der ikke løsnes, når stenene slås til skærver, ikke behøver at fjernes.

Punkt 5.3.

Det vil ikke være muligt at bedømme forurenede vands anvendelighed blot ved en kemisk undersøgelse af vandet. Vand, der er ubrugeligt med en cement, er måske brugeligt med en cement af anden karakter, eller til beton af et andet blandingsforhold. Det er antydnet i normerne, hvilke typer vand, der i reglen vil være brugelige her i landet. I visse lande vil mosevand ofte indeholde så store mængder fri svovlsyre, at vandet ikke kan bruges. På den anden side har man set stærkt forurenede afløbsvand, der viste sig at give forøgede betonstyrker.

Punkt 6.

Er man i tvivl, bør man foretage sammenlignende støbninger, og hertil anvendes den slags cement og de tilslagsmaterialer, man skal bruge. Sammenligningen af styrkerne bør foretages efter „normal hærningstid“ — se normerne side 45. Har man formodning om, at den svækkelse, man evt. konstaterer, kun skyldes en forsinkelse af styrkeudviklingen, har man naturligvis lov til at sammenligne til en senere termin og søge dispensation fra at regne med „normal hærningstid“.

B. Beton

Blandingsforhold, blanding

Punkt 7.

Blandingsforholdet skal fastsættes således, at betonen opnår en for arbejdet og komprimeringsmåden passende bearbejdelse og efter normal hærningstid (se bemærkningerne herom punkt 35.1.2) den tilsigtede styrke og holdbarhed. Betonen

skal altså i almindelighed sammensættes efter hensigtsmæssige metoder, men det skal dog i slutningen af kommentarerne til dette punkt anføres, i hvilke tilfælde der formelt kan ses bort fra disse krav. Angående selve proportioneringen henvises til faglitteraturens vejledninger.

Såvel med hensyn til opgivelse af blandingsforhold som ved bestemmelse af vandcementtal skal der regnes med overfladetørt materiale med vandmættede korn. For grus med uporøse korn bliver det altså virkelig „tørvægt“, men for vandsugende korn skal ordet forstås som ovenfor. Det vand, der sidder i disse korn, har — som allerede nævnt — ingen indflydelse på det effektive vandcementtal. Derimod må man naturligvis regne med den øvrige fugtighed, særlig i sandet.

De grænser, der i tabel 1 er angivet for det maksimale v/c , det er tilladeligt at anvende for de forskellige grupper af betoner, er fastsat dels efter nogle udenlandske bestemmelser af tilsvarende art, dels på basis af erfaringer med hensyn til hvilke v/c -værdier, der giver en beton, der er tæt for vand under et vist tryk, forudsat at betonen iøvrigt er tilstrækkeligt komprimeret. Under denne sidste forudsætning er det en erfarings-sag, at beton er mere modstandsdygtig både mod mekaniske og kemiske påvirkninger, jo lavere v/c den er fremstillet med. Tages som eksempel beton helt under havvand, er det rimeligt at forlange den fremstillet med et forholdsvist lavt v/c , da man ellers kan frygte angreb af sulfater også i betonens indre — særlig hvis den er meget mager. Tabellen er naturligvis resultatet af et skøn, men giver en tiltrængt vejledning i valg af maksimum v/c af holdbarhedshensyn.

Når der til tabellen er føjet en fodnote vedrørende beton, hvortil kravene er ringe, og en bemærkning om, at man kan se bort fra kravene om både maksimum v/c og minimum cementindhold pr. m^3 beton, når dens egnethed eftervises, er det for ikke at gøre udgifterne til betonmaterialerne unødigt store. Til husbygningsfundamenter kræves som bekendt i mange til-

fælde blot en terningestykke på 56 kg/cm^2 , og denne styrke opnås ved rationel betonsammensætning for Portland-cement ved v/c ca. 1,3 og for hurtighærdende cement ved ca. 1,5 og ved de meget hurtighærdende cementer ved et endnu højere v/c . Er der ikke krav om vandtæthed el. l. til den pågældende beton, kan dens „egnethed“ eftervises blot ved en styrkeundersøgelse.

Eftervisning af „egnethed“ kan efter forholdene omfatte styrke, vandtæthed eller frosthærdning eller en kombination af disse. Under særlige forhold kan svind eller krybning komme i betragtning. Det må blive efter aftale med byggemyndighederne, at omfanget af disse egnethedsprøvninger fastsættes, men det er hensigten med bemærkningen, at eftervisningen skulle kunne ske ved simple kortvarige prøvninger (nogle måneder).

Fodnoten til tabel 2 skal forstås som en advarsel mod at tro, at man ofte eller let kan nøjes med de i tabellen angivne minimumsmængder, dersom det drejer sig om beton, hvortil der stilles store krav til styrken, eller dersom gruset ikke er godt graderet. Den cementmængde, man kan nøjes med, afhænger foruden af grusets vandbehov også af kravet om v/c . Er vandbehovet f. eks. 180 l/m^3 , svarer de anførte minimumsmængder til $v/c = 0,80$ og $0,90$ for jernbeton og $1,20$ og $1,33$ for uarmeret beton for henholdsvis almindelig Portland-cement og hurtighærdende Portland-cement, hvilke v/c -værdier alle ligger over de maksimalt tilladelige. Skal betonen derimod vibreres, og vandbehovet for gruset derved synker til 150 l pr. m^3 , bliver v/c -værdierne $0,67$ og $0,75$ for jernbeton og $1,00$ og $1,11$ for uarmeret beton, hvilket vil sige, at betonen er anvendelig til flere af grupperne i tabel 1. Man ser af tabel 1, at man med hurtighærdende cement for det pågældende grus til jernbeton under gruppe 5 kunne nøjes med $v/c = 0,95$, hvoraf $c = 158 \text{ kg/m}^3$, for $v = 150 \text{ l/m}^3$. Dersom det kan eftervises, at styrken er tilstrækkelig (hvad den i dette tilfælde næppe ville være), er der grund til at søge dispensation fra minimumskravet.

Forbehold med hensyn til rust- og frosthærdning skulle man ikke

behøve at tage, så længe man holder sig v/c -grænserne i tabel 1 efterrettelig eller efterviser lige så stor vandtæthed som for betonen opført for den tilsvarende gruppe.

Det er anført, at udstøbningen skal finde sted straks efter blandingens afslutning. Selv om betonen uden skade kan ligge en kortere tid, og selv om den efter grundig gennearbejdning vinder i styrke, også når den har ligget nogle timer, vil det dog være rigtigst at forlange omgående udstøbning. Der vil nemlig dels kunne ske en ret væsentlig afblanding eller en væsentlig udtørring af betonen, dels vil den nødvendige bearbejdning kun sjældent blive så effektiv som ønskelig. Reglen gælder selv sagt ikke for fabriksblandet beton, der udbringes i roterende beholdere el. lign.

Punkt 8. Betonens bearbejdelighed og konsistens

Det er her vigtigt at erindre, at kontrollen med konsistensen er en indirekte kontrol af grusets vandbehov, forudsat at blandingsforholdet mellem cement og grus holdes konstant, og den anvendte vandmængde kontrolleres. Stigende vandforbrug tyder på, at gruset er blevet finere eller mere skarpt i kornformen, og er stigningen væsentlig, er der grund til at foretage en undersøgelse af disse forhold. Stigende vandforbrug kræver stigende cementforbrug, for at v/c -tallet kan overholdes. På den anden side vil et faldende vandforbrug tillade anvendelse af et magrere blandingsforhold. For disse spørgsmåls vedkommende henvises til faglitteraturen, særlig proportioneringsvejledninger.

Med hensyn til selve udførelsen af sætmålsprøven skal det blot bemærkes, at den anførte fyldning ad fire gange er i overensstemmelse med E. Suenson: Jernbeton 1931, der afviger fra den i en del lande anvendte metode med fyldning ad tre gange. Sætmålet bliver kun uvæsentlig større efter fyldning ad fire gange end efter fyldning ad tre gange.

At den fremstillede sætmålskegle ikke bør indeholde sten væsentlig større end 32 mm \square er i overensstemmelse med f. eks.

amerikanske bestemmelser. Sådanne større sten i keglens top kan virke uheldigt. Stenene pilles fra for hånden eller ved sigtning af den våde beton.

Prøvning af betonen

Punkt 9.

Formene til prøvelegemer skal enten være af tæt materiale eller vandes omhyggeligt, hvorimod formene ikke skal tætnes i fugerne. Afretningen af trykfladerne for prøvelegemer, der ikke er støbt mod plane sideflader, er af stor betydning, da resultaterne af trykprøvningen ellers bliver for små.

Punkt 9. 1.

Det er angivet under dette punkt, at udstøbningen af prøvelegemer skal foregå på en sådan måde, at betonen så nær som muligt kommer til at svare til betonen i bygværket.

Det er klart, at dette punkt er vanskeligt at overholde, og det er ligeledes klart, at man ikke kan eftervise, om betonen kommer til at svare til betonen i bygværket, men meningen er naturligvis, at man skal gøre sig al mulig umage for at betonen i prøvelegemerne så nær som muligt svarer til den i bygværket. Anvendes f. eks. vibreret beton i bygværket, må prøvelegemerne også vibreres. Selvom det på nuværende tidspunkt ikke er helt klart, på hvilken måde vibrering af prøvelegemer helst skal foretages, har det dog vist sig, at f. eks. vibrering ved hjælp af en nedstikningsvibrator fastspændt til formbunden kan give betonen en behandling, der nogenlunde svarer til den behandling, som den samme nedstikningsvibrator vil give betonen i bygværket. For nærmere detaljer om disse spørgsmål henvises dog til faglitteraturen.

Den fjernelse af sten over $22\frac{1}{2}$ mm henholdsvis 45 mm fra beton ved støbning af henholdsvis prøvebjælker eller prøveterninger, der er foreskrevet, er ganske analog med fjernelsen af store sten fra betonen i sætmålskeglen. Fjernelsen vil i almindelighed bevirke, at prøveresultaterne kommer til at svare bedre til den i bygværket indgående betons egenskaber.

Med hensyn til opbevaring af prøverne under de samme forhold, som er gældende for bygværket, når prøvelegemerne skal tjene til fastsættelse af et for formenes nedtagning passende tidspunkt, må det erindres, at prøvelegemernes overflade i reglen er større i forhold til rumfanget, og at man derfor må være forsigtig med den afkøling eller udtørring, som let kan finde sted for prøvelegemernes vedkommende. Ved hensigtsmæssig placering og beskyttelse mod udtørring og evt. ved anbringelse af flere prøvelegemer i en kompakt samling, vil det være muligt at give prøvelegemerne en lagringsmåde, der på det nærmeste svarer til bygværkets.

På den anden side må man også passe på, at bygværket bliver behandlet lige så godt som prøvelegemerne. Selvom vanding spiller en større rolle for disse sidste end for bygværket, bør man dog erindre vandingens store betydning for opnåelsen af en stærk beton.

Med hensyn til de tillæg til lagringstiden, der er regnet med for lave temperaturer, skal det anføres, at de skal forstås således, at man måler luftens minimumstemperatur ved prøvelegemerne og ud fra den skønner over, hvilket tillæg til tiden der bør gives. I den tid, hvor temperaturen er under 1° regner man ikke med, at prøvelegemet er blevet ældre (den samlede lagringstid forlænges med hele denne periode), og i den tid, hvor man skønner, at temperaturen ligger mellem 1° og 2° , regner man kun med, at alderen stiger $\frac{1}{3}$ døgn i døgnet (hvilket vil sige, at den samlede lagringstid forlænges med $\frac{2}{3}$ af denne tid), og har døgnet's gennemsnitstemperatur været mellem $2-6^{\circ}$ regner man med, at alderen stiger $\frac{1}{2}$ døgn i døgnet (hvilket vil sige, at den samlede lagringstid forlænges med $\frac{1}{2}$ af denne tid). Er temperaturen derimod over 6° , gives der ikke noget tillæg for kølighed. Det er klart, at der i almindelighed ikke kan gennemføres nogen nøjagtig bedømmelse af disse forhold, og normernes angivelse er heller ikke affattet under en sådan forudsætning. Det simpleste er at be-

nytte temperaturkurver, der f. ex. optegnes på grundlag af fire aflæsninger i døgnet.

Der er i dette afsnit kun angivet 20 cm terninger og prøvebjælker, men der kan også være tale om at anvende 30 cm høje cylindre med 15 cm diameter, men for disse cylindres vedkommende må man blot fastslå relationen mellem de styrker, man opnår med cylindrene og med 20 cm terninger. Den styrke, man finder med cylindre, synes at være ca. 0,8 gange terningestykken.

Punkt 9.2.

Det har været foreslået for prøvebjælkernes vedkommende at anbringe armeringsjern direkte på formbunden for at skaffe større højde, og dette er naturligvis tilladeligt. Hvis betonens bøjningstrykstyrke er større end ca. 400 kg/cm² er det tanken, at man skal anvende så store prøvebjælker og med en sådan armering, at man er sikker på at få brud hidrørende fra knusning af betonen.

Med hensyn til udregning af betonspændingen skal det bemærkes, at denne selvfølgelig kan ske på basis af elasticitetsteorien eller på basis af den angivne formel. Denne formel giver fuldt tilfredsstillende resultater så længe nyttehøjden ikke afviger mere end ½ cm fra den teoretisk forudsatte på 5 cm.

Ligger nyttehøjden uden for grænserne 4,5 og 5,5 cm vokser afvigelse stærkt, og selv om formelen giver for lave værdier, vil det være urimeligt at bruge den. Dens anvendelse bør begrænses til området:

$$4,5 \text{ cm} \leq h_n \leq 5,5 \text{ cm}.$$

Uden for området regnes enten efter elasticitetsteorien eller med følgende af civilingeniør Ole Glarbo angivne værdier af α i formelen

$$\sigma_B = \alpha P + 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{nemlig for } 2 \text{ } \varnothing 12 : \alpha = \frac{180 + bh_n}{bh_n^2}$$

$$\text{og for } 2 \text{ } \varnothing 14 : \alpha = \frac{180 + 0,8 \cdot bh_n}{bh_n^2}$$

Punkt 9.3. Prøvningen af betonen under arbejdets udførelse har naturligvis til formål at konstatere, om betonen får den styrke, der er lagt til grund for udregningen af den tilladelige påvirkning. Det kan altid kun blive en efterprøvning, selv om man når til at foretage styrkeprøvningen på selve betonen i bygværket. Prøvningsresultaterne vil altid foreligge nogen tid efter at betonen er støbt. Drejer det sig om forprøvninger vil de ligeledes kun kunne være orienterende, selv om man tilstræber at have såvel samme cementkvalitet som samme grussort, udstøbningsforhold o. s. v., når arbejdet udføres.

Det bliver et proportionerings spørgsmål, hvilken betonstyrke man bør tilstræbe for at have sikkerhed for, at man altid når en middelværdi, der ikke er mindre end den, man har lagt til grund for udregningen af den tilladelige påvirkning eller ikke får enkeltresultater, der ligger mere end 15 % under denne værdi. Naturligvis kan man hævde, at man med samme kvalitet beton har des større chance for at komme under denne 15 % grænse jo flere prøvelegemer man fremstiller, og at denne grænse derfor er i den samvittighedsfulde entreprenørs disfavør. Således skal den dog ikke forstås. Det må tilstræbes, at man ikke når under denne værdi, men jo flere prøvelegemer, der undersøges eller jo mindre spredning, der normalt findes under prøvningen, des mindre vægt bør der efter min mening blive lagt på enkelte værdier under den tilladte grænse.

Af hensyn til korrektion i proportioneringen er det værdifuldt at benytte 7 døgns styrkerne til bedømmelse af kvaliteten eller til orientering, fordi tidsafstanden mellem støbning og konstatering af styrken bliver så kort, hvorved materialvariationerne må antages i almindelighed at være mindre end efter 28 døgn. Det vil være godt til orientering at få fastslået forholdet mellem 7 og 28 døgns styrkerne for den beton, man arbejder med, eller forholdet mellem styrkerne ved prøvnings-terminen og efter normal hærningstid (se nærmere normerne pag. 45).

C. Udførelse af beton- og jernbetonarbejder

Forskalling

Punkt 10.

Punkt 10. 1.

Afsnittet om formenes opstilling indeholder i hovedtrækene lignende krav som tidligere normer og er let forståeligt. Der skal dog gøres opmærksom på kravet om en vis overhøjde for store spændvidder svarende til formenes nedbøjning under støbningen og til betonkonstruktionens nedbøjning på grund af den endelige belastning. Dette sidste hensyn er særdeles vigtigt for spinkle konstruktioner, særlig for plader, flade bjælker over store muråbninger o. l. Afformingsfristen for sådanne vil under normale temperaturforhold højst svare til normal hærningstid for betonen, der imidlertid efter disse terminer endnu i nogen tid vil få et vist tørringssvind og især en vis krybning under belastningens og egenvægtens påvirkning. Kan disse nedbøjninger ikke imødegås ved en væsentlig forlængelse af den tid, i hvilken enkelte understøtninger bibeholdes, må de som anført imødegås ved at formen gives en passende overhøjde.

Det havde måske været praktisk, om der var givet vejledning for formenes og understøtningernes beregning, selv om dette strengt taget hører under belastningsnormerne og normer for trækonstruktioner.

I almindelighed hører spørgsmålet om styrken af stillads og forme efter vort skøn under entreprenørens område og ansvar og falder noget udenfor normernes rammer, men der kan forekomme tilfælde, hvor den projekterende tekniker må projektere forme og stilladser, fordi disses konstruktion kan være afgørende for projektets gennemførelse.

Med den stigende anvendelse af vibrering kan der være grund til at advare mod flere af de sædvanligt anvendte konstruktioner og dimensioner. Det kan tilrådes, at der for betonens sidetryk regnes med, at betonen virker som en vædske med vægtfylde 1,3 ved almindelig udstøbning og 1,8 ved vibrering. Sidetrykket afhænger naturligvis af støbehøjden inden

for den tid, hvor betonen ikke er stivnet til en vis grad. Som regel kan man regne med den højde, der støbes inden for 2 timer. Man bør dog aldrig regne med mindre sidetryk end 400 kg/m^2 ved alm. udstøbning og 600 kg/m^2 ved vibrering.

Den gamle regel, hvorefter stilladser beregnes for 1,5 gange betonvægten, idet der herunder er taget hensyn til vibrationer fra støbningen og den tilfældige belastning under udførelsen, kan være tilstrækkelig for mange tilfælde. For vigtigere tilfælde må beregningen foretages for mere nøjagtige belastninger og efter normerne for trækonstruktioner (indtil videre normer for beregning af husbygningskonstruktioner). Man plejer at regne med 25—35 % højere spændinger end for permanente konstruktioner, når der regnes med den hvilende belastning (betonvægten + stilladsets egenvægt) alene og ca. 50 % højere spændinger for totalbelastning (herunder vindbelastning). For meget store stilladskonstruktioner er det dog ikke tilrådeligt at gå så højt op. Ved tryk på sidetræ og ved sømforbindelser i sekundære led er det ikke usædvanligt at gå yderligere op med spændingerne, fordi de deformationer, det her kan dreje sig om, er relativt små.

Selve nedbøjningerne for den hvilende belastning bør ikke overstige $1/400$ à $1/500$ af spændvidden.

Punkt 10. 2. I reglerne for fjernelse af ikke bærende sideforskalling er der ikke gjort forskel på søjleforskalling og andre sideforskallinger, idet der er angivet 3 døgn for almindelig og 2 døgn for hurtighærdnende Portland-cement-beton. Sådanne betoner vil normalt have en styrke på ca. 100 kg/cm^2 til disse tidspunkter, således at fjernelsen af formen skulle være fuldt forsvarelig.

Der skal udtrykkelig gøres opmærksom på, at afformingsfristen for Portland-cement-beton for bærende forskalling ved normale temperaturforhold altid ligger inden for intervallet 7 døgn til 28 døgn, men beregnes efter den anførte formel.

Fristerne er lidt kortere end efter de tidligere normer, særlig for små spændvidder. For hurtighærdnende Portland-cementbeton er fristen i døgn lig spændvidden i m, dog højst 7 døgn under normale temperaturforhold. Det kan måske undre, at fristen ikke går til 14 dage, som er „normal hærkningstid“ for denne slags beton, men den vil være tilstrækkelig stærk efter 7 døgn, og 14 dages bestemmelsen for normal hærkningstid er fastsat af andre grunde, som det vil fremgå af kommentarerne til punkt 35. 1. 2, slutningen.

Med hensyn til tillæg til tidsfristerne for koldt vejr henvises til kommentarerne til punkt 9. 1. For vigtigere tilfælde, hvor tidspunktet bestemmes ved styrkeforsøg, skal prøvelegemerne være opbevarede under samme temperaturforhold som herskende i den tilsvarende bygningsdel. Det må her erindres, at bygningsdelen formentlig har større tykkelse og udstrækning end prøvelegemerne og er beskyttet af formen, således at det er tilladeligt at opbevare prøvelegemerne på en sådan måde, at man mener de underkastes tilsvarende forhold. De kan f. eks. stilles på bygværket flere stykker kompakt eller dækket på passende måde.

Af hensyn til faren for følger af betonens krybning under påvirkning af egenvægten kan det særlig for store spændvidder og små konstruktionshøjder være hensigtsmæssigt at vente med afformningen til styrken er noget større i forhold til den forlangte styrke end spændingerne efter afformningen i forhold til spændingerne ved fuld belastning. Det kan også anbefales at lade enkelte afstivninger blive stående så længe, at faren for store nedbøjninger på grund af krybning undgås.

For fjernelse af stillads kan der være grund til at gøre opmærksom på, at konstruktionerne, når en del af stilladset er fjernet, kan få ugunstigere påvirkninger end forudsat. Navnlig gælder dette for konstruktioner med sidetryk (buer, skaller, skivekonstruktioner o. lign.). Som bekendt er en uarmeret Tre-Charniers-buebro styrtet ned, fordi stilladset først blev fjernet

under den ene buchalvdel, så den anden virkede som bjælke (uden sidetryk).

Punkt 11. Armering

De tidligere normers liste over rundjernsdi metre m. v., som kunne anbefales, er i de nye normer erstattet af mere almen gyldige regler, hvilket også er nødvendigt af hensyn til de talrige nye former for armeringsjern.

Punkt 11.1. Af hensyn til besværlighederne ved sortering af jernlager på byggepladserne og for at begrænse disses udstrækning, er det altid praktisk at begrænse antallet af dimensioner på en og samme byggeplads. Det kan være vanskeligt nok at få projekterende teknikere og medarbejdere til at gøre dette, skønt det også letter tilsynet og kontrollen. Det simpleste er at udarbejde tabeller — til brug for tegnestuerne — med et stærkt begrænset antal dimensioner. Ved fornuftig anvendelse af få dimensioner kan man godt opnå samme økonomi (i jernvægt) som med mange dimensioner.

Punkt 11.3. De tidligere normers bestemmelse om, at bøjninger ikke *burde* udføres med mindre radius end 3 gange jernets diameter er ændret til, at radius ikke *må* være mindre end 3 gange jernets tværmål i bøjningsretningen, undtagen hvor det bøjes om andet armeringsjern (bøjler o. lign.). Bestemmelsen tager sigte på, at betonspændingerne ikke må blive for store, hvor armeringsjernet skifter retning. Det er altså ikke jernets overanstrengelse under bøjningen, det drejer sig om.

De nye bestemmelser om at vise forsigtighed, hvor jernet bøjes under opvarmning, er navnlig indført af hensyn til de nye jernsorter. Jern, der anvendes til armering, kan blive skørt, hvis det opvarmes og afkøles på uhensigtsmæssig måde, og enkelte af de nyere jernsorter lader sig endda hærde. Jern, der ved koldbehandling har opnået forhøjet flydespænding

(0,2 % spænding) m. v., kan miste disse egenskaber ved opvarmning.

Forankring og stød i trækarmering

Punkt 11. 4.

De mange nye former for armeringsjern har ikke kunnet undgå at komplicere bestemmelserne i det hele taget, men man har bestræbt sig for at gøre sammenligning med de tilvante bestemmelser om et vist multiplum af jerdiameteren for rundjern så direkte som mulig.

For almindeligt rundjern er bestemmelserne uforandrede, kun er der givet den nye regel, at 13 mm og 14 mm rundjern kan forsynes med hager i stedet for kroge. Der er ikke givet nogen bestemmelse om hagernes størrelse. Formen er bestemt af, at bøjningsradius ikke må være mindre end 3 d. Efter min erfaring er det tilstrækkeligt, hvis hagens lige stykke også er ca. 3 d.

Punkt 11. 4. 1.

For rundjern med højere flydespænding end 3000 kg/cm² er der indført den nye regel, at forankringslængden skal multipliceres med $\frac{r_j}{1500}$, idet 1500 kg/cm² er den tilladelige spænding for normale belastningstilfælde når $\sigma_F = 3000$ kg/cm². Bestemmelsen om forankringslængdens forøgelse er fastsat, fordi nærværende normer ikke sætter nogen grænse for armeringsjernets flydespænding, samtidig med at udviklingen kan tænkes at medføre anvendelse af nye jernsorter med hidtil ukendte, høje flydespændinger; derimod er bestemmelsen naturligvis ikke beregnet på petitesseer. Tillæg på mere end 10 % bør dog efter mit skøn respekteres. De 10 cm, som er sat for at have en rimelig praktisk tolerance under udførelsen, burde egentlig ikke forøges på grund af spændingerne.

Der er næppe heller nogen mening i at forøge forankringslængderne, fordi man kommer over de angivne grænseværdier for r_j , alene af den grund at man regner med klasse A (skærpet kontrol). Se punkt 16. 2.

Punkt 11. 4. 2. For armeringsjern, der er forsynet med fremspring for at modvirke glidning, er der givet specificerede regler, som iøvrigt falder sammen med de svenske regler for kamjern. Disse regler er gjort til en betingelse for, at de lempelige regler for forankring kan tillades. Der er i og for sig intet til hinder for at anvende jern, der ikke opfylder reglerne om fremspringene, men i så fald skal forankringerne udføres efter reglerne for glatte jern.

For armeringsjern med fremspring, der opfylder reglerne, skal der ikke anvendes kroge eller hager. Forankringslængden skal være mindst $10 \text{ cm} + 40 \sqrt{F}$, og denne længde kan anvendes indtil $r_j = 2000 \text{ kg/cm}^2$. Herover skal den multipliceres med $\frac{r_j}{2000}$. Man lægger mærke til, at der ikke er skelnet mellem jern, der er koldbehandlet, og jern, der ikke er koldbehandlet ved fastsættelse af denne grænse, skønt der er gjort forskel på de to tilfælde ved fastsættelse af de tilladelige spændinger (punkt 35. 1. 1.). Dette er bevidst, idet betænkkelighederne ved at gå for højt op med de tilladelige spændinger ved koldbehandlet jern, ikke gælder forankringslængderne. For dansk kamjern er den tilladelige trækspænding ved normale belastningstilfælde og ved sædvanlig kontrol 2050 kg/cm^2 , når $\sigma_F = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Forankringslængden skal altså her forøges med $2\frac{1}{2} \%$. I praksis er dette betydningsløst, så man godt kan regne med $10 + 40 \sqrt{F}$. Når der i udtrykket for stødlængden er anvendt \sqrt{F} i stedet for d , skyldes det blot, at jern med fremspring kan forekomme i andre former end rundjern. $10 + 40 \sqrt{F}$ svarer til $10 + 40 d \cdot \sqrt{\frac{\pi}{4}} = 10 + 35,45 d$, altså kun lidt større end den stødlængde, som gælder for rundjern med kroge. Her gælder den blot uden kroge. For sværere armeringsjern, d. v. s. med $F > 1,6 \text{ cm}^2$ (omtrent svarende til 14 mm rundjern) har det vist sig, at betondæklaget er tilbøjelig til at springe af i nærheden af stangerne, ligesom

der kan dannes længderyner i betonen mellem jernene, når dæklaget er for tyndt. Derfor er der givet særlige regler for opbøjninger af sådanne jern, så jernenderne kommer længere ind i betonen. Opbøjningsreglen og forankringslængden er illustreret ved fig. 3.

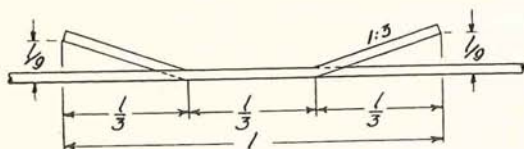


Fig. 3. Opbøjninger og stødlængder for jern med fremspring (kamjern) når $F > 1,6 \text{ cm}^2$.

Hvis man anvender kroge, mener jeg, at man kan anvende considéreske kroge som for rundjern, men med en kort stødlængde, f. eks. $10 \text{ cm} + 20 \cdot \sqrt{F}$. Der vil dog hertil medgå lidt mere jern end til stødlængden efter fig. 3.

For snoede jern, hvis overflade gennem snoningerne forøger modstanden mod glidning, er der givet lempeligere regler for forankringslængderne.

De angivne maksimale snoningshøjder vil i praksis også stort set komme til at svare til de mindste tilladelige, idet man næppe vil godkende videredreven „forædling“ end den, der svarer til disse snoningshøjder. Når der for vindel- og fir-kantjern o. lign. er angivet en snoningshøjde på $7,5 \sqrt{F} \cdot \frac{F_o}{F}$

i stedet for $7,5 \frac{F_o}{\sqrt{F}}$, der er identisk hermed, er det for at tydeliggøre analogien med bestemmelserne for forankringslængder for andre jern (isteg-jern o. lign.).

Jern af den her omhandlede art behøver ikke at forsynes med kroge eller hager, når tværsnitsarealet af stangen (for istegjærn af et enkeltjern) er mindre end eller lig med $1,6 \text{ cm}^2$, hvilket svarer til et rundjern med ca. 14 mm diameter. Græn-

Punkt 11. 4. 3.

sen svarer således til den grænse, hvor almindelige rundjern skal have kroge. Derimod har man regnet med, at glidningsmodstanden for de her omhandlede jern er så meget større end for rundjern, at hæger kan udelades for alle jern med mindre tværsnitsareal end $1,6 \text{ cm}^2$.

Forankringslængden for lige jern $10 \text{ cm} + 45 \sqrt{F}$ svarer omtrent til $10 \text{ cm} + 40d$ for rundjern og afviger altså ikke væsentlig fra forankringslængden $50d$, som gælder for almindeligt rundjern.

For $F > 1,6 \text{ cm}^2$ skal der anvendes kroge (considéreske), og forankringslængden skal være mindst $10 \text{ cm} + 25 \sqrt{F}$, hvilket svarer til $10 \text{ cm} + \text{ca. } 22 d$ for rundjern. Forankringslængden for de sværere jern er altså væsentlig kortere end for glatte rundjern ($10 \text{ cm} + 30d$), men noget større end for de i punkt 11. 4. 2 omtalte jern. Til gengæld er der ikke stillet krav om den særlige opbøjningsregel som for disse (fig. 3). Det er i det hele taget et spørgsmål, om denne opbøjningsregel behøver at følges, hvor man kan udføre (og foretrækker at udføre) considéreske kroge.

Armeringsjern, der er forsynet med fremspring for at modvirke glidning, men som ikke opfylder de i normernes punkt 11. 4. 2 stillede krav, kan efter mit skøn behandles som istegjern, vinkeljern o. lign. hvad angår forankringslængder.

For jern med $r_j > 2000 \text{ kg/cm}^2$ skal forankringslængderne forøges, men også her gælder det efter min opfattelse, at der ingen grund er til at fortabe sig i petitesser.

I praksis kan det blive besværligt nok at fastsætte forankringslængder for jern med højere flydespændinger end dem, for hvilke de nogenlunde simple regler gælder. På tegningerne kan man naturligvis angive de rigtige mål, men noget omstændeligt bliver det, hvis man skal give regler i beskrivelser og betingelser, som skal kunne anvendes på byggepladser i almindelighed og for alle jernsorter. Man bør sikkert nøjes med få regler, f. eks.:

- 10 cm + 30 d
- 10 cm + 35 d
- 10 cm + 40 \sqrt{F}
- 10 cm + 45 \sqrt{F}
- 10 cm + 45 \sqrt{F}
- 10 cm + 50 \sqrt{F}
- 10 cm + 25 \sqrt{F}
- 10 cm + 30 \sqrt{F}

og så benytte de laveste værdier indtil de bliver mere end 10 % mindre end foreskrevet og derefter benytte de højere værdier.

Strengt efter normerne bliver stødlængderne for de hyppigst anvendte armeringsjern som angivet i hosstående tabel. For tentorstål er der her regnet med de for vindeljern gældende regler, hvilket må anses for rimeligt, så længe tentorståls frem-spring ikke er anerkendt at opfylde normernes regler for frem-spring.

De mange opdukkede jernsorter gør det i det hele taget meget besværligt for de projekterende og udførende teknikere. Det er et stort spørgsmål, om man ikke simpelthen skulle have delt jernsorterne i klasser og foreskrevet f. eks. $r_j = 1300$ kg/cm² for een klasse og $r_j = 2000$ kg/cm² for en anden klasse og — om nødvendigt — $r_j = 2500$ kg/cm² for en tredje. De talrige småvariationer er dog teknisk set betydningsløse, og kun leverandørernes indbyrdes konkurrence er bestemmende for de komplicerede regler.

Af hensyn til mulighederne for ombytning af een slags jern med en anden under arbejdets udførelse er det meget upraktisk, at reglerne om kroge for een slags jern og ombøjninger efter fig. 3 for andre jern gør det nødvendigt at omtegne detail-tegningerne. Jeg tænker mig, at mange projekterende teknikere simpelthen vil modsætte sig sådanne ombytninger, når projektet først er udført.

Diameter	Forankringslængder i trækjern						Forankringslængder i trykjern		
	Alm. rundjern $r_j \leq 1500 \text{ kg/cm}^2$	Isteg-jern ¹⁾ $r_j \leq 2000 \text{ kg/cm}^2$	Dansk kamstål		Tentorstål ²⁾		Alm. rundjern	Dansk Kamstål	Tentor- stål ³⁾
	cm	cm	$r_j = 2050 \text{ kg/cm}^2$ Klasse B	$r_j = 2175 \text{ kg/cm}^2$ Klasse A	$r_j = 2200 \text{ kg/cm}^2$ Klasse B	$r_j = 2310 \text{ kg/cm}^2$ Klasse A			
6	30 u. kroge	31 u. kroge					18		16
7	35 " "	35 " "					21		
8	40 " "	38 " "					24		21
9		42 " "			51 u. kroge	54 u. kroge			24
10	50 " "	45 " "					30		
11		49 " "							
12	60 " "	52 " "	54 u. opb.	57 u. opb.	64 " "	67 " "	36	27	32
13		56 " "							
14	70 m. hager	60 " "	61 " "	64 " "			42	31	40
15		39 m. "			47 m. "	49 m. "			
16	58 m. kroge	41 " "	68 m. "	71 m. "			48	35	
17		43 " "							
18	64 " "	45 " "	76 " "	80 " "	55 " "	58 " "	54	40	48
19		47 " "							
20	70 " "	49 " "	83 " "	87 " "			60	44	
22	76 " "		90 " "	94 " "			66	49	
24	82 " "						72		
25			101 " "	106 " "				55	
26	88 " "						78		
28	94 " "						84		
30	100 " "						90		
32	106 " "						96		

¹⁾ I almindelighed kan den tilladelige spænding for isteg-jern ikke sættes så højt som til 2000 kg/cm², hvilket dog er uden betydning for forankringslængderne.

²⁾ Såfremt fremspring anerkendes at opfylde normerne, bliver forankringslængder for trækjern (og opb. i st. for kroge) som for dansk kamstål multipliceret med $\frac{2200}{2050} \sim 1,074$.

³⁾ Såfremt fremspring anerkendes, bliver forankringslængder for trykjern som for kamstål.

Stødenes placering

Punkt 11. 4. 4.

Disse bestemmelser dækker stort set de tilsvarende i de tidligere normer. Man gør dog ikke svejsning til en undtagelse, som med flid bør undgås. Kun er det forbudt at svejse jern, hvis trækstyrke — og det vil naturligvis sige flydegrænse eller 0,2 % grænse — er hævet ved koldbearbejdning (snoning, strækning o. lign. i kold tilstand).

Man bør lægge mærke til, at de i punkt 11.4 foreskrevne forankringslængder ikke er aldeles ubetingede. Afvigelser — og det vil naturligvis sige kortere forankringslængder — kan tillades, når man påviser, at forbindelsen kan overføre den i jernet forekommende trækraft. Det sker ikke så sjældent, at man ikke kan fremskaffe de store forankringslængder, men i adskillige tilfælde kan dette dog motiveres ved, at jernspændingerne er små, eller ved konstruktionens art. Der er dog grund til at advare imod at anvende kortere forankringslængder, blot fordi man har fundet, at de teoretiske jernspændinger er lave det pågældende sted. Selv om forskydningsspændingerne i en bjælke er så små, at armering mod de skrå hovedtrækspændinger ikke forlanges, så bør de jern, som man alligevel bøjer op, have fuld forankringslængde fra den neutrale akse. Hovedtrækspændinger opstår trods alt, og jernet vil få sin del deraf, når det er opbøjet.

Mange spændinger optræder i en konstruktion, selv om de ikke beregnes. Det er netop af sådanne grunde, at man ikke har sat forankringslængderne i forhold til de forekommende teoretiske jernspændinger, men i forhold til r_j . Til gengæld har man altså ikke gjort kravet ubetinget, nemlig af hensyn til de tilfælde, hvor det er særligt vanskeligt eller umuligt at opfylde kravene. De simple regler kan altså anvendes, når man finder det for besværligt at påvise tilstrækkeligheden af kortere forankringslængder.

Her, som mange andre steder i normerne, foreskrives altså simple regler, som kan følges, hvis nøjagtigere fremgangsmåder ikke foretrækkes.

Punkt 11.5. Forankring og stød i trykarmering

For rundjern er reglen uforandret fra de tidligere normer. For andre jernarter er der tilføjet tilsvarende bestemmelser. Reglerne er her langt simple end de tilsvarende for trækarmring. Bl. a. er der ikke forlangt kroge e. lign. Der er dog grund til at henlede opmærksomheden på, at der ofte kan opstå trækspændinger i søjlearmering, selv om dette ikke fremgår af de teoretiske beregninger. Den gamle praktiske regel om, at armeringen i ydersøjler i husbygning bør forsynes med kroge, er ikke helt ueffen, selv om der ingen grund er til at følge denne regel slavisk.

Forankringslængderne i trykarmering er uafhængige af r_1 . Dette hænger naturligvis sammen med, at jernspændingen i trykarmering skal regnes lig med $n \cdot \sigma_b$. Man har heller ikke gjort forankringsværdien afhængig af σ_b (eller r_0), hvad der kunne synes nærliggende, men man har regnet med, at adhesionen mellem armeringsjernet og betonen stort set er proportional med r_0 . Dette er vel ikke korrekt, men afvigelserne er ikke så væsentlige, at der er grund til at gøre spørgsmålet mere indviklet.

Punkt 11.6. Armeringens placering og indstøbning

De almindelige regler er næsten uforandrede fra de tidligere normer. Afstandsklodser af cementmørtel med indstøbte binde-tråde er dog — efter min mening med fuld ret — fremhævet som middel til at sikre jernets afstand fra forskallingen. Den frie afstand mellem jern i samme lag er også uforandret. For andre jern end rundjern er minimumsafstanden sat til $2 \sqrt{F}$, hvilket nogenlunde svarer til ca. 1,8 d. Dette er meget rimeligt, da alle andre former fylder mere end det cirkulære og som regel er vanskeligere at indstøbe. For isteg-jern betyder F her det fulde tværsnit af de to enkeltjern tilsammen (i modsætning til, hvad der var tilfældet i punkt 11.4.3). Der er grund

til at advare mod ukritisk anvendelse af tilladelsen til en minimumsafstand på 2 cm, når der anvendes ærtesten. Hvis armeringen skal stødes, bør dette kun finde sted, hvor armeringens største diameter er mindre end ca. $\frac{2}{1,5} \sim 1,3$ cm, hvis støbningen ved stød i armeringen ikke skal vanskeliggøres alt for meget*). Hvor stød helt kan undgås, er sagen naturligvis en anden.

I hulstensdæk og lignende konstruktioner, som ikke falder direkte ind under nærværende normer, og hvor jernet kan siges at være beskyttet også af andet end betondæklaget, er der ingen mening i rigoristisk at kræve overholdt de her foreskrevne minimumstykkelser af dækkende betonlag.

Det er henstillet at forøge afstanden mellem de enkelte jernlag i forhold til de tidligere normers krav på 1 cm. Af hensyn til støbningen bør man skrive sig dette bag øret, særlig hvor det drejer sig om 3 eller flere lag.

Det eksempelvis krav om, at armeringsjern, der skal indstøbes i ellers uarmerede betonkonstruktioner (som regel fundament), skal omgives med 5 cm beton, der udføres efter reglerne for jernbeton (punkt 7), er temmelig upraktisk. Selv om betonen er mindre tæt end her krævet, er der næppe noget til hinder for at indstøbe jernene deri, når blot dæklaget gøres rimelig tykt. Sådant har man jo hidtil udført talrige konstruktioner uden at mærke ulemper. Naturligvis bør man undgå alt for mager beton, hvor jern skal indstøbes, men den skal være temmelig mager, hvis 10 cm dæklag ikke er tilstrækkeligt.

Betonarbejde

Den omtalte revnedannelse i nystøbt beton forekommer særlig, hvis f. eks. etager med bjælker og plader støbes i for våd beton og ud i eet. E. Suenson anbefaler at støbe bjælkerne til pladens underkant og først fortsætte, efter at bjælkebetonen

Punkt 12.

Punkt 12. 1.

*) Fordi indstøbningen bliver vanskelig, hvis afstanden er mindre end 1,5 d.

har sat sig, hvorved revnedannelsen i reglen undgås. Fremkommer der revner, kan betonen gøres brugelig og god ved den beskrevne fremgangsmåde. Nogle undersøgelser over spørgsmålet er beskrevet i Beton-Teknik 3 — 1940, pag. 89.

Punkt 12. 2. I dette afsnit er der givet ret udførlige råd med hensyn til placering og udførelse af støbeskel. Det kan undertiden være vanskeligt at udføre støbeskellene som beskrevet, især i lodrette vægge, hvor begge forskallingssider er opstillet, inden støbningen kan fortsættes. Ved beholdere o. l. kan støbeskellets godhed dog være af afgørende betydning, og man bør her i særlig grad bestræbe sig for at følge anvisningerne. Den tykke cementvælling, der bruges til indkostning i et tyndt lag, bør fremstilles af cement og vand, der blandes omhyggeligt, og vandmængden bør højst være 40 % af cementvægten. Den plastiske cementmørtel, der derefter udstøbes, kan passende være i blandingsforholdet 1:2 efter vægt eller rumfang. Sandet bør være groft.

Bestemmelserne, der begrænser anvendelsen af aluminatcement (hvortil hører Alcement), er nye. Den nystøbte betonmasses temperatur må ikke overstige 25° C, og den færdige konstruktions ikke overstige 35° C. Det har længe været kendt, at aluminatcement varmer så stærkt, at afkøling af betonen under størkningen og hærningen har været nødvendig i nogle tilfælde, særlig hvor det har drejet sig om store, massive dele. At aluminatcement-beton ikke tåler temperaturer over 35° C er vistnok først observeret i København — se A. J. Moe: „Alcementbetons Styrketab ved Opvarmning“, „Ingeniøren“ nr. 29, 1940. Trykstyrken falder til ca. halvdelen, når temperaturen er ca. 40° C, og professor Suenson mener derfor, at grænsen 35° C er sat for højt. Forringelsen kommer ret pludselig ved 35° C, og overholdes den, er man på den sikre side — men der må altså tilrådes forsigtighed ved anvendelse på steder (ovnhuse, ovnfundamenter o. l.), hvor disse temperaturer kan

ventes. Man må ikke lade sig mislede af, at aluminatcement er velegnet til fremstilling af næsten ildfast beton (til ca. 1600° C), hvor styrken er af noget mindre betydning.

Det bør måske for fuldstændigheds skyld anføres, at aluminatcement i Frankrig er blevet forbudt til offentlige arbejder, men bruges i stor udstrækning til andre arbejder. Når blot de anførte regler følges, er anvendelsen her i landet altså tilladt.

Efterbehandling og vanding

Punkt 13.

Afsnittet er noget udvidet i forhold til tidligere normer, men kræver ingen nærmere uddybning. Det må dog stærkt understreges, at arbejdets kvalitet væsentligt forbedres ved, at anvisningerne følges. Det bemærkes, at både betonens beskyttelse og vanding er obligatorisk, idet der for begge dele er anvendt ordet „skal“.

Støbning i koldt vejr

Punkt 14.

Reglerne er noget mere udførlige end tidligere normers. Man har ved den anførte bestemmelse om, at betonen ved stærkere frost skal have så høj en temperatur og beskyttes således mod afkøling, at dens temperatur de første tre døgn ikke synker under 2° C, tilstræbt at give en enkel regel for opnåelse af beton af en sådan styrke, at den tåler frysning og optøning nogle gange uden at tage skade. Denne regel gælder dog naturligvis ikke al beton, men der forelå ikke ved normernes udgivelse materiale, der efter udvalgets mening berettigede til ændring af reglen.

Anvisningen på opvarmning af materialerne til en sådan temperatur, at betonen ikke bliver over 30° C, kan måske forekomme lidt forsigtig. Selv om man mange gange med held kan anvende varmere beton, kan der dog — særlig med hurtighærdnende cement — indtræde for hurtig afbinding ved temperaturer på godt 30° C.

Med hensyn til beskyttelse mod frost ved tildækning med sand eller grus bemærkes det, at sådanne lag, dersom de gennemvædes, inden frost indtræder, kan forårsage frostskeer i betonen. Et sådant gennemvådt sand- eller gruslag vil nemlig forhindre fordampning fra betonens overflade, og selv beton, der tåler den sædvanlige frostprøve, har fået overfladesprængninger ved tildækning med vådt sand efter få frysninger — uafhængigt af om sandet var vædet med saltvand eller fersk vand. Anvendelsen af frostvædskeer er for armeret beton gjort afhængigt af, om de skader armeringen. Det skal bemærkes, at kalciumklorid her i landet menes at skade armeringen, medens anvendelsen er tilladt f. eks. i England og Sverige, således at spørgsmålet sikkert bør tages op til fornyet overvejelse.

Punkt 15. **Støbning under vand**

Disse bestemmelser er nye, idet der ikke fandtes tilsvarende regler i de tidligere normer. Der er særlig lagt vægt på, at der anvendes støbemetoder, der såvidt muligt hindrer, at cementen udvaskes.

Reglerne er vistnok så klare, at videre uddykning er unødvendig. Kinippling er udfyldning af et stenlegeme under vand med cementmørtel, der udstøbes gennem rør. Metoden anvendes ikke meget mere og bør vistnok forlades til fordel for en virkelig betonstøbning gennem videre rør.

D. Kontrol af materialer og udførelse

Punkt 16. **Klasseinddeling af kontrol**

I flere andre lande har man indført en klasseinddeling af betonen, f. eks. 2 eller 3 klasser.

Dette kan naturligvis være meget rimeligt, men det er noget stødende, at kun *betonen* deles i klasser. Klassedeling vil naturligvis altid være betinget af mere og mindre omhyggelig be-

handling af betonen, mere og mindre omhyggelig udvælgelse af de enkelte ingredienser og mere og mindre omhyggelig kontrol hermed. Men i sidste instans bliver kontrollen med hele arbejdets udførelse det afgørende. Her har man derfor valgt at skelne mellem forskellige arter af kontrol, ikke alene med betonen, men også med armeringen, formen o. s. v. Samtidig har man opstillet vejledende regler for, hvad kontrollen skal omfatte i de forskellige klasser.

Det afgørende er, at man for klasse A, skærpet kontrol, har stillet ubetinget krav om, at byggepladsen til enhver tid skal overvåges af et teknisk kyndigt tilsyn. Det vil i praksis sige: en heldagskonduktør. Men når man har et sådant effektivt tilsyn med byggepladsen, så findes det noget urimeligt, at kun betonen skal nyde godt deraf. Også kontrollen med konstruktionernes (formen) rette dimensioner, armeringens rette dimensioner og beliggenhed m. m. tilsikres ved en sådan kontrol. Da man tillige stiller strengere krav til kontrol af armeringsjernet, synes det rimeligt, at sikkerhedsgraden nedsættes for jernet såvel som for betonen. Man har altså valgt at skelne mellem *konstruktioner* med sædvanlig kontrol og skærpet kontrol, i stedet for at skelne mellem *beton* med sædvanlig og skærpet kontrol.

I de tidligere danske normer for jernkonstruktioner (husbygningsnormerne) havde man en sådan klassedeling for jernkonstruktioner. Bestemmelserne led dog af den mangel, at kravene til omhyggelig udførelse ikke var knyttet sammen med krav om omhyggelig beregning. Derfor blev reglerne ændret i de nye stålnormer. Disse forudsætter til gengæld en særdeles omhyggelig udførelse selv for konstruktioner, som er beregnede med temmelig grov tilnærmelse, hvilket efter vort skøn er noget ulogisk. Men, som man ser, er princippet gammelkendt i danske normer.

At man ikke har turdet sænke sikkerhedsgraden for armeringen i samme grad som for betonen, hænger sammen med, at sikkerhedsgraden for jernet i forvejen er mindre end for be-

tonen, fordi jernet leveres fra jernværker, hvis produkter er mere ensartede, end hvad man må forudsætte for beton fremstillet på en byggeplads.

Ved konstruktionernes klasseinddeling har man endelig stillet forudsat, at de statiske beregninger for konstruktioner i klasse A udføres med særlig kyndighed og omhu. Når det ikke er udtrykt direkte (som i stålnormerne), skyldes det, at beton- og jernbetonkonstruktioners beregning er så usikker, at det er umuligt at definere begreber som mere eller mindre nøjagtig beregning. Dette hindrer dog ikke, at beregninger og konstruktion udføres med større eller mindre omhu, erfaring og dygtighed. Det ligger i sagens natur, at nøjagtig udførelse må modsvares af særlig omhyggelig og god beregning og konstruktion.

Udvalgets flertal har bestræbt sig for at undgå at knytte ganske bestemte fremgangsmåder ved betonfremstillingen og kontrollen hermed til de forskellige klasser. Man har kun givet vejledende regler og krævet enkelte særlige undersøgelser foretaget. Der findes som bekendt mangfoldige fremgangsmåder til rationel fremstilling af beton — og de sidste er ganske afgjort ikke set endnu.

Det ville være fuldkommen i overensstemmelse med nærværende normers ånd, om de enkelte projekterende teknikere, institutioner o. lign. udarbejdede deres egne regler for betonfremstilling m. v. (almindelige eller særlige betingelser), således som de nu har erfaret, at det var bedst for deres praksis og forhold. Der kræves blot, at resultaterne skal tilfredsstille normerne. Nogen ville måske synes, det var lettere, om normerne foreskrev faste regler; men dels kan intet udvalg være alvidende, og dels ville udviklingen hurtigt gøre sådanne detalregler forældede og derved tvinge teknikere til forældede fremgangsmåder, indtil normerne revideredes. Vi tror, at de talrige dygtige danske ingeniører skal være glade for, at normerne ikke snævrer med for stramme bånd. Det står i al fald enhver frit at stille strengere krav, end normerne fordrer.

I virkeligheden tillader normerne 4 klasser. De to hovedklasser: sædvanlig kontrol og skærpet kontrol, er beregnet for henholdsvis den store mængde normale konstruktioner af beton og jernbeton, hvor heldagskonduktør ville være urimelig, og de større konstruktioner, hvor heldagskonduktør med fordel kan anvendes. Herudover tillades en mere simpel klasse, som er beregnet på det byggeri, som her i landet ganske vist er af stor økonomisk betydning, men hvortil det er praktisk uigennemførligt at få krav om mere rationel fremstilling tilfredsstillet (se fodnote til punkt 35). Det drejer sig navnlig om simple fundamenter o. lign. til bygninger, der iøvrigt ikke fordrer egentlig bygningsteknisk bistand. Her har man praktisk talt tilladt de gamle bestemmelser fra husbygningsnormerne.

Endvidere giver normerne mulighed for en særlig streng klasse, for hvilken regler dog ikke er angivet (se fodnote til punkt 44). Det er gjort, fordi man ikke har ønsket, at normerne skulle spærre vejen for endnu stærkere udnyttelse af materialerne ved usædvanlige bygværker, hvis projektering og udførelse alligevel ligger i hænderne på specielt sagkyndige, og for hvilke det i virkeligheden er urimeligt at angive normer. Dette ville f. eks. gælde Lillebæltsbroen o. lign.

Princippet har altså været at give normer for de egentlige, af kyndige teknikere projekterede konstruktioner, der deles i to klasser; men dog med så stor frihed som muligt for de projekterende, samt at give nogle simple regler for elementære betonkonstruktioner, der ikke forudsætter særlig teknisk bistand, og endelig til sidst sørge for, at normerne ikke spærres vejen for ekstraordinære løsninger af specielle opgaver, hvor kyndige teknikere selv kan og vil tage et videregående ansvar. Samtidig har man tilstræbt at give de kontrollerende myndigheder rimelige midler i hænde til at hindre uforsvarlige konstruktioner.

Om disse bestræbelser er lykkedes, kan kun fremtiden vise, når erfaringerne med de nye normer begynder at vise sig. Men at en rimelig frihed koster noget og ikke er det nemmeste, skal være indrømmet.

Punkt 16. 1. **Klasse B: sædvanlig kontrol**

Denne klasse er beregnet for den store hovedgruppe af konstruktioner af beton og jernbeton, hvor man ikke kan regne aldeles sikkert med en effektiv kontrol hele dagen. Det må tilrådes hellere at anvende klasse B, selv hvor heldagskonduktør kan påregnes, end klasse A, hvis man ikke er meget sikker på at kunne gennemføre og organisere en meget effektiv kontrol. Ved omfattende bygværker lader dette sig efter manges erfaringer kun gøre ved hjælp af flere faste og erfarne heldagskontrollanter, og organisationsarbejdet er meget betydeligt. Mange teknikere, som ikke er meget øvede, vil sikkert blive overraskede over vanskelighederne ved kontrol efter klasse A.

Selve bestemmelserne for klasse B er med hensigt affattet således, at kontrollens strenghed kan varieres noget, alt efter som man anser det for hensigtsmæssigt. Kontrollen for klasse B er mere vidtgående end efter de tidligere normer og giver rigere mulighed for bedre udnyttelse af betonen og økonomi med sammensætningen. Betonsammensætningen er baseret på vægtforhold, hvad der antageligt vil forekomme noget besværligt for en del byggende, og der er da også — som en slags overgangsbestemmelser eller lempelser — anvist udveje for at klare sig med lignende fremgangsmåder som dem, der tidligere har været anvendt.

Betonens sammensætning og egenskaber behøver ikke at fastsættes forud, men skal dog være valgt ud fra visse erfaringer og kontrolleres efterhånden som arbejdet skrider frem.

Betonsammensætningen skal normalt være baseret på vægtforhold, men udmåling efter rumfang kan tillades, når mængderne jævnlige kontrolleres ved vejning. Det gælder naturligvis her som ved klasse A, at både tørvægt (af overfladetørt materiale) og fugtighedindhold skal kontrolleres.

Cementen skal bruges i hele sække eller vejes. Er blandingen så stor, at mere end 2 sække cement bruges, kan man dog efter

vort skøn nøjagtigt nok bruge også halve sække for at få bedre udnyttelse af blandemaskinen. Kontrol af sand, sten og vand behøver man kun at foretage, dersom et fagligt skøn finder dem uegnede. Man bør altså, dersom man ikke selv er sagkyndig, skaffe sig sikkerhed for, at materialerne skønnes velregnede af en sagkyndig. Det er værd at gøre sig bekendt med kvalitetskravene i punkt 5 og sikre sig, at det faglige skøn kender disse krav. Når der bruges anerkendte danske cementfabrikater, og cementen er frisk og ikke stenløben, behøver cementen ikke at kontrolleres. Man skal derimod — ligesom ved klasse A — regelmæssigt kontrollere både betonens konsistens og dens styrke.

Normalt skal såvel vandcementtallene i tabel 1 som minimums-cementmængderne i tabel 2 overholdes. For jernbeton under grupperne 3, 4 og 5, hvilke grupper jernbeton omfatter de fleste almindelige anvendelser, kan man se bort fra kravene om vandcementtallene, når der bruges singelsbeton med et sætmål på ikke over 15 cm, og der bruges følgende minimums-cementmængder i kg pr. m³ beton:

Cementsort	Jernbeton i gruppe:		
	3	4	5
Alm. Portland	300	275	250
Hurtigh. Portland	275	250	225

Dersom man måler sand og sten efter rumfang — selv om de altså skal kontrolleres ved vejning — kan man regne cementmængden i kg pr. m³ ud efter følgende tilnærmede formler:

$$\frac{2000}{1+s+st} \text{ for almindelig Portland-cement}$$

$$\frac{1850}{1+s+st} \text{ „ hurtighærdnende „}$$

$$\frac{1700}{1+s+st} \text{ „ ekstra „}$$

Der regnes med, at en sæk Portland-cement fylder 31 l, og at en sæk hurtighærdnende Portland-cement fylder 35 l, og endelig at ekstra hurtighærdnende Portland-cement fylder 39 l — alt for 42,5 kg cement netto.

Kontrol, som er ringere end klasse B.

I en fodnote under tilladelige spændinger for beton til jernbeton punkt 35.1.2 er det anført, at man ved underordnede jernbetonarbejder kan regne med tilladelig påvirkning $r_b = 0,2 \sigma_B = 0,25 \sigma_T$ (højst 60 kg/cm²) og blande efter rumfang efter de gamle rumfangsblandingsforhold 1:2:3 og 1:2½:3½ med plastisk beton.

I en fodnote til punkt 44,1 omhandlende tilladelige påvirkninger for uarmeret beton med kontrol efter klasse B er det anført, at man ved meget simple uarmerede konstruktioner kan regne med $r_o = 1/8 \sigma_T$ i stedet for $1/7 \sigma_T$ (højst 30 kg/cm²) og samtidig blande efter de gamle rumfangsblandingsforhold 1:2:3, 1:3:5, 1:4:7 eller 1:5:8 med plastisk beton.

Der forudsættes dog i alle tilfælde god udførelse og kontrol med, at blandingsforholdet overholdes, og at betonen opfylder de styrkekrav, der stilles til den.

Den fordel, som man måtte finde i at blande efter rumfang uden at tilstræbe et bestemt vægtblandingsforhold, betales altså med en mindre tilladelig påvirkning og altså en mindre økonomisk anvendelse af betonen. Disse forhold må altså overvejes, for at man kan bedømme den for arbejdet som helhed mest økonomiske fremgangsmåde.

Et løseligt skøn over, hvad der kan opnås ved de forskellige former for kontrol, når der arbejdes med beton med $v/c = 0,6$ og bjælkestyrke 360 kg/cm², kan man få af følgende skema:

Kontrol	Beton	Vand kg pr. m ³	Cem. kg pr. m ³	v/c	Styrke σ_B kg/cm ²	Till. pāv. kg/cm ²	Kg cem. pr. m ³ pr. kg/cm ² till. pāv.
Rumfang	1:2:3	200	333	0,6	360	60	5,6
Klasse B	Håndst.	180	300	0,6	360	75	4,0
Klasse A	Vibrer.	160	267	0,6	360	89	3,0
Ekstra	Vibrer.	150	250	0,6	360	89	2,8

Klasse A: skærpet kontrol

Punkt 16. 2.

To ting er afgørende for, om man vælger at lade en konstruktion udføre i klasse A. Man må være aldeles sikker på, at der er en eller flere teknisk kyndige kontrollanter i hele udførelsestiden, og de tilladelige bøjningstrykspændinger for normale belastningstilfælde kan fastsættes helt op til 90 kg/cm². Hertil kommer, at sikkerhedsgraden, såvel for beton som jern, kan regnes noget lavere end ved udførelse efter klasse B. Fordele og ulemper må derfor stilles op over for hinanden, før man træffer beslutningen.

Man kan ikke nøjes med en erfaren fagmands skøn over materialernes egnethed, men der stilles en række krav om mere eller mindre regelmæssige prøver af alle betonens bestanddele, om blandingsforholdenes gennemførelse og kontrol hermed, om kontrol af betonens styrke, af jernets kvalitet og styrkeprøvning m. v., ligesom der stilles krav om kontrol af forskalling og af armeringens dimensioner og placering. Disse krav er ikke opstillede som aldeles ubetingede, men skal kun angive nogenlunde mindstemål for, hvad der må gennemføres. Der er givet de projekterende teknikere en vis frihed til at tilpasse de endelige krav efter opgavens art og deres egen erfaring. Adskillige vil sikkert i flere tilfælde skærpe kravene yderligere, og i beskrivelser og betingelser skal de naturligvis præciseres for de konkrete tilfælde. Kravet om stadigt fast tilsyn så længe der arbejdes, er derimod, ligesom kravet om fastsættelse af betonens sammensætning og enkelte andre krav, ubetinget fra normernes side. Hertil må yderligere tilføjes, at tilsyn naturligvis skal føres af en kyndig tekniker fra den projekterendes side. Hvis udførelsen sker ved en entreprenør, der ikke selv har udført projekteringen og derfor heller ikke har ansvaret for denne, er det utilstrækkeligt, hvis det stadige tilsyn alene udføres af en af entreprenøren engageret tekniker. Hvis et ingeniørfirma derimod udfører såvel projektering som selve arbejdet og dermed har hele ansvaret, er sagen naturligvis en

anden. Om de kontrollerende myndigheder her vil lade sig stille tilfreds med, at den daglige kontrol udføres af en af det udførende firmas egne folk, kan muligvis blive et spørgsmål. Normerne selv stiller i hvert fald kun krav om et teknisk kyndigt tilsyn, hvilket ifølge sagens natur må forstås således, at dette tilsyn direkte er underkastet den projekterendes ansvar.

Det henstilles, at armeringsjernet skal leveres med garanteret flydespænding (eller 0,2 % spænding). Det er som bekendt ikke muligt at få jernværkerne til at garantere flydegrænsen for det her i landet hyppigst anvendte almindelige rundjern, men i og for sig kan en entreprenør jo godt gå ind på at garantere flydegrænsen. I praksis vil dette blot sige, at de jernpartier, som kasseres, fordi prøvninger viser, at de ikke tilfredsstiller kravene, må tages tilbage og erstattes med andet. Det tilbagetagne kan jo bruges hvorsomhelst til jernbeton, der udføres efter klasse B. I de fleste tilfælde vil man dog sikkert foretrække kamjern, tentorjern, istegjern, vinkeljern o. lign. med garanterede 0,2 % spændinger eller specielle rundjern med garanteret flydespænding.

En gennemførelse af de nødvendige foranstaltninger i normernes ånd vil under alle omstændigheder kræve, for det første, at den projekterende opstiller koncise krav i betingelserne for arbejdets udførelse, altså ikke nøjes med en henvisning til normerne, og for det andet, at han planlægger en omhyggelig organisation for kontrolarbejdet, således at den foretagne kontrol til stadighed kan dokumenteres. Hertil kræves naturligvis en række skemaer og tabeller.

Endelig er der som sagt åbnet en mulighed for en yderligere særklasse for særligt betydningsfulde tilfælde gennem fodnoterne til normernes punkt 35. 2. 2 og 44. 2 — se næste afsnit.

Kontrollen med sand og sten er obligatorisk. Den skal ske så ofte, at man har rimelig sikkerhed for, at de opfylder bestemmelserne i punkt 5 om kvaliteten, ligesom man skal skaffe sig rimelig sikkerhed for, at kornkurverne stemmer med forudsæt-

ningerne for betonens egenskaber. Denne kontrol er en af det teknisk kyndige tilsyns opgaver — man sikrer sig herved imod større variation i grusets kornform og finhed og herigennem mod et større vandbehov for betonen, som kunne resultere i særlig svage partier, som enten ikke blev afslørede eller først afslørede efter, at betonen forlængst var brugt.

Også *vandet* skal kontrolleres, hvis man har mistanke til det.

Cementen bør for denne kontrolklasse kontrolleres ved passende prøver. Betonundersøgelserne kan dog i mange tilfælde give tilstrækkelig vejledning.

Betonens sammensætning og egenskaber skal fastsættes forud og kontrolleres regelmæssigt. Dette vil sige, at man ved sådanne store arbejder, hvor man ønsker at regne med store tilfældige påvirkninger, i forvejen må skaffe sig et arbejdsgrundlag for sin betonsammensætning med den cementsort og de sand- og stenmaterialer, man agter at anvende. Dette vil blot sige, at man ikke må påbegynde selve støbearbejdet og samtidig støbe prøvelegemer og løbe an på, at betonen bliver stærk nok, men må afvente resultatet af en eller helst flere prøvestøbninger og eventuelt foretage nødvendige korrektioner eller interpoleringer i blandingsforholdet, før arbejdet påbegyndes. Vandcementtal og cementmængde pr. m^3 skal tilfredsstille kravene i tabel 1 og 2.

Det vil i flere henseender være fordelagtigt at foretage disse forundersøgelser så sent som muligt før arbejdets påbegyndelse, dog naturligvis således, at man ikke sinker påbegyndelsen unødvendigt. Den korteste tidsafstand mellem forundersøgelserne og selve arbejdet vil nemlig byde mindst risiko for variationer af betydning i kvaliteten af cement, sand og sten, og man bør i videst mulig udstrækning sikre sig mod sådanne variationer.

Betonkontrollen skal omfatte vandcementtallet, konsistensens og styrken. Ved betonsammensætningen har man formentlig for sine materialer fundet frem til et bestemt vandcementtal, som man vil overholde, og kontrollen af, at dette sker, må anses for

meget væsentlig. Vandcementtallet må som nævnt ikke overskride den grænse, der fremgår af tabel 1. Der skal her atter peges på, at ikke alene den direkte tilsatte vandmængde, men også sandets fugtighedsindhold udover den mængde, det indeholder, når det er overfladetørt, skal medregnes ved beregningen af vandcementtallet.

Også *konsistensen* må overholdes, således at man har sikkerhed for, at betonen kan komprimeres tilstrækkeligt ved den anvendte bearbejdningsmåde. Her må tilsynet være særlig agtpågivende og påse, at der ikke sættes ekstra vand til, uden at der samtidig sættes ekstra cement til. For de små vandmængder, der er tale om som ekstra mængder, vil en liter cement for hver liter vand være tilfredsstillende, svarende til vandcementtal 0,7 for den ekstra cementdejl. Betonens vandcementtal vil ikke herved ændres mærkbart.

Styrken må naturligvis til stadighed kontrolleres.

Materialerne kan enten afvejes direkte eller afmåles, men i sidste tilfælde skal blandingsforholdet, der jo er angivet efter vægt, kontrolleres ved regelmæssige vejeprøver. Det er klart, at vandet må kontrolleres nøjagtigt ved måling eller vejning og ved regelmæssig kontrol med sandets fugtighedsindhold.

Klasse A: skærpet kontrol, udvidet

I punkt 35, tilladelige spændinger for jernbeton, er det i en fodnote anført, at man i formlen for den tilladelige påvirkning r_b ikke behøver at overholde overgrænsen 90 kg/cm^2 , hvis der iværksættes yderligere skærpelse af tilsyn og kontrol, men der tilrådes forsigtighed, når den tilladelige spænding skal være større end 90 kg/cm^2 . I punkt 44, der omhandler tilladelige spændinger for uarmeret beton, findes en lignende bemærkning om særlig betydningsfulde uarmerede konstruktioner, hvor værdier for r_0 højere end 60 kg/cm^2 kan tillades, hvor yderligere skærpelse af tilsyn og kontrol iværksættes.

Skærpelsen af tilsynet og kontrollen må ske efter skøn, men må omfatte såvel materialernes kvalitet og ensartethed som betonsammensætningen og den opnåede betonkvalitet. Det nødvendige omfang af tilsyn og kontrol må aftales med de tilsynsførende myndigheder.

Tegninger og beregninger m. m.

Punkt 17.

Dette punkt er ordret det samme som i de hidtilige normer, men der er tilføjet en passus om, at der kan stilles krav om særlige forsøg med prøvestykker eller konstruktionsdele, hvis bæreevne ikke anses for udtømmende belyst ved beregningerne alene. Denne bestemmelse giver ikke alene kontrollerende myndigheder et middel i hænde, men kan også med fordel benyttes af de projekterende ved nye eller usædvanlige konstruktioner, som man ikke på anden måde er i stand til at få godkendt.

Udtagning af materialprøver

Punkt 18.

I de tidligere normer fandtes intet herom. Bestemmelserne er medtaget alene som en praktisk vejledning.

Kontrol efter arbejdets udførelse Prøvebelastninger

Punkt 19.

Undersøgelser for fejl

Punkt 19. 1.

Tilsvarende bestemmelser fandtes ikke i de tidligere normer. Hensigten er at give lidt vejledning i, hvorledes en nogenlunde lempelig undersøgelse for fejl bør foretages, før man eventuelt griber til mere drastiske midler, fordi man har begrundet mistanke om fejl. Hvis sådanne undersøgelser giver rimeligt tilfredsstillende resultater, vil man ofte kunne lade sig nøje dermed — både fra den projekterendes, fra bygherrens og fra de kontrollerende myndigheders side.

Punkt 19.2. **Prøvebelastninger**

Ligesom i de hidtidige normer er der skelnet mellem to tilfælde, nemlig tilfælde hvor man anser en prøvebelastning for ønskelig, dog uden at nære virkelig tvivl om bygværkets stabilitet, og tilfælde, hvor man har grundet formodning om, at der er noget galt. I modsætning til de hidtidige normer kan man efter de nye bestemmelser ikke nøjes med den simple prøvebelastning i det sidste tilfælde. For dette tilfælde giver de nye normer ikke bestemte regler, fordi udvalget anser det for umuligt at opstille sådanne i almindelighed. Kommer man i denne situation, må man tage stilling til det konkrete tilfælde. I nogle tilfælde vil en prøvebelastning sammen med et nøjere eftersyn og simple nedbøjningsmålinger måske være tilstrækkeligt overbevisende. I andre tilfælde må man søge laboratoriehjælp e. lign. til omfattende spændings- og andre kontrolmålinger, ligesom gentagne prøvebelastninger o. lign. kan være nødvendige. Det bør ikke glemmes, at en forholdsvis kortvarig engangsbelastning viser et slags optimum af sikkerhed. Betonens brudstyrke ved meget langvarig belastning (i flere år) er kun 75 % à 85 % af brudstyrken ved en forholdsvis kortvarig belastning. Og betons brudstyrke ved skiftende påvirkninger mellem en ringe trykspænding og en højere trykspænding er kun ca. 50 % à 60 % af brudstyrken ved een kortvarig belastning. For forskydnings-, træk- og adhæsiionsspændinger o. lign. ved man i virkeligheden næsten intet om brudværdierne under andre belastningsforhold end den kortvarige engangsbelastning. Hertil kommer usikkerheden med hensyn til dynamiske virkninger, ekstraspændinger o. lign.

Den almindelige prøvebelastning for konstruktioner, hvortil man ikke har alvorlig mistanke, er praktisk talt identisk med den tilsvarende i de gamle normer.

E. Konstruktion og beregning af jernbeton

1. SNITKRÆFTERNES BESTEMMELSE

Spændvidder

Punkt 20.

Det kunne synes en ren selvfølge, at den teoretiske spændvidde ikke må regnes mindre end afstanden mellem midtpunkterne i de teoretisk nødvendige lejeflader. Det er det for så vidt også, men bestemmelsen har vist sig nødvendig. I modsætning til de gamle normer står der i de nye intet om, at man for bjælker og plader, der beregnes som kontinuerlige (efter elasticitetsteorien) skal regne med midten af mellemunderstøtningerne. Det sidste vil de fleste vel nok gøre alligevel — fordi det er det simpleste, men der kan tænkes tilfælde med meget brede mellemunderstøtninger, hvor det er urimeligt, og nu er det i hvert fald ikke længere forbudt at bruge en anden beregningsmåde.

Statisk ubestemte konstruktioner

Punkt 21.

I forhold til de tidligere normer, der tillod to beregningsmåder, nemlig elasticitetsteorien og „delvis indspænding“, giver de nye normer tilladelse til en tredje beregningsmåde — eller rettere til en tredje slags beregningsmåder — nemlig *plasticitetsteorier*. Der er hertil først og fremmest knyttet den betingelse, at man skal påvise — udfra de virkelige materialeegenskaber — at de snitkræfter (momenter, reaktioner o. lign.), man regner med (skønner) som samtidigt virkende, også kan optræde samtidigt. Specielt er det angivet, at hvis man vælger overtallige snitkræfter således, at de numerisk største spændinger i konstruktionen intet sted bliver mindre end trediedelen af elasticitetsteoriens resultater, så er dette i sig selv en tilladt plasticitetsteori.

Personligt mener jeg, at trediedelsgrænsen er lidt for tolerant*). For visse påvirkninger i nogle statisk ubestemte konstruktioner er det vanskeligt at forsvare væsentligt under halvdelen*); men for de hyppigst forekommende konstruktioner er trediedelen til gengæld rigeligt på den sikre side. Man må lægge mærke til, at der står: elasticitetsteoriens resultater. Dette betyder den strenge elasticitetsteori, hvor praktisk talt kun Hookes lov og Bernoullis lov er forudsætninger. Søjlers elastiske modstand mod bøjning, bjælkers modstand mod vridning o. s. v. skal altså tages i betragtning. Dette er jo langt strengere end den sædvanlige tilnærmede elasticitetsteori, som man anvender i praksis. Hvad har man så opnået? Jo! Det er trods alt en langt simplere opgave at skønne, om en statisk ubestemt størrelse ligger mellem en trediedel og den fulde værdi af, hvad en nøjagtig elasticitetsteoretisk beregning ville give, end virkelig at beregne de statisk ubestemte størrelser — selv efter den sædvanlige, tilnærmede elasticitetsteori. Man behøver jo ikke netop at vælge værdierne i nærheden af ydergrænserne. I en kontinuerlig bjælke, der hviler på og er sammenstøbt med mange søjler, kan man blot vælge momenter ved understøtningerne på f. eks. halvdelen eller trediedelen af de momenter, som man ville få efter den sædvanlige, tilnærmede elasticitetsteori, når man ser bort fra søjlernes bøjningsmodstand. Hvis søjlerne ikke er unormalt stive, vil dette være indenfor grænseværdierne. Er søjlerne særlig stive, kan man vælge tilsvarende brøkdeler af de for urokkeligt indspændte bjælker gældende elasticitetsteoretiske værdier. Lettelsen ved metoden er, at grænserne, hvorimellem man kan vælge, er så vide, at det er let at skønne værdier indenfor disse, selv om man ikke kender grænsernes nøjagtige værdier.

Delvis indspænding. Stort set falder bestemmelserne herom sammen med de tilsvarende i de gamle normer.

*) Se bygningsstatistiske meddelelser XII H. 5, 1941.

I de nye normer har man dog — mere logisk end i de gamle — forlangt, at indspændingsmomentets størrelse skal vælges mellem momentet ved fuld (d. v. s. urokkelig) indspænding og en femtedel heraf.

Ved ulige faglængder må dette ifølge sagens natur forstås således, at man f. eks. har lov til at vælge fuld indspænding for det største af to sammenstødende fag, uanset at man derved for det mindste fag må regne med større indspændingsmoment end hvad der for dette fag svarer til fuld indspænding.

Beregningsmetoden „delvis indspænding“ må kun anvendes ved simple husbygningkonstruktioner o. lign. Den bør ikke anvendes uden videre ved store konstruktioner med hyppigt skiftende tunge belastninger o. lign., som f. eks. kranskinne-dragere med svære hjultryk, eller ved konstruktioner, hvor vandtæthed o. lign. er af stor betydning. Alt for højtideligt skal dette dog næppe tages, navnlig ikke hvis man ikke går til ydergrænserne.

Bestemmelsen om delvis indspænding giver ikke alene den overmåde betydelige lettelse ved fastlæggelse af indspændingsmomenterne (de overtallige størrelser), men fastlægger tillige momentkurvernes forløb. Hertil er givet to regler: den positive momentkurve er bestemt af maksimumsmomenterne i den simpelt understøttede bjælke i forbindelse med $\frac{2}{3}$ af værdierne af de valgte indspændingsmomenter. Den negative momentkurve er bestemt af de positive momenter i den simpelt understøttede bjælke for den hvilende belastning + $\frac{3}{5}$ af den jævnt fordelte bevægelige belastning (men uden belastning fra eventuelle bevægelige enkeltkræfter) i forbindelse med den fulde værdi af de valgte indspændingsmomenter. Ved den jævnt fordelte bevægelige belastning forstås også den del af en sådan, der gennem sekundære bjælker overføres som enkeltkræfter til den pågældende bjælke. Derimod må hjultryk og lignende bevægelige enkeltkræfter, som sagt, ikke medregnes ved bestemmelse af den negative momentkurve.

Der har været rejst indvendinger imod, at de valgte indspændingsmomenter kun må medregnes med $\frac{2}{3}$ af den valgte værdi ved bestemmelse af de positive momenter. Professor A. Ostfeld forsvarede i sin tid denne regel med, at det var rimeligt, at der forlangtes en ekstra sikkerhed, når man tillod en grovere tilnærmelse. At man ikke ligefrem skulle straffes for at anvende den nøjagtigere beregningsmåde (efter elasticitetsteorien med de gængse tilnærmelser). Navnlig det sidste er træffende, men hele spørgsmålet har nu en dybere forklaring.

For at beregningen af en kontinuerlig plade eller bjælke kan anses for at være nogenlunde udtømmende, må den gå ud på at eftervise, at der findes tilstrækkelig armering i alle tværsnit, såvel overfor positive som negative momenter, og overfor skrå hovedtrækspændinger, samt at betonspændingerne intet sted overskrider de tilladelige. Dette forudsætter, at man kender momentkurverne i hele bjækelængden og vel at mærke både hvad angår de største positive og de numerisk største negative værdier. Når man anvender elasticitetsteorien, går dette af sig selv, idet den bevægelige belastning anbringes i de to stillinger, der for hvert af bjælkens punkter giver henholdsvis størst positivt og størst negativt moment. Men dette betyder netop, at man ved bestemmelsen af de positive momenter regner med et mindre indspændingsmoment, end man gør ved beregning af de negative momenter. Ganske det tilsvarende forlanges — bare på mere lempelig måde — ved delvis indspænding.

At man kun må regne med $\frac{2}{3}$ af indspændingsmomenterne (ved de positive momentkurver) svarer altså til, at man ikke må regne med den (fulde) bevægelige belastning på nabofagene, når man regner efter elasticitetsteorien.

At man for de negative momentkurver trods alt får lov til at regne med $\frac{3}{5}$ af den (ensformigt fordelte) bevægelige belastning i selve faget, skønt dette er på den usikre side, forklares med, at der er ringe sandsynlighed for, at der er fuld (bevægelig) belastning på hvert andet fag og slet intet på de

øvrige. Med andre ord, man regner kun den ensformigt fordelte bevægelige belastning delvis bevægelig.

At man samtidig opnår, at de allerfleste plader i alm. husbygning kan undgå gennemgående armering i oversiden, stemmer jo godt overens med, at dette gennem mange års praksis her i landet har vist sig tilfredsstillende.

Reglerne for delvis indspænding fastlægger med andre ord visse „overlappingsstrækninger“, hvor såvel positive som negative momenter kan optræde. Dette kunne også være opnået (om ikke på identisk samme måde), ved at regne med de fulde valgte indspændingsmomenter også ved fastlæggelsen af den positive momentkurve, og så til gengæld regne med M_g i selve faget ved fastlæggelse af den negative momentkurve. Herved kunne opnås en besparelse af armeringsjern i maksimalmomentpunktet, men til gengæld måtte gennemgående armering i oversiden anvendes i større udstrækning. De to fremgangsmåder er vist på fig. 4.

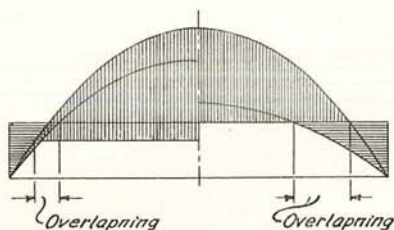


Fig. 4. Momentkurver ved delvis indspænding. Venstre side efter normerne. Højre side, når indspændingsmomenterne ikke reduceres med $\frac{1}{3}$ og der ikke regnes med $\frac{3}{5} p$.

Efter min mening er den af normerne valgte fremgangsmåde mest i overensstemmelse med de virkninger, som en mere eller mindre bevægelig belastning har på konstruktionen. Endelig må det ikke glemmes, at indspændingsmomenterne må vælges større end efter elasticitetsteorien (nemlig svarende til urokkelig indspænding, hvor denne f. eks. kun er mere eller

mindre elastisk), og i så fald er det rimeligt at sikre sig imod, at alle jern bøjes op fra bjælkens underside i alt for lang afstand fra understøtningen, og dette gør man netop ved reglen om $\frac{2}{3}$ af indspændingsmomentet. Ud fra materialeegenskaberne er det i og for sig ligeså rationelt at vælge indspændingsmomenterne større som mindre, end det man finder efter elasticitetsteorien. Det er i hvert fald ikke urimeligt at sætte den øvre grænse ved urokkelig indspænding, selv om man for så vidt godt kunne vælge indspændingsmomenterne højere endnu; men herom har man næppe ønsker i praksis, undtagen ved ulige faglængder, som foran omtalt.

I alle tilfælde ligner de af normerne forlangte momentkurver langt mere de kurver, man får efter elasticitetsteorien, end de momentkurver, man kan opstille, hvis indspændingsmomenterne ikke varieres mellem den skønnede værdi og $\frac{2}{3}$ af denne. Endelig må det ikke glemmes, at bestemmelserne i punkterne 46 og 47 om, at de tilladelige spændinger ikke i noget punkt må overskrides med mere end 80 %, når den bevægelige belastning alene forøges med 50 %, netop tager sigte på at hindre, at der anbringes for ringe armering i punkter, hvor en ændring af forholdet mellem bevægelig og hvilende belastning kan fremkalde uforholdsmæssige trækspændinger.

Indenfor de grænser for indspændingsmomenterne, som normerne tillader ved delvis indspænding, kan denne sidste regel aldrig medføre forhøjelse af armeringens tværsnitsareal i indspændingstværsnittene eller i tværsnit med det største positive moment. Derimod er reglen bestemmende for opbøjningspunkterne.

Ved delvis indspænding skal reglen opfattes således, at de valgte indspændingsmomenter ikke ændres som følge af den bevægelige belastnings forøgelse med 50 %. Bestemmende for opbøjningspunkterne bliver derfor M_0 — kurven for belastningen $g + 1,5p$ og slutlinien bestemt ved $\frac{2}{3}$ af de valgte indspændingsmomenter.

Beregningsmåden „delvis indspændings“ gennemførelse i praksis

Plader.

Hvis man anvender den på fig. 5 viste opbøjningsregel, men kun regner med $\frac{F_i}{2}$ over mellemunderstøtninger (og indspændinger)*), så vil normernes krav være opfyldt for de allerfleste almindelige plader**). Kun ved meget ulige faglængder, store bevægelige enkeltkræfter eller særlig store ensformigt fordelte bevægelige belastninger kan reglen ikke dække normernes krav. I sådanne tilfælde må sagen undersøges særligt, f. eks. som nedenfor angivet for bjælker.

Der findes i normerne ikke almindelige bestemmelser for fordelingsjern i enkeltarmerede plader. Den mangeårige praksis, at der ikke bør anvendes mindre end fire jern pr. m og nødigt under 20 % af længdearmeringens tværsnitsareal, må dog formentlig overholdes, hvis definitionen i punkt 1 om armering i to retninger skal anses for tilfredsstillende. Normalt vil $4\text{Ø}7\text{mm/m}$ nok blive anset for absolut minimum undtagen i rene småplader.

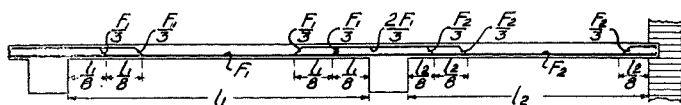


Fig. 5. Simple opbøjningsregel for delvis indspændte plader.

Bjælker.

Da hele opbøjningsreglen i sig selv er meget tilnærmet, er der ingen grund til at gå pinligt nøjagtigt frem. Det simpleste er at gå ud fra, at momentkurven i den simpelt understøttede bjælke er en parabel. Dette er tilstrækkeligt nøjagtigt, når der ikke er tale om overvejende enkeltkræfter i nærheden af under-

*) D. v. s. regne med et positivt maksimumsmoment på $M = \frac{3}{32} ql^2$ mellemfag og $\frac{3}{28} ql^2$ i yderfag.

**) Se „Ingeniøren“ nr. 24, 1930.

støtninger. I almindelighed består belastningen jo af en blanding af ensformigt fordelt, trekantformede og trapezformede belastninger samt flere eller færre enkeltkræfter. Man går nu ud fra, at momentkurverne i den simpelt understøttede bjælke er to parabler med toppunkter svarende til de rigtigt beregnede M_0 -værdier for henholdsvis $p + g$ og $\frac{3}{5} p + g$. En parabel kan tegnes een gang for alle. Indspændingsmomenterne og $\frac{2}{3}$ af disse afsættes nu (i samme målestoksforhold som M_0) ved bjælkeenderne. De to slutlinier skærer da parabeln i op- og nedbøjningspunkterne. Fremgangsmåden kan f. eks. være følgende, idet M_g , M_p og M_P betegner momenterne i midtpunktet af den simpelt understøttede bjælke henholdsvis for den hvilende belastning g , for den (ensformigt fordelte) bevægelige belastning (som må regnes delvis bevægelig) p og for den del af den bevægelige belastning, som skal regnes fuldt bevægelig P .

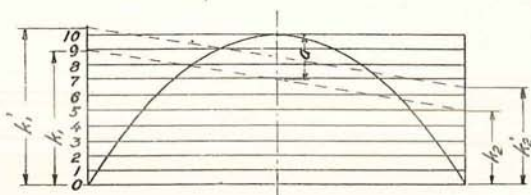


Fig. 6. Diagram til bestemmelse af op- og nedbøjningspunkter ved delvis indspænding.

Med betegnelserne på fig. 6 får man da:

Til bestemmelse af opbøjningspunkter:

$$k_1 = \frac{2}{3} \times \frac{M_1}{M_g + 1,5 (M_p + M_P)} \times 10$$

$$\text{og } k_2 = \frac{2}{3} \times \frac{M_2 \times 10}{M_g + 1,5 (M_p + M_P)}$$

der afsættes som ordinater i henholdsvis A og B. Herved er slutlinien bestemt. (Hvis parabeln er tegnet med en pilhøjde på 10 cm, bliver k_1 og k_2 udtrykt i cm).

Hvis der til Max. M (= a på fig.) svarer n armeringsjern af samme tværsnitsareal er det simpelt at måle, hvor f. eks. $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ og $\frac{3}{4}$ eller lignende simple brøkdeler af armeringen kan bøjes op.

Til bestemmelse af nedbøjningspunkter:

$$k'_1 = \frac{M_1}{M_g + \frac{3}{5} M_p} \times 10 \text{ og } k'_2 = \frac{M_2}{M_g + \frac{3}{5} M_p} \times 10$$

Der er nok adskillige, som synes, at alt dette lyder noget besværligt, og mange undlader måske også en nærmere undersøgelse af op- og nedbøjningspunkterne og nøjes med at gøre dette efter skøn. Jeg vil ikke bestride, at en øvet konstruktørs skøn kan være fuldt forsvarligt i mange simple tilfælde, men der bør dog advares mod misbrug heraf, og navnlig bør mindre øvede konstruktører betænke sig to gange, før de sparer sig ulejligheden. I sig selv er det urimeligt at tale om besvær. Man kan blot prøve at regne efter elasticitetsteorien, benytte Griot's tabeller e. lign., så skal man nok opdage, at „delvis indspænding“ ikke kan kaldes en besværlig metode. Faktisk er de danske bestemmelser på dette område overordentlig liberale, sikkert mere liberale end i noget andet land. Normerne forudsætter nu en gang den fuldstændige undersøgelse af trækspændinger i armeringen, tryk- og forskydningsspændinger i betonen i hele konstruktionen, d. v. s. i hele bjælkens længde. Det skal påvises, at de tilladelige spændinger intet sted overskrides.

Ved beregning af reaktioner, skrå hovedtrækspændinger og forskydningsspændinger forlanges det, at der skal regnes med de valgte indspændingsmomenter. Her gives dog den lettelse, at man må regne med de fulde værdier overalt. For kontinuerlige plader og bjælker over mindst 3 fag, hvor faglængderne ikke er meget forskellige, kan reaktioner og transversalkræfter dog regnes som for simpel understøtning. Denne bestemmelse er jeg personligt en modstander af. Man kan tillade sig mange afvigelser fra elasticitetsteorien, fordi betonen ikke følger Hoo-

kes lov, men har man først valgt de overtallige størrelser, så er hele resten bestemt af de statiske ligevægtsbetingelser, og dem kan man i hvert fald ikke snyde, uden at nedsætte sikkerhedsgraden. Jeg vil i hvert fald mene, at ikke meget forskellige faglængder højst kan betyde, at de afviger 20 % fra hinanden. For mellemfag er hele spørgsmålet uvæsentligt, fordi indspændingsmomenterne praktisk talt altid vælges lige store i begge ender, men for yderfagene er bestemmelsen ofte meget på den usikre side. Er indspændingsmomentet f. eks. valgt halvt så stort som det største positive moment, bliver fejlen i yderfag ca. 10 %. Er de to momenter valgt lige store, er fejlen ca. 20 %. Ved belastning fra enkeltkræfter kan fejlen blive endnu større, og den kan opsummeres fra plader til bjælker til understøtninger.

Princippet „delvis indspænding“ er, ligesom i de gamle normer, tilladt også for andre konstruktioner end kontinuerlige bjælker, f. eks. kontinuerlige eller blot indspændte rammer, skivekonstruktioner, skalkonstruktioner o. m. a.

Bestemmelsen om, at de negative momentkurver — bortset naturligvis fra strækningerne nærmest understøtningerne — må fastlægges under hensyn til, at $\frac{3}{5}$ af den ensformigt fordelte bevægelige belastning forbliver på bjælken — eller pladen —, er, efter normernes bogstavelige bestemmelser, begrænset til beregning efter „delvis indspænding“-princippet. Dette er i og for sig urimeligt.

Ved beregning efter elasticitetsteorien mener jeg, at man uden videre må have lov til at anvende samme princip. Faktisk er begrundelsen jo, at man finder det urimeligt at regne denne slags belastninger fuldt bevægelige, og det må gælde ligeså fuldt, når man regner efter elasticitetsteorien, som når man regner efter „delvis indspænding“-princippet. Hertil er blot at sige, at kontinuerlige plader og bjælker sikkert kun und-

tagelsesvis beregnes efter elasticitetsteorien, når det ikke drejer sig om konstruktioner med overvejende enkeltkraftbelastninger som hjultryk- og erstatningsbelastninger for hjultryk — e. lign., så spørgsmålet er næppe af større betydning. For beregninger efter plasticitetsteorien (gruppe „b“ i normerne) er spørgsmålet noget mere tvivlsomt. Bestemmelserne herom er — ganske bevidst — mindre detaljerede. Uden tvivl repræsenterer de den mest rationelle beregningsmåde for jernbeton, og udvalget har derfor ønsket at give mulighed for princippet anvendelse, men det siger sig selv, at her må metoderne udformes nærmere. Hvis man — hvad der efter min opfattelse er fuldt berettiget — vælger de overtallige indenfor de angivne grænser, så vil det være rimeligt at tillade anvendelse af den „delvis bevægelige“ belastning ganske som ved „delvis indspænding“, men det må ikke glemmes, at de numerisk største spændinger intet sted må blive mindre end trediedelen af elasticitetsteoriens resultater. Det er altså ikke nok, at man har valgt eet indspændingsmoment i den ene ende af en bjælke. Man må også sikre sig, at spændingerne intet sted på bjælkestrækningen bliver mindre end en trediedel af elasticitetsteoriens resultater, hvis indspændingsmomentet efter elasticitetsteorien kan blive mindre eller større end det valgte (hvad det praktisk talt altid kan, når belastningen på nabofagene skifter). Man bliver nødsaget til at vælge to værdier for indspændingsmomentet. Dette svarer så at sige til reglen om hele det valgte indspændingsmoment og $\frac{2}{3}$ heraf ved „delvis indspænding“. Til gengæld er det ikke sikkert, at de positive momenter på bjælkemidten netop bliver ligeså meget større som ved „delvis indspænding“, men „overlappingslængden“ bliver fastlagt indenfor visse grænser.

Fælles for alle tre beregningsmåder er, at en vis, passende overarmering skal føres igennem ved alle kontinuerlige bjælker (ikke ved plader, når det ikke følger af beregningen). Det beror naturligvis på et skøn, hvad man skal forstå ved „passende“. For småbjælker og for bjælker med overvejende hvi-

lende belastning, er det f. ex. nok at lægge to stk. \emptyset 10 eller \emptyset 14, hvorom bøjlerne kan bøjes. Hvor der er tale om svære bevægelige belastninger, er det en god praksis at gennemføre et par armeringsjern af samme dimension som de, der anvendes i trækzonen.

Punkt 22. Krydsarmerede, rektangulære plader

Reglerne afviger betydeligt fra de tilsvarende i de gamle normer. Disse var også i mange tilfælde på den usikre side.

De nye regler giver for det første den alvorlige begrænsning for anvendelse af tilnærmelsesformlerne, at forholdet mellem pladens længste og korteste side ikke må overstige 2. Man kan naturligvis godt beregne andre plader som krydsarmerede, men så må man bruge nøjagtigere beregningsmåder.

For *simpelt* understøttede, rektangulære plader foreskriver de nye normer:

$$M_k + M_l = \frac{1}{12} qkl,$$

$$1/2 \cdot \frac{k}{l} M_l \leq 2M_k$$

Forskellen fra de gamle normer ses bedst af et eksempel.

For $l = 2k$ får man efter de gamle normer $M_k = \frac{1}{12} qk^2$ og

$M_l = \frac{1}{24} qk^2$ eller $M_k = M_l = \frac{5}{72} qk^2$ og efter de nye normer

$M_k + M_l = \frac{1}{6} qk^2$. Vælges $M_l = M_k$ bliver $M_k = M_l = \frac{1}{12} qk^2$

eller $\frac{6}{72} qk^2$ i stedet for $\frac{5}{72} qk^2$. Vælger man $M_l = \frac{1}{24} qk^2$ bliver

$M_k = \frac{1}{8} qk^2$ (som for en tosidet understøttet plade) i stedet for

$\frac{1}{12} qk^2$. $l = 2k$ er også nær ved grænsetilfældet, hvor krydsarmering ikke kan hjælpe M_k på den midterste del af pladens lange strækning.

De nye normer er altså væsentlig strengere end de gamle undtagen når $k = 1$, hvor begge normer naturligvis giver

$$M_k = M_1 = \frac{1}{24} qk^2.$$

For *delvis indspændte*, krydsarmerede, rektangulære plader er forskellen mellem bestemmelserne i de nye og gamle normer endnu større. Tager vi som eksempel atter $l = k$ og vælger yderligere den meget almindelige forudsætning at $M_1 = M_3 = \frac{1}{2} M_k$ og $M_2 = M_4 = \frac{1}{2} M_1$, får man efter de nye normer:

$$8 M_k + 7 M_1 = qk^2. \text{ Vælges } M_k = M_1 \text{ bliver } M_k = M_1 = \frac{1}{15} qk^2 = \frac{32}{480} qk^2, \text{ medens de gamle normer giver:}$$

$$M_k = M_1 \frac{5}{96} = qk^2 \text{ eller } \frac{25}{480} qk^2.$$

For $M_1 = M_3 = \frac{1}{2} M_k$ og $M_2 = M_4 = \frac{1}{2} M_1$, som vel er det hyppigst forekommende, kan de nye normers formel skrives:

$$M_k \cdot \frac{2k+3l}{2(k+1)} + M_1 \cdot \frac{2l+3k}{2(k+1)} = \frac{1}{12} qkl, \text{ hvis man synes det}$$

er nemmere.

$$\text{Sætter man yderligere } M_k = M_1 \text{ bliver: } M_k = M_1 = \frac{qkl}{30}$$

$$\text{For } l = k \text{ fås altså } M_k = M_1 = \frac{1}{30} qk^2.$$

$$\text{For } l = 2k \text{ bliver } M_k = M_1 = \frac{1}{15} qk^2.$$

Reaktioner og opbøjningsregler er som i de gamle normer.

De gamle normers regler for beregning af paddehatkonstruktioner er slet ikke optaget eller erstattet af nye. De gamle forskrifter var mildest talt meget mærkelige, og de har næppe været anvendt meget, da de gav meget dyre konstruktioner. Der er ikke mere grund til at give regler for beregning af paddehatkonstruktioner end f. eks. for siloer, skaller og mange

andre fuldt så vigtige konstruktioner. Udvalget har fulgt den hovedregel kun at give simple beregningsregler for elementære konstruktionselementer og ellers kun angive principper.

Punkt 23. **Enkeltkræfter på plader**

I de første forslag til de nye normer var det ikke tilladt at regne kraften fordelt til pladens underside hverken ved bestemmelse af fordelingsbredden eller ved undersøgelse for gennemlokning*). Ved det endelige forslag blev tilladelsen optaget påny som i de gamle normer. Dette har følgende årsag: Da det er tilladt at regne med en fordeling under 45° til undersiden af slidlag, grovbeton o. lign., ville forbudet mod at fordele videre under 45° til jernbetonpladens underside medføre det urimelige, at det i mange tilfælde kunne betale sig at gøre jernbetonpladen halvt så tyk og støbe den øverste halvdel af grovbeton. Man ville ikke få mere armering i pladen af den grund, men ingen vil vel indrømme, at f. eks. en 10 cm jernbetonplade med 10 cm grovbeton som dæklag vil være stærkere end en 20 cm jernbetonplade, når armeringen er den samme.

Muligvis er det en fejl, at man tillader fordeling under 45° gennem slidlag og grovbeton (eller endogså gennem jord, ballast o. lign.). Dette er imidlertid en meget gammel praksis. Den er også tilladt i belastningsnormerne og lader sig næppe ændre. Den begrundes i almindelighed med friktion mod underlaget, trækstyrke af beton o. lign. Direkte gennemlokningsforsøg med jernbetonplader tyder dog på, at reglen ikke er rigtig, i hvert fald ikke i alle tilfælde. Så vidt vides har beregningsmåden dog aldrig medført ulemper i praksis. Dette kan naturligvis skyldes, at den almindelige sikkerhedsgrad er rigelig

*) I professor A. Efsens bog: „Elementær jernbeton“ 1948, § 8, som er udgivet før fremkomsten af det endelige forslag til de nye normer, er der derfor heller ikke regnet hermed, hvad der er temmelig ugunstigt i mange tilfælde.

stor, og efterhånden som denne nedsættes kan det måske vise sig, at reglen må ændres. Nu står den imidlertid i normerne, og er altså tilladt.

Selve reglen om fordelingsbredden i jernbetonplader er iøvrigt ændret i forhold til den tilsvarende bestemmelse i de gamle normer derved, at de nye normer sætter $b_n = b_1 + 2h + 4$

$\frac{xx'}{a} \sqrt{a}$, medens de gamle normer sætter $b_n = b_1 + 2h + 4$

$\frac{xx'}{a} a$. Forholdet er altså, at de nye normer sætter \sqrt{a} i stedet

for de gamle normers: a . I denne henseende er de nye normer altså mildere end de gamle. I de gamle normer gjaldt denne nyttige bredde kun for momenterne. For transversalkræfterne gjaldt en mindre bredde, medens de nye normer foreskriver samme nyttige bredde for momenter og transversalkræfter; men transversalkræfterne har sjældent betydning. For gennemlokning er reglerne ens. I de nye normer er reglerne for den nyttige bredde mildere end de gamle, hvor der ikke er symmetri f. eks. på grund af huller eller fri rande.

Når de nye normer benytter $b_1 + 2h$ ved bestemmelsen af b_n og b_2 ved gennemlokning, er det en reminiscens fra de tidligere forslag. På denne måde er der noget inkonsekvent kommen til at stå, at der skal regnes med a_1 for kraftens fordeling i spændviddens retning ved bestemmelse af b_n , medens der må regnes med a_2 ved gennemlokning. Der burde have stået a_2 begge steder som i de gamle normer. Efter min mening kan man godt regne med $a_2 = a_1 + 2h$ i begge tilfælde og i formelen for b_n erstatte $b_1 + 2h$ med b_2 (hvilket er det samme).

2. SPÆNDINGSBESTEMMELSER OG DIMENSIONERING

Punkt 24. **Spændinger**

En række mere specificerede regler om variable inertimomenter, spændvidder, kræfters fordeling over tværsnit, lejetryk m. v. i de gamle normer er her simplificeret til en regel, der i og for sig blot advarer mod at gøre altfor tilnærmede antagelser, der i virkeligheden afviger fra den elementære elasticitetsteori's forudsætninger. Kommer man ud for mere specielle konstruktioner, kan man ikke uden videre anvende alle normernes mange simple tilnærmelsesformler.

Punkt 25. **T-bjælker**

Bestemmelserne om nyttebredden er praktisk talt uforandret som i de gamle normer. Dog er tilladelsen til — ved kontinuerlige eller delvis indspændte bjælker — at regne nulpunkterne liggende $\frac{1}{4} l$ fra understøtningen, udeladt. Dette er nu ikke gjort for at gøre det hele besværligt; men ved enkeltkraftbelastninger kan reglen være meget forkert. Ved delvis indspænding kan der naturligvis opstå tvivl om hvilket nulpunkt, man skal regne med. Jeg mener dog, man har lov til at regne med de momentnulpunkter, der svarer til største belastning i faget og $\frac{2}{3}$ af de valgte indspændingsmomenter.

Punkt 26. **Trykarmering i bjælker (og plader)**

Hovedreglen er uforandret som i de gamle normer, men bestemmelsen om at regne med tværarmeringen som en ækvivalent længdearmering, er udeladt. Denne bestemmelse var indviklet, og der er vel næppe nogen, der har benyttet disse regler. Trykarmering af støbejern er ligeledes udeladt i de nye normer.

Isteg-jern må ikke medregnes som trykarmering. Deraf følger, at det ikke er forbudt at lægge isteg-jern i trykkede beton-

dele, man må bare ikke regne med det. I virkeligheden er denne bestemmelse for så vidt vigtig, som man ikke kunne anvende isteg-jern i de fleste kontinuerlige konstruktioner, hvis det var forbudt at anbringe isteg-jern i trykzonen.

Almindelige søjlers armering

Punkt 27.

Bestemmelserne om minimumsarmeringsprocenten og om, at man ikke fuldtud må medregne armering over 3 %, er de samme som i de gamle normer. Disse grænser er begrundet gennem talrige forsøg i mange lande. Som hidtil gælder minimumsværdien $\frac{3}{4}$ % af det *nødvendige* tværsnit. I praksis kan den virkelige armeringsprocent ofte være betydeligt lavere, man må bare ikke regne med større betonareal end $\frac{400}{3} F_1^c$. Dette gælder dog kun selve spændingsregningen. Ved bestemmelse af r_s må man naturligvis regne med det virkelige tværsnits inertimoment. Personligt mener jeg, at man — uden formindskelse af sikkerhedsgraden — godt kunne gå længere ned med armeringsprocenten, f. eks. til omkring $\frac{1}{2}$ % af det nødvendige tværsnit særlig ved svære søjler. Forsøgsresultaterne giver i virkeligheden ikke nogen tydelig oplysning om, at $\frac{3}{4}$ % er nødvendig. Men normerne fastsætter nu $\frac{3}{4}$ % som minimumsgrænse.

Hvis man ønsker at medregne tværarmeringen — hvad man i praksis vel næppe gør, undtagen hvor en allerede udført søjle får større belastning end forudsat — giver de nye normer tilladelse til at forøge den tilladelige spænding, medens de gamle normer gav tilladelse til at regne med et større areal. Resultatet bliver det samme, men den nye regel er vel nok mere indlysende end den gamle.

Her er måske grund til at påpege, at forudsætningen er, at armeringens tilladelige spænding ikke overskrides. Man skal regne med $n = 15$, altså $r = 15 r_b$.

Almindeligt rundjern kan dog altid anvendes i konstruktioner i klasse B. Selv for klasse A opstår der først vanskeligheder, når der anvendes særlig kraftig tværarmering (eller bevikling). I klasse A er den største tilladte værdi af $\frac{P}{F_b} = 2 \times 0,8 \times 90 = 144$ kg/cm² (punkt 27 og 28). Hertil svarer — selv for 3 % længdearmering — $\sigma_s = \frac{144}{1 + \frac{15 \times 3}{100}} = 99,3$ kg/cm² og $\sigma_j = 15 \times 99,3 = 1490$ kg/cm², altså mere end $1,05 \times 1300 = 1365$ kg/cm². Er længdearmeringsprocenten mindre end 3, bliver forholdet værre.

Går man derimod ud over klasse A, hvad der er tilladt i visse tilfælde ifølge fodnoten til pkt. 35.2.2, kommer man hurtigt til, at der til trykarmering må anvendes stærkere jernsorter.

Efter de nye normer er det ikke længere tilladt, som det var efter de gamle normer, at forøge længdearmeringens virkning, når denne udføres af jern med højere flydegrænse end 2800 kg/cm². Da alt jern praktisk talt har samme elasticitetskoefficient 2×10^6 , får n også samme værdi. Det er derfor næppe rigtigt at regne med større virkning af jern med højere flydespænding, selv om noget af den højere flydespænding måske nok hjælper i brudøjeblikket.

Punkt 28. **Beviklede søjlers armering**

Reglerne er stort set uforandrede fra de gamle normer. Kun er tværarmeringens (beviklingens) indflydelse indført som en forhøjelse af de tilladte spændinger, hvilket her er knap så praktisk som i punkt 27, selv om det er en konsekvens heraf, idet beviklede søjler altid dimensioneres som sådanne. Her har man altså ikke blot brug for at eftervise, at søjlen kan bære noget mere, end den er beregnet for. Endvidere er den tidligere tilladelse til at forhøje jernets indflydelse, når flydegrænsen er højere end 2800 kg/cm², bortfaldet.

De gamle normers bestemmelser om beviklede støbejernssøjler er bortfaldet. Ikke fordi det er forbudt at anvende sådanne, men fordi man har anset det for en så usædvanlig konstruktion, at bestemmelserne falder udenfor normernes rammer.

Centralt belastede søjler

Punkt 29.

Hovedbestemmelsen er uforandret som i de gamle normer. De gamle normers definition af den frie søjlehøjde og præcisering af, at „I“ gjaldt for inertimomentet i udbøjningsretningen, har man udeladt som selvfølgeligheder, ligesom den tidligere bestemmelse om, at tværarmeringens virkning ikke måtte medregnes i „I“, bortfalder af sig selv med den i punkterne 27 og 28 angivne formulering af bestemmelserne.

Ekscentrisk belastede søjler

Punkt 30.

Bestemmelserne er her ændret væsentligt i forhold til de tidligere.

Det er udtrykkeligt fremhævet, at en mere nøjagtig fremgangsmåde, end de angivne tilnærmelsesmåder, gerne må benyttes. Efter min opfattelse gælder dette alment for alle normernes tilladelser til tilnærmede og forenkledede beregningsmåder. Når det hist og her i normerne fremhæves særligt, mener jeg, at dette blot skal opfattes som en understregning af, at den almindelige tilladelse foreligger.

For søjler med ringe ekscentricitet er de nye bestemmelser identiske med de tidligere. Også for søjler med stor ekscentricitet er bestemmelserne uforandrede, dog med det væsentlige forbehold, at den tilnærmede beregningsmåde ikke gælder, når

søjleens slankhedsforhold $\frac{F}{I} l^2 > 0,1$ (I i m, F i cm² og I i cm⁴).

For sådanne slanke søjler med stor ekscentricitet (d. v. s.

$\sigma_b^t > 1/5 \sigma_b$) er der ikke angivet nogen beregningsmåde. I

praksis er sådanne søjler sjældne, og man henvises til at bruge mere nøjagtige fremgangsmåder*).

Den for praksis overordentlig vigtige tilladelse til — især i husbygning — at regne søjler, der på grund af sammenstøbning med bjælker eller plader, er påvirket af ubestemmelige ekscentriciteter, som centralt påvirkede på visse betingelser, er bibeholdt fra de gamle normer, men dog i en betydeligt ændret form.

I stedet for de gamle normers bestemmelser om reducerede tilladelige spændinger, kræver de nye normer, at belastningen skal forøges. Det er jo indlysende, at momentet i et bestemt punkt af en sådan søjle først og fremmest afhænger af de bjælker eller plader, der er støbt sammen med søjlen i nærheden af punktet. Momenter, som fremkaldes i et søjlestykke i een etage, aftager hurtigt i de øvrige etager på lignende måde, som momenter fra belastning i eet fag af en kontinuerlig bjælke hurtigt aftager i de øvrige fag. De nye bestemmelser tager hensyn hertil, idet kun totalbelastningen på bjælker og plader i den umiddelbart over den pågældende søjledel liggende etageadskillelse skal multipliceres med en koefficient, medens belastningen på de højere liggende etager ikke skal forøges. For søjler i øverste etage skal totalbelastningen på taget altså multipliceres, for søjler i næstøverste etage skal belastningen på taget derimod ikke multipliceres, men kun totalbelastningen på øverste etages gulv o. s. v.

I øverste etage er de nye bestemmelser meget strengere end de gamle, og det er velbegrundet. Det er indlysende, at momenterne spiller en langt større rolle, hvor der kun er een etage over søjlen, end hvor der er flere. Jo flere etager, der ligger over den pågældende søjledel, des mindre betyder momenterne i forhold til normalkraften. For de nedre etager vil de nye be-

*) F. eks. som angivet i A. Efsen: Elementær jernbeton (1948) § 18 b.

stemmelser som regel være betydeligt gunstigere end de gamle. Her kan der måske være grund til at bemærke, at belastningsnormerne giver tilladelse til i visse tilfælde yderligere at reducere belastningerne ved beregning af søjler o. lign., når der forekommer mange etageadskillelser, men naturligvis må belastningen på den umiddelbart over den pågældende søjleliggende etage ikke reduceres, men skal i ureduceret størrelse multipliceres med en koefficient.

De gamle normers bestemmelse om, at man i stedet for at reducere de tilladelige spændinger, kunne regne med de ekscentriciteter, der fremkom, når man regnede bjælker og dragere overskåret midt over søjlen, er ikke medtaget i de nye normer. Dette er heller ikke nødvendigt. De koefficienter, hvormed belastningen skal multipliceres, danner ækvivalens for de ekscentriciteter, som hidrører fra, at den pågældende etages bjælker og plader er støbt i eet med søjlen; d. v. s. de ekscentriciteter, som fremkommer gennem bjælkernes og pladernes vinkeldrejninger. Jeg er dog af den opfattelse, at der også kan ses bort fra ekscentriciteter, som hidrører fra, at bjælkerne ikke altid løber centralt ind på søjlerne, navnlig hvis sådanne ekscentriciteter ikke går til samme side i alle etager. Det må naturligvis bero på et skøn, hvornår sådanne ekscentriciteter bliver så væsentlige, at der må tages hensyn dertil.

Ved ekscentriske bjælkeindføringer på midtersøjler, som vist på fig. 7, der ofte er praktiske i lagerbygninger, kontorbygninger, industribygninger o. lign. med en midtergang, vil jeg anse det for tilladeligt at se bort fra, at bjælkerne i den ene retning løber ekscentrisk ind på søjlerne, fordi den store spændvidde af bjælkerne til den ene side i tværretningen nødvendigvis må give ekscentricitet i modsat retning. For ydersøjlerne i højre side af samme figur vil jeg ligeledes anse det for tilladeligt at se bort fra længdebjælkernes ensidige indløb på søjlerne i hvert fald i de nedre etager, fordi de modvirkes af, at overliggende søjler står ekscentrisk til modsat side. For en ydersøjle som vist

i venstre side af figuren kan man efter mit skøn se bort fra ekscentriciteten fra de ensidige indløb af længdebjælkerne, fordi disse ekscentriciteter modvirkes af tværbjælkernes ensidige påvirkning. Derimod kan dette sidste ikke berettige, at man anvender koefficienten 1,25 i stedet for 1,5.

Naturligvis må man være forsigtig med sådanne fortolkninger. Hovedreglen er i sig selv så grov, at man ikke kan vente, at den tåler altfor spidsfindige ræsonnementer.

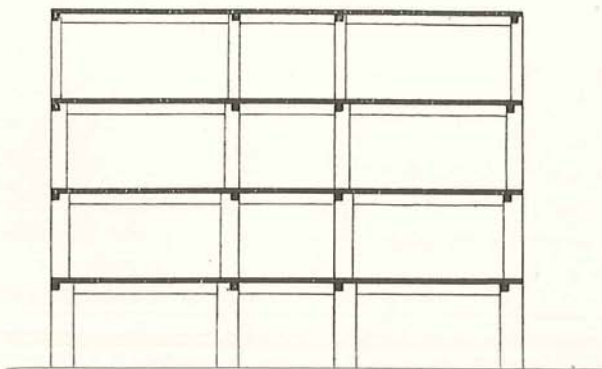


Fig. 7. Eksempler på ekscentriciteter, der helt eller delvis kan lades ude af betragtning.

Den lader sig dog udmærket anvende i forbindelse med virkelige ekscentriciteter, f. eks. fra krandrager, der hviler på knægte på søjlen, eller fra vindtryk eller andre vandrette kræfter.

Ved en ydersøjle, som vist på fig. 8, skal søjlen på 2. etage således beregnes for en central belastning fra taget multipliceret med 1,5 i forbindelse med den ekscentriske belastning fra krandrageren (og eventuelt vindtryk). Søjlen på 1. etage skal beregnes for en central belastning fra taget (uden multiplikation), en central belastning fra etageadskillelsen over 1. etage multipliceret med 1,5. Hvis man ved beregning af søjlen på

2. etage har regnet med et indspændingsmoment ved 2. etages gulv, skal dette naturligvis medregnes ved beregning af søjlen i 1. etage. Har man derimod regnet med et charnier og ladet

taget og 2. etages gulv optage de vandrette reaktioner fra det moment, som fremkaldes af kranbelastningen, skal der ikke regnes med ekscentricitet fra kranbelastningen ved beregning af søjlen på 1. etage. En vanskelighed opstår dog herved. Når en søjle er ekscentrisk påvirket — og beregnes som sådan — vil det som regel være farligst for betonspændingerne at regne med den størst mulige normalkraft og tilhørende

moment, medens det for jernspændingerne (i traksiden) som regel er farligst at regne med det størst mulige moment og den mindst mulige samtidige normalkraft. I dette sidste tilfælde må belastningen på den overliggende etage naturligvis ikke multipliceres med koefficienten (2,0—1,25 eller 1,5).

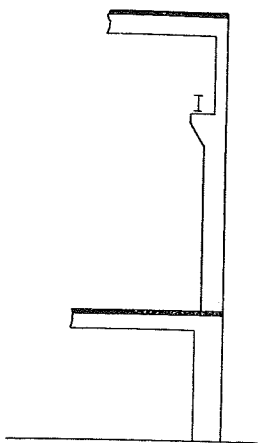


Fig. 8. Eksempel på ekscentrisk påvirket søjle.

Fundamenter og lejekvadere

Punkt 31.

Reglen om stempel- eller svelletryk er uforandret fra de gamle normer. Dog er der sat en øvre grænse, nemlig det dobbelte af r_0 . Dette er sikkert også rigtigt. Ellers kunne r jo teoretisk stige til det uendelige. I praksis kunne r f. eks. stige til det tredobbelte, når en søjle anbringes på en ca. 4 m høj mur, og selv dette ville de fleste vel anse for temmelig meget. En anden ting er, at der sikkert burde være skelnet mellem stempeltryk og svelletryk. De nye normer giver endvidere en

nærmere definition af F_1 ; men denne definition trænger dog til forklaring. For det første må det tilføjes, at arealet F_1 må være dobbeltsymmetrisk (i hvert fald når F er det og ellers nogenlunde dobbeltsymmetrisk). Det kan ikke være rigtigt, at trykket på enden af en høj mur (se fig. 9) må forhøjes. Dette

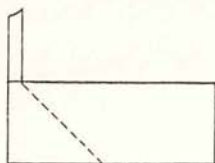


Fig. 9. Tryk på fundament.
Uitilladelig fordeling.

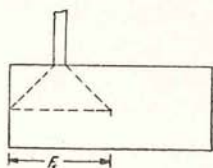


Fig. 10.

kunne klares, hvis den plan, hvori F_1 bestemmes, altid skulle lægges gennem det øverste punkt, hvori linier under 45° træffer sidefladerne (fig. 10). Denne løsning vil de færreste vel finde

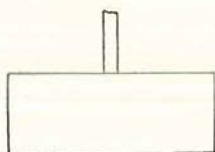
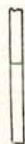


Fig. 11.



tilfredsstillende, for hvis en søjle f. eks. står på en mur af samme tykkelse som søjlen, ville i så fald slet ingen forhøjelse kunne tolereres (fig. 11). Noget lignende gælder, hvor en kældermur af grovbeton hviler på jernbetonpæle.

Efter min opfattelse er det tilladt at regne med et areal F_1 , som vist på fig. 12.

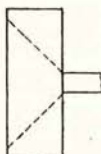
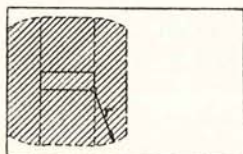
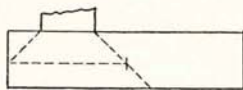


Fig. 12. Tryk på fundament.
Korrekt men vidtløftig
beregningmåde.

For det andet kan det være noget besværligt at bestemme et keglesnit i en kegle med frembringere under 45° med kraftretningen gennem angrebsfladens konturer. Allerede for en rektangulær angrebsflade får man en vidtløftig form for F_1 (se fig. 12). Jeg anser det for tilladeligt at regne med ligedannende figurer (når keglen ikke skærer de lodrette sideflader, før de skærer undersiden af fundamentet). For de hyppigst forekommende tilfælde må det anses for tilladeligt at regne med F_1 , som vist på fig. 13.

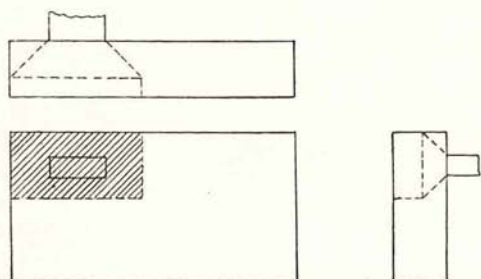


Fig. 13. Tryk på fundament. Rimelig tilnærmelse.

Det havde nok været simplere at følge den gamle tyske regel om stempeltryk og svelletryk.

Pæle

Punkt 32.

Den eneste væsentlige ændring i forhold til de gamle normer er, at den for søjler uden udbøjningsfare gældende tilladelige spænding r_0 ikke skal multipliceres med $5/6$.

Her er imidlertid et forhold, der kan være grund til at fremhæve.

I normer for fundering og jordtryk*) foreskrives det, at pæle i almindelighed skal rammes så fast, at de har den påregnede bæreevne med en sikkerhedsgrad på 5. Selv om man regner med, at en del af rammeenergien går tabt til acceleration af

*) Indtil disse normer udkommer, gælder tilsvarende bestemmelser i de gamle husbygningsnormer.

tromle m. v. (ved ramning med saks kræves kun 4 gange sikkerhed), så betyder dette alligevel, at hvis man regner med den fulde tilladte bæreevne svarende til pælens armerede tværsnitsareal, så vil pælens påvirkning under ramningen nærme sig eller endogså overskride brud. Efter de nye normer skal sikkerheden for betonen kun være 4 (klasse B) og 3,85 (klasse A), og dette er endda regnet i forhold til terningestykken. Allerede prismestykken er jo 15 à 20 % mindre end terningestykken, og for endnu slankere prøvelegemer (dog uden udbøjningsfare) er den muligvis ca. 25 % lavere end terningestykken. Den virkelige sikkerhed mod brud i pælen er derfor næppe over ca. 3 (uden hensyn til udbøjningsfaren under ramningen). Hertil kommer, at betonens brudstyrke overfor de gentagne påvirkninger under ramningen er væsentligt lavere end engangspåvirkningen ved terningeforsøg. Selv om man nu går ud fra, at rammeformlerne ikke giver videre nøjagtigt udtryk for påvirkningens virkelige størrelse, så er det temmelig indlysende, at det er betænkeligt at udnytte jernbetonpæle fuldtud. Det viser sig da også i praksis, at det er vanskeligt at ramme jernbetonpæle så fast, at de kan udnyttes efter de nye normer, uden at uforholdsmæssigt mange pæle går itu under ramningen. (For midlertidige konstruktioner må de tilladelige spændinger forøges med 25 %, men dette lader sig praktisk talt ikke udnytte ved jernbetonpæle, med mindre man vil lade tilsvarende bestemmelser gælde for nedramningen). Det hjælper naturligvis, at pælebetonen ofte udføres af større styrke end forudsat. I klasse B kan man jo kun udnytte beton med en bøjningstrykstyrke på 300 kg/cm² og i klasse A med 364 kg/cm². De fleste foreskriver vel, at pælebetonen skal have $\sigma_B \geq 400$ kg/cm². I hvert fald bør man gøre det. Yderligere er det absolut nødvendigt at anvende meget tunge ramslag (eller damphammer), navnlig hvor ramningen er vanskelig. Man bør helst anvende væsentlig tungere ramslag end normernes minimumskrav, eller allerhelst regne med en mindre stærk udnyttelse af jernbetonpæle.

I hovedsagen er bestemmelserne som i de gamle normer. Der er dog nogle væsentlige afvigelser. Tilladelsen til at undlade bøjler er ændret således, at den nu gælder, så længe jerndiameteren i de lodrette jern ikke overstiger 12 mm (tidligere 10 mm). For andre tværsnitsformer end det cirkulære må man gå ud fra, at de enkelte jerns areal ikke må overstige ca. 1,13 cm². Dette bør dog næppe tages altfor højtideligt. Ingen vil formentlig sige noget til et areal på 1,2 cm².

De nye normer giver tilladelse til at regne med jernbetonvægge, der kun er armeret med eet net i midten. Betingelsen er blot, at der ikke regnes med, at væggenes totale tykkelse overstiger 15 cm. Dette er nu en fortolkning, for der står, at væggen højst må have 15 cm's tykkelse. Jeg kan dog ikke se rettere, end at det må være tilladt at udføre en væg f. eks. 20 cm tyk, når man kun regner med, at den er 15 cm (bortset fra egenvægten naturligvis). Ja, man bør endda have lov til at regne med det større inertimoment ved fastlæggelsen af r_s , men blot ikke med et større areal end svarende til en 15 cm væg. Dette er f. eks. analogt med normernes bestemmelse om søjlers minimumsarmering (punkt 22). Der kan ganske vist indvendes, at afstanden fra armeringen til betonens yderside kan blive lovlig stor, så revner kan åbne sig rigeligt, men da det sjældent drejer sig om store bøjningstrækspændinger, anser jeg det for forsvarligt i hvert fald at gå noget ud over de 15 cm.

Normerne giver altså ret til at regne med vægge bærende som søjler, når de armeres med eet jernet, diameteren i de lodrette jern ikke overstiger 12 mm, væggenes tykkelse ikke overstiger 15 cm og væggenes bredde (mellem eventuelle åbninger) mindst er 10 gange tykkelsen. Inertimomentet beregnes af den halve vægtykkelse med armeringen i den ene side. Tværsnitsarealet derimod af hele væggenes tykkelse samt 15 gange tværsnittet af den lodrette armering. Er væggen noget mere end 15 cm tyk, mener jeg, som sagt, at man kan regne på

samme måde, kun at trykspændingen bestemmes for et 15 cm tykt betonareal + 15 gange den lodrette armering.

De nye normer sætter ingen minimumsgrænse for vægtykkelsen (de gamle fastsatte 10 cm). Formelt er der således intet i vejen for at udføre bærende jernbetonvægge af mindre tykkelser f. ex. ved hjælp af sprøjtebeton.

Ved koncentrerede belastninger kan det være nødvendigt at armere for trækspændinger på grund af bjælkevirkningen. I almindelighed vil den foreskrevne fordelingsarmering være tilstrækkelig. I særlige tilfælde kan henvises til H. Nylander og H. Holst: „Några undersökningar rörande skivor och höga balkor av armerad betong“, Kgl. tekn. högsk. handl. nr. 2, Stockholm 1946. Af resultaterne skal her anføres (se fig. 14):

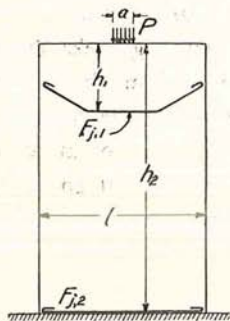


Fig. 14. Armering af vægge med koncentreret belastning. (Specielle tilfælde).

$\frac{h}{l}$ \ $\frac{a}{l}$	$\frac{1}{10}$			$\frac{1}{5}$		
	h_1	$S_{j,1}$	$\max. \sigma_b^t$	h_1	$S_{j,1}$	$\max. \sigma_b^t$
∞	0,35 l	0,2 P	0,5 $\frac{P}{t \cdot l}$	0,4 l	0,15 P	0,4 $\frac{P}{t \cdot l}$
2	0,35 l	0,15 P	0,55 $\frac{P}{t \cdot l}$	0,4 l	0,10 P	0,4 $\frac{P}{t \cdot l}$
1,5	0,35 l	0,13 P	0,6 $\frac{P}{t \cdot l}$	0,4 l	0,05 P	0,45 $\frac{P}{t \cdot l}$
1	0,35 l	0,07 P	0,6 $\frac{P}{t \cdot l}$	0,4 l	0,05 P	0,45 $\frac{P}{t \cdot l}$

Her betyder:

t = vægtykkelsen.

$S_{j,1}$ = trækkræften i det øverste jernlag.

$S_{j,2} = \frac{P \cdot l}{12 (h \div h_1)} =$ trækkræft i nederste jernlag.

max. σ_b^l betyder den største betontrækspænding, der optræder i nærheden af $F_{j,1}$.

Buer og hvælvinger

Punkt 34.

I forhold til de gamle normer er der sket forskellige ændringer. For buer er armeringsprocenten (i hver af de to sider) sat op fra $1/5$ % til $1/4$ %.

Hvælvinger er defineret som buer, hvis bredde mindst er 10 gange tykkelsen.

I hvælvinger anbefales det at lade fordelingsarmeringen udgøre mindst 20 % af den anvendte hovedarmering. I hvælvinger, hvor momenterne er store, kan det dog blive urimeligt at anvende så svær fordelingsarmering.

De gamle normers bestemmelse om spændingsbestemmelsen, når det ikke er nødvendigt at tage hensyn til udbøjningsfaren, er udeladt, da fremgangsmåden allerede er angivet i punkt 30, og det vel-må anses for en selvfølge, at man benytter denne.

Når der angives lavere armeringsprocenter for buer og hvælvinger end for søjler, hænger det dels sammen med, at momenterne som regel er forholdsvis større ved buer og hvælvinger end ved søjler, og at udbøjningsfaren som regel er mindre. Man kan også sige, at buer og hvælvinger er en mellemting mellem søjler og bjælker. For de sidste er der jo overhovedet ingen krav om minimumsprocent for trykarmeringen. I praksis vil momenterne ofte af sig selv medføre større armeringsprocent i træksiden, så den samlede armeringsprocent ofte bliver større end $2 \times 1/4$ og $2 \times 1/5$ henholdsvis for buer og hvælvinger.

Punkt 35. Tilladelige spændinger for normal belastning

I forhold til de gamle normer er to forandringer særligt påfaldende: de tilladelige spændinger er sat op, og klassedelingen medfører flere sæt tilladelige spændinger. I forhold til de foreløbige normer af 1943, som vi nu har været vant til at regne med i 6 år, er forandringerne derimod ikke store. De rent foreløbige bestemmelser fra krigs- og efterkrigstiden om, at de tilladelige jernspændinger måtte forhøjes med 8 % (fra 1300 til 1400 kg/cm² o. s. v.), er bortfaldet.

En ny bestemmelse er, at de tilladelige spændinger kun gælder, så længe konstruktionerne ikke udsættes for høje temperaturer. For beton med portlandcement o. lign. ikke over 100° C og for beton med aluminatcement ikke over 35° C (se forklaringerne til punkt 12).

Der er givet tilladelse til at regne med 25 % højere spændinger for belastning af rent midlertidig karakter. Tilføjelsen: „f. eks. sådanne (belastninger) som kun optræder under arbejdets udførelse“. Hertil må dog siges, at det ikke bør gælde, når afformningen sker, før betonen har stået i „normal“ hærdeningstid (på grundlag af prøvninger af betonen til bestemmelse af afformningens tidspunkt). Hvad der er tænkt på er, at mange konstruktioner under opførelsen, men efter at de har nået normal hærdeningstid (f. eks. 28 døgn med mere end 6° C middeltemperatur for beton med alm. portlandcement), ofte belastes med byggematerialer (mursten o. lign.), som vejer væsentligt mere end den bevægelige belastning, konstruktionen er beregnet for. Her betyder 25 % temmelig meget. Er en etageadskillelse f. eks. beregnet for $p = 200 \text{ kg/cm}^2$, lette skillevægge 150 kg/cm^2 , slidlag 50 kg/cm^2 og en egenvægt på 300 kg/cm^2 (for pladernes vedkommende), kan der oplægges en belastning på $(200 + 150 + 50 + 300) \times 1,25 \div 300 = 575 \text{ kg/m}^2$, så længe hverken lette skillevægge eller slidlag er bragt til udførelse. I dette tilfælde kan den påregnede belastning $(200 + 150 + 50 = 400 \text{ kg/m}^2)$ altså forhøjes med ca. 44 %.

: Bestemmelsen om 25 % forhøjelse af de tilladelige spændinger er dog ikke alene knyttet til forholdene under konstruktionernes opførelse, idet der står: „f. eks. sådanne (midlertidige belastninger), der kun optræder under arbejdets udførelse“. Efter min opfattelse kan bestemmelsen også anvendes ved eksceptionelle belastninger, der ikke falder ind under belastningstilfælde b og c (punkt 46 og 47). Hvis sådanne eksceptionelle belastninger f. eks. kan skønnes at være lige så sjældne som belastningstilfælde b, mener jeg, at man kan regne med 25 % højere spændinger end de, der er foreskrevet for belastningstilfælde a. Som eksempel kan anføres et vandbassin, som normalt altid er helt eller delvis fyldt, men som eventuelt skal kunne tømmes af hensyn til reparationer eller specielle eftersyn. Noget lignende mener jeg kan tillades ved konstruktioner, der belastes af kraner, som af og til skal overbelastes under prøver, eller andre eksceptionelle forhold.

Bemærkningen: „For konstruktioner, hvor deformationerne kan forventes at få en uheldig virkning, bør der foretages en særlig undersøgelse“, er med fuldt overlæg opstillet i denne nye form. Adskillige har udtalt ønsket om, at der måtte blive kategoriske regler, som f. eks. at plader skulle have en vis minimumstykkelse i forhold til spændvidden, som det er foreskrevet i nogle andre lande. Jeg tror, at alle skal være glade for, at normudvalget har undladt dette. Der er navnlig een bestemt grund til, at ønsker om sådanne krav er fremsat. Efter forrige krig og navnlig i trediverne anvendte man i stærkt stigende grad jernbeton-etageadskillelser i bolig- og kontorbygninger. Samtidig blev betonstyrken sat i vejret, ikke mindst fordi cementens trykstyrke blev større. Yderligere satte man af økonomiske grunde de tilladelige bøjningstrykspændinger betydeligt op i forhold til brudspændingerne. Denne udvikling fandt sted i mange lande. Hertil kom endelig, at etageadskillelsernes aformning efterhånden fremskyndedes, så betonen fik temmelig

høje spændinger selv efter kort hærningstid. Her i landet kom yderligere til, at de tilnærmede beregningsmetoder for kryds-armerede plader kunne være temmelig meget på den usikre side. Alt dette måtte nødvendigvis føre til, at krybningen gjorde sig mere og mere gældende. Man oplevede herunder en række ulemper. I nogle tilfælde opstod der revner, undertiden temmelig betydelige, i lette skillevægge. Dette skyldtes naturligvis, at væggene ikke kunne følge etageadskillelsernes nedbøjninger. Disse bliver ubetydelige ved understøtningerne (ydermure, hovedskillerum, søjler), medens de kunne blive flere centimeter på midten. De lette skillevægge kan ikke undgå at virke som stive bjælker eller skiver. Almindelige træ-etageadskillelser har også betydelige blivende nedbøjninger, ja, de er ofte af samme størrelse som ved de her omtalte jernbeton-etageadskillelser, og dette fører også til revner i væggene; men træ-etageadskillelserne er som regel ikke tunge nok til at fremkalde så udprægede revner som beton-etageadskillelserne. Den (eller de) nærliggende træbjælker, der ligger umiddelbart over en let skillevæg, bøjer sig ikke ret meget ned, men bæres oppe af væggen, medens de øvrige træbjælker (udenfor væggen) bøjer sig mere ned. Derfor kan revnedannelsen (undertiden knusningsrevner i pladeskillevægge, pus o. lign.) blive mere udtalt ved jernbeton-etageadskillelser (særlig hvor disse består af tykke plader med store spændvidder), end man er vant til ved træ-etageadskillelser.

Det er også hændt, at en etageadskillelse, der skulle have meget svagt fald fra midten mod understøtningerne, i løbet af nogen tid har fået så store nedbøjninger, at faldet skiftede, så dybdepunktet kom til at ligge på midten.

Alt dette er ulemper, der som nævnt har flere årsager, og de må ventes at kunne optræde i endnu større omfang, når de nye normer med yderligere forhøjelse af betonstyrken og nedsættelse af sikkerhedsgraden tages i anvendelse. En advarsel

er derfor på sin plads. Men det må ikke glemmes, at der er mange konstruktioner, hvor deformationernes størrelse overhovedet ikke medfører sådanne ulemper. Kategoriske bestemmelser ville fordyre sådanne konstruktioner uden grund, og de ville kunne umuliggøre mange behændige og ønskelige løsninger. Man må heller ikke glemme, at mange ulemper fra deformationerne kan modvirkes på mange andre — og ofte billigere — måder end ved at overholde sådanne bestemmelser. Lette skillevægge kan opstilles og fald afrettes, efter at den første — og største — del af krybningen har fundet sted. Man kan indrette skillevæggene, så de ikke påvirkes af nedbøjningerne. Endelig er det som regel den absolutte størrelse af etageadskillelsernes nedbøjning (på midten), der er afgørende. Hvis nedbøjningens størrelse i forhold til spændvidden begrænses f. eks. ved krav om en mindstetykkelse i forhold til spændvidden, så bliver dette krav unødigt strengt for mindre spændvidder, hvis det skal være tilfredsstillende for store spændvidder.

Kategoriske regler om, at en konstruktions nedbøjning (deformation) ikke må overstige en vis størrelse i forhold til spændvidden, er — som allerede anført i indledningen — slet ikke til at gennemføre, med mindre man samtidig angiver teoretiske beregningsmåder for deformationer. Sådanne beregninger kræver helt andre — og langt strengere — regler end styrkeberegningerne og kan i hvert fald ikke anføres i normerne.

En virkelig sikkerhed mod revner og mod for store deformationer kan ikke gives gennem normer. Sådanne sikkerheder vil altid afhænge af de enkelte konstruktørers dygtighed. Der skal nu engang teknisk indsigt til for at skabe gode konstruktioner. Kategoriske regler med dette formål kan ikke blive tilstrækkelige, de vil blot hæmme, vanskeliggøre eller endogså hindre mange gode løsninger og fordyre andre unødigt.

Punkt 35. 1. Udførelse og kontrol efter klasse B
(sædvanlig kontrol)

Punkt 35. 1. 1. Armeringsjernet

Et spørgsmål, der har voldt udvalget mange kvaler, er de talrige jernsorter, som er opstået i de senere år. Dette er allerede omtalt i forklaringerne til pkt. 11. Man har søgt at skille sol og vind lige. Det må ikke glemmes, at de forskellige leverandører af konkurrencemæssige grunde vil søge at opnå så meget som muligt for deres specielle jernsort.

Man har ikke kunnet komme uden om den fra gammel tid stammende inkonsekvens, at man for almindeligt rundjern (st. 37)) må regne med 1300 kg/cm^2 (tidligere 1200 kg/cm^2), uanset at flydespændingen ikke garanteres, medens man for jern med garanteret flydespænding kun må regne med $\frac{1}{2} \sigma_F$. Meget af det almindelige rundjern har jo flydespændinger på 2200 kg/cm^2 og endogså derunder. Ingen har imidlertid turdet sætte den tilladelige spænding for alm. rundjern ned, og da slet ikke til halvdelen af den lavest forekommende flydespænding. Så var man kommet ned på 1000 kg/cm^2 eller endnu mindre. Heller ingen har turdet sætte den tilladelige spænding for rundjern med garanteret flydespænding højere end til $\frac{1}{2} \sigma_F$. Noget kan der dog siges til forsvar for sagen. De fleste teknikere har sikkert nogen betænkelighed ved at gå højt op med jernspændingerne uanset jernets kvalitet. Man ved jo, at revnedannelsen sædvanligvis begynder, når jernspændingen nærmer sig 1200 kg/cm^2 uanset jernkvaliteten. Jernets elasticitetskoefficient er nu engang uafhængig af jernkvaliteten. I al almindelighed kan man altså sige, at lavere jernspændinger (og jern med lav flydespænding) teknisk er at foretrække for højere jernspændinger og jern med højere flydespænding. Dette giver sig også udtryk i den anden ende af skalaen. Jern med særlig høje flydespændinger må kun delvis udnyttes. Der kan altså

være en vis rimelighed i, at jern med særlig lav flydespænding må udnyttes særlig meget.

Principet, hvorefter de tilladelige jernspændinger er fastsat, er iøvrigt simpelt nok. For jern uden garanteret flydespænding ligger de fast på 1300 kg/cm² og 1540 kg/cm² for de to vigtigste handelsvarer. For glat jern med garanteret flydespænding må flydespændingen udnyttes fuldtud indtil $\sigma_F = 3600$ kg/cm² og for jern med fremspring (efter reglerne) må σ_F udnyttes fuldtud til $\sigma_F = 4000$ kg/cm². Over disse grænser må flydespændingen kun udnyttes halvt så meget som under grænserne.

En undtagelse danner dog armeringen i konstruktioner med forspændinger, hvor revnefare er mindre.

Der advares mod jernspændinger over 1300 kg/cm² (for normale belastningstilfælde) i udendørs konstruktioner og andre konstruktioner, der er udsat for fugtighed, med mindre der træffes særlige foranstaltninger. I øjeblikket kan der herved næppe tænkes på andet end armeringsjern med fremspring, forspændte konstruktioner eller særlig beskyttelse af betonen ved isoleringer, der er uigennemtrængelige for vand.

De nutildags hyppigt anvendte armeringsjern, hvis egenskaber (0,2 % grænse) er forbedret gennem koldbehandling, må ikke svejses, fordi egenskaberne taber sig ved opvarmningen.

Hvor svejsningen anvendes i armeringsjern, skal den tilladelige spænding i svejsesømmen nedsættes, hvis der kan optræde spændingsvariationer over en vis størrelse. Dette hænger naturligtvis sammen med, at svejsninger er særlig ømfindtlige over for gentagne påvirkninger.

Betonen

Punkt 35. 1. 2.

Dette punkt indledes egentlig med en lavere klasse end klasse B, nemlig ved fodnoten. Denne særligt lave klasse er beregnet på småkonstruktioner, hvor en nogenlunde rationel udførelse og altfor højtidelige beregninger og tegninger vil føles urimelige.

Man har ment det rimeligt at lade en mulighed stå åben for lidt mere primitiv projektering og udførelse ved underordnede konstruktioner. Dette kan være praktisk, hvor teknikere, som vel har noget begreb om jernbeton, men som ikke jævnlige giver sig af dermed, dog føler sig forpligtede til at projektere underordnede jernbetonkonstruktioner f. eks. i forbindelse med anden teknisk projektering inden for deres egentlige fagområde. Den analoge bestemmelse for uarmerede konstruktioner (pkt. 44.1) har dog større praktisk betydning.

For den egentlige klasse B er de tilladelige betonspændinger sat ca. 11,3 % op i forhold til bestemmelserne i de gamle normer (men ikke i forhold til de foreløbige normer af 1943). I praksis betyder dette ikke meget, da den øverste grænse, 75 kg/cm² opnås for beton med bjælkestyrke $\sigma_B = 300$ kg/cm². Længere ned vil man sikkert sjældent gå i vore dage, bl. a. for ikke at få for utæt beton. Fastsættelsen af de tilladelige spændinger i forhold til bøjningstrykstyrken i prøvebjælker er bibeholdt trods indvendinger fra forskellige hold. Vi tror, man skal være særdeles tilfreds hermed. Hvis kontrollen med betonstyrken skal have nogen praktisk værdi, må den foretages så omgående som muligt. Ikke alene for byggepladser, der ligger i lang afstand fra prøvelaboratorier, har det betydning, at man kan klare sig med prøvebjælker, også byggepladser i nærheden af laboratorier skulle nok mærke vanskelighederne, hvis de skulle regne med prøveterninger (eller prismen). De nye normer forudsætter — særligt for klasse A naturligvis — hyppig kontrol af betonen. Hvis prøveanstalterne skulle ekspedere mange prøvninger fra talrige byggepladser over hele landet, ville det kræve en meget betydelig udvidelse, hvis lange forsinkelser skulle undgås. Dertil kommer, at det ville blive dyrt i mange tilfælde, og i hvert fald besværligt. Visse institutioner kan naturligvis selv anskaffe presser og indrette sig på terningepøver, men det vil altid kun blive undtagelserne. Foreløbig må jeg se med stor skepsis på forslag om anskaffelse af presser til

anvendelse på almindelige byggepladser. Vi tror, man undervurderer såvel omkostningerne som vanskelighederne ved at få disse til at give nøjagtigere resultater end prøvebjælker. Man bør ikke undervurdere de krav, der må stilles til laboratoriemaskiner og disses betjening. I praksis vil forholdet simpelthen blive, at betonen ville blive prøvet i meget mindre omfang, end det vil blive tilfældet med prøvebjælker. Dette har været afgørende for udvalgets stilling. Det står naturligvis enhver frit for at anvende prøveterninger.

Begrebet „normal hærningstid“ omtales side 45 i normerne. Tidligere har man for alle cementsorter regnet 28 døgn for normal hærningstid, hvad der imidlertid betyder, at den senere styrketilvækst for betonen er procentvis meget større for Portland-cement end for hurtighærdnende Portland-cement. Den „reserve“, der ligger i styrketilvæksten fra 28 dage til f. eks. 3 år, er afhængig af mange faktorer, særlig v/c , men for en almindelig plastisk beton til jernbeton kan den anslås til ca. 32 %. En tilsvarende beton med samme v/c og med Rapid-cement ville få en 3 års styrke over 50 % større end Portland-betonens, og en Super-Rapid-beton over 70 % større styrke. I forhold til deres egne 28 døgn styrker ville disse betoner derimod få henholdsvis 17 % og 10 % reserve. For at få nogenlunde samme tilvækst i styrken efter normal hærningstid har man derfor indført 14 døgn og 7 døgn som normal hærningstid for henholdsvis hurtighærdnende Portland-cement (for hvilke der findes danske normer) og særlig hurtighærdnende cementer. Begrebet er ikke defineret, men der er tænkt på aluminat-cement og Super-Rapid-cement. Der sker jo ingen skade ved, at en cement regnes for særlig hurtighærdnende, da sikkerheden herved kun bliver større.

Udførelse af kontrol efter klasse A.

Punkt 35.2.

De tilladelige jernspændinger kan sættes 5 % højere og de tilladelige betonspændinger 4 % højere end for klasse B. Helt

afgørende er det dog, at den øvre grænse for den tilladelige bøjningstrykspænding er hævet til 90 kg/cm^2 .

Fodnoten vedrører egentlig en højere klasse end klasse A. Bestemmelsen er sat for ikke at hindre yderligere udnyttelse af særlig stærk beton ved ganske specielle konstruktioner. Sådanne vil jo altid ligge i hænderne på særligt sagkyndige teknikere, og man har egentlig anset det for at ligge udenfor udvalgets opgave at skrive normer for sådanne tilfælde (f. eks. Lillebæltsbroen, Storstrømsbroen i. lign.). På den anden side har man ikke ønsket, at normerne skulle spærre vejen for sådanne opgavers rationelle løsning.

Punkt 36. Konstruktioner med forspændinger

Ligesom i de gamle normer, giver de nye bestemmelser principielt tilladelse til at se bort fra normernes bestemmelser om tilladelige spændinger ved konstruktioner med forspændinger, hvad der ganske vist også er nødvendigt. De gamle normers bestemmelse om, „at den samlede konstruktion skulle have normal sikkerhed mod brud“, var mildest talt uforståelig og er erstattet med, „at sikkerhedsgraden mod brud så nær som muligt skal være den samme som for konstruktioner uden forspændinger“. Den mærkelige betingelse i de gamle normer om, at det forstærkede tværsnit skulle kunne regnes at forblive plant ved deformationen, er bortfaldet. Betingelsen er jo grundlaget for alle vore beregninger, og vi er henvist til at forudsætte den, selv om den ikke er rigtig. Kun i meget specielle tilfælde er det hidtil påvist, at fejlen kan blive så betydelig, at man må prøve at tage noget hensyn dertil, nemlig bjælker med særlig stor højde i forhold til spændvidden, men selv i dette tilfælde er det kun sjældent, at man kan gøre noget videre rationelt ved sagen. Ved konstruktioner med forspændinger er betingelsen om, at plant tværsnit forbliver plant, ligeså vigtig som for almindelige jernbetonkonstruktioner, og det virker blot forvirrende at fremhæve den specielt.

Nyt er det, at tilladelsen til at se bort fra de tilladelige spændinger er udvidet til at gælde også konstruktioner med kunstigt frembragte forspændinger (strengbeton o. lign.).

Nyt er det også, at der er givet et bestemt princip for beregning af konstruktioner, hvis forspændinger hovedsagelig er fremkaldt af egenvægten, d. v. s. melankonstruktioner og forstærkede konstruktioner. Dette princip (sikkerhedskoefficienter i stedet for tilladelige spændinger) burde have været indført også for beton- og jernbetonkonstruktioner uden forspændinger. For konstruktioner, der beregnes således, at sikkerheden fastsættes ved tilladelige spændinger, har det været nødvendigt at indføre særlige ekstrabetingelser. Vi kender f. eks. dette fra støttemure, hvor sikkerheden mod væltning skal undersøges særskilt og fra skorstene, hvor tilsvarende betingelser skal opfyldes. For jernbetonkonstruktioner foreskriver normerne som særlige ekstrabetingelser, at de tilladelige spændinger ikke må overskrides med mere end 80 %, når den bevægelige belastning alene forøges med 50 % (pkt. 46 og 47). For uarmerede buer og hvælvinger må de tilladelige spændinger ikke overskrides med mere end 200 %, når den bevægelige belastning alene forøges med 100 % (punkt 42). Disse ekstrabetingelser er ganske nødvendige, bl. a. fordi det ellers ville være uforvarsligt at udføre prøvebelastninger efter normernes punkt 19.2.1 og 19.2.2. Bevægelig og hvilende belastning er nu engang uensbævnede størrelser, og der er ingen proportionalitet mellem spændinger og belastning, når hvilende og bevægelig belastning ikke vokser proportionelt. De eneste undtagelser er momenterne (ikke forskydningsspændingerne) i simpelt understøttede plader og bjælker samt søjler uden momenter og uden udbøjninger.

Det urimelige er, at man for konstruktioner, hvor sikkerheden fastlægges ved tilladelige spændinger, kun straffer de konstruktioner, der er særlig omfindtlige overfor forøgelsen af

den bevægelige belastning alene, medens man ikke tillader lempelser for de konstruktioner, der er særlig lidt ømfindtlige overfor en tilvækst til den bevægelige belastning. Til syvende og sidst er det dog den bevægelige (nyttige) belastning, det kommer an på. Det er for at bære denne, man opfører en konstruktion. Egenvægten er så at sige et nødvendigt onde.

For melankonstruktioner og forstærkede konstruktioner, hvor sikkerhedsgraden fastsættes ved koefficienter, bortfalder ekstrabetingelserne. De er ikke nødvendige.

Punkt 36. 1. Konstruktioner, hvor forspændingerne hovedsagelig fremkaldes af egenvægten
(Melankonstruktioner og forstærkede konstruktioner)

Hovedbestemmelsen er, at sikkerhedskoefficienten for den bevægelige belastning skal være 1,5 gange så stor som sikkerhedskoefficienten for den hvilende belastning. Herved opnås, at man så at sige automatisk får 1,5 gange sikkerhed mod væltning og andre stabilitetsproblemer og i det hele taget mod en tilvækst til den bevægelige belastning. Endvidere bliver forspændingerne automatisk tillagt en passende vægt, så beregningerne kan gennemføres på en konsekvent og overskuelig måde. Dette sidste er sagens egentlige kerne for konstruktioner med forspændinger, men det første er, som sagt, ligeså vigtigt for konstruktioner uden forspændinger.

En anden afgørende bestemmelse er, at koefficienterne *skal* vælges således, at beregningen vil give samme tværsnit i midtpunktet af en simpelt understøttet bjælke, som hvis beregningen udføres på grundlag af de foreskrevne tilladelige spændinger (ved normale belastningstilfælde), når p og g er lige store. Ved denne bestemmelse har man defineret, hvad der forstås ved, at konstruktioner med forspændinger så vidt mu-

ligt skal have samme sikkerhed mod brud, som konstruktioner uden forspændinger (hvor sikkerheden er bestemt ved tilladelige spændinger). Stort set betyder dette, at konstruktioner, hvor $p = g$ får samme dimensioner efter de to beregningsmåder (selv om jernføring, forskydningsspændinger m. v. bliver forskellige, hvad der netop skulle opnås). Er $p > g$ vil koefficientmetoden give større dimensioner end de tilladelige spændinger. Er $p < g$ giver koefficientmetoden de mindste dimensioner. Man skal dog op på meget store forskelle mellem p og g^*), før forskellene bliver væsentlige. Hovedparten af almindelige jernbetonkonstruktioner forholder sig således, at p og g ikke er mere forskellige, end at de to metoder stort set fører til samme dimensioner i gennemsnit. For meget store og tunge konstruktioner giver koefficientmetoden naturligvis besparelser. Til gengæld bliver lettere konstruktioner, med store bevægelige belastninger, dyrere. Dette anser jeg også for rigtigt, og det er min overbevisning, at man må gå denne vej, hvis man i fremtiden vil forsøge at sætte den almindelige sikkerhedsgrad yderligere ned. Dette kan uden skade ske for de tunge konstruktioner, når de lette ikke følger med.

Ved de to nævnte bestemmelser er koefficientmetoden fastlagt (for normale belastningstilfælde), og normerne fastsætter heller ikke ganske bestemte koefficienter (kun forholdet mellem dem). Dette er sket, fordi der allerede findes forslag til sådanne koefficienter i professor Engelunds „Brobygning“. Disse er dog ikke i overensstemmelse med normerne, da forholdet

$\frac{\mu_p}{\mu_g}$ ikke er 1,5. Det er imidlertid aldeles nødvendigt at fastlægge dette forhold til en bestemt værdi. Ellers kunne man spekulere i at gøre det større end 1,5 og derved opnå yderligere besparelser for tunge konstruktioner.

*) Se Bygningsstatistiske Meddelelser IX S. 43 o. fl.

I og for sig kan man godt sætte $\mu_g = 1$ og $\mu_p = 1,5$. Når dette ikke er gjort, er det fordi man bør regne med brudstadiet. Resultatet bliver naturligvis det samme, men de fleste vil dog sikkert finde det mærkeligt at regne med en formel flydespænding på ca. 1600 kg/cm² for almindeligt rundjern.

Mest rationelt ville det være at fastlægge formelle flyde- og brudspændinger og så variere koefficienterne μ_g og μ_p for de forskellige belastningstilfælde. Når den mindre rationelle fremgangsmåde at holde μ_g og μ_p konstante og så variere de formelle flyde- og brudspændinger, skyldes det udelukkende, at dette stemmer mere overens med den tilvante metode (at forøge de tilladelige spændinger), og at beregningerne bliver simple, idet man jo normalt kun undersøger, om spændingerne fra de særlige belastninger (vind, temperatur m. v.) giver større tillæg til de i forvejen beregnede spændinger fra normalt belastningstilfælde end tilladt.

For at lette bestemmelseernes anvendelse i praksis, anføres de mest praktiske koefficienter:

$$\mu_g = 1,2, \mu_p = 1,8, \mu_v = \frac{\mu_g + \mu_p}{2} = 1,25 \quad \mu_g = 1,5,$$

der gælder for vind (når denne ikke er eneste bevægelige belastning i husbygning) og bremsekræfter.

$\mu_T = \mu_g = 1,2$, der gælder for temperaturvariationer, svind og eftergiven af understøtninger (ekstraspændinger).

De formelle flyde- og brudgrænser afledes af de egentlige (d.v.s. på grundlag af forsøg e. lign. fastlagte) værdier ved multiplikation med μ_B , der, svarende til de ovenfor nævnte koefficienter, bliver 1,5 gange de tilladelige spændinger for belastningstilfælde a (normal belastning). For belastningstilfælde b og c må de formelle brudspændinger forøges med samme procenter som de tilladelige spændinger. Maksimumsværdierne for de formelle betonspændinger skal naturligvis svare til maksimumsgrænserne for de tilladelige spændinger.

For klasse B (sædvanlig kontrol) får man således:

$$\sigma_{1,2g}^b + \sigma_{1,8p}^b \leq 3/2 \times 75 = 112,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{1,2g}^j + \sigma_{1,8p}^j \leq \begin{cases} 3/2 \times 1300 = 1950 \text{ kg/cm}^2 & \text{(alm. rundjern),} \\ 3/2 \times 1800 = 2700 & \text{— (isteg-jern),} \end{cases}$$

$$\sigma_{1,2g}^b + \sigma_{1,8p}^b + \sigma_{1,5v}^b \leq 1,25 \times 112,5 \sim 140 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{1,2g}^j + \sigma_{1,8p}^j + \sigma_{1,5v}^j \leq \begin{cases} 1,25 \times 1950 \sim 2438 \text{ kg/cm}^2 & \text{(alm. rundjern)} \\ 1,25 \times 2700 \sim 3375 & \text{— (isteg-jern).} \end{cases}$$

For klasse A:

$$\sigma_{1,2g}^b + \sigma_{1,8p}^b \leq 3/2 \times 90 = 135 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{1,2g}^j + \sigma_{1,8p}^j = \begin{cases} 3/2 \times 1,05 \times 1300 \sim 2048 \text{ kg/cm}^2 & \text{(alm. rundjern),} \\ 3/2 \times 1,05 \times 1800 \sim 2835 & \text{— (isteg-jern),} \end{cases}$$

$$\sigma_{1,2g}^b + \sigma_{1,8p}^b + \sigma_{1,5v}^b \leq 1,25 \times 135 \sim 169 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{1,2g}^j + \sigma_{1,8p}^j + \sigma_{1,5v}^j = \begin{cases} 1,25 \times 2048 = 2560 \text{ kg/cm}^2 & \text{(alm. rundjern)} \\ 1,25 \times 2835 \sim 3544 & \text{— (isteg-jern).} \end{cases}$$

For brobygning er fremgangsmåden tilsvarende.

Man bør lægge mærke til, at beregningerne simpelthen kan udføres for den formelle brudbelastning (1,2g + 1,8p) og så regne som sædvanligt, blot med formelle brudspændinger i stedet for de tilladelige spændinger.

Metoden er i virkeligheden simplere end den sædvanlige (tilladelige spændinger), fordi man undgår særlige undersøgelser (ekstrabetingelser, stabilitetsundersøgelser), ligesom man opnår, at forspændinger kun tillægges samme vægt som spændinger for hvilende belastning.

Man må ikke regne den bevægelige belastning mindre end 10 % af den hvilende. For en bevægelig belastning, der helt eller delvis består af enkeltkræfter, vil dette sige, at den samlede vægt af de bevægelige belastninger på den pågældende konstruktionsdel ikke må være mindre end 10 % af den sam-

lede vægt af de hvilende belastninger på samme konstruktionsdel. Denne bestemmelse har navnlig til hensigt at hindre, at spændingerne bliver alt for høje i konstruktioner, der har ringe bevægelig belastning. Er der kun hvilende belastning, ville spændingerne f. eks. (for belastning g) blive $\frac{135}{1,2} = 112,5 \text{ kg/cm}^2$,

hvor den for beregning ved tilladelige spændinger kun måtte blive 90 kg/cm^2 . Med 10 % bestemmelsen bliver spændingen for belastningen $g = 97,8 \text{ kg/cm}^2$ i stedet for 90 kg/cm^2 . Man kunne naturligvis godt have fastsat en lavere formel brudspænding for den hvilende belastning alene, men dette ville ikke give nogen sikkerhed for fejl i den hvilende belastnings fordeling, et forhold som i høj grad trænger til korrektur ved den sædvanlige beregningsmåde efter tilladelige spændinger.

Endnu en vigtig bestemmelse indeholder dette punkt af de nye normer. Hvis et tværsnit dels er armeret med forspændt jern og dels med ikke-forspændt jern, vil den formelle flydespænding naturligvis først nås i det forspændte jern, og dermed skulle tværsnittet ikke kunne optage yderligere kræfter. Efter den nye bestemmelse har man netop fået tilladelse hertil. Dette er ganske rimeligt, for ved yderligere påvirkning vil forlængelserne i det forspændte jern (som nu må antages at have nået flydespændingen) ikke kunne blive større end i det ikke-forspændte jern, d. v. s. svarende til elastiske formforandringer.



Fig. 15.

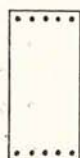


Fig. 16.

Hvis f. eks. vinkeljersarmeringen i tværsnittet på fig. 15 er forspændt og fra et bestemt belastningstrin netop har nået den

formelle flydespænding, så kan man regne videre med tværsnittet på fig. 16 for de følgende belastninger. Bestemmelsen er naturligvis afgørende for en økonomisk udnyttelse af konstruktioner, i hvilke en del af armeringen er forspændt.

Konstruktioner med kunstig forspænding

Punkt 36. 2.

En tilsvarende bestemmelse findes ikke i de gamle normer. Den er først og fremmest indført for at normerne ikke skal spærre vejen for sådanne konstruktioner, men man har ikke anset det for muligt allerede nu at kunne give detaljerede bestemmelser. Iøvrigt er det vel nok et spørgsmål, om sådanne specialkonstruktioner skal optages i de egentlige beton- og jernbetonnormer. Mange af disse konstruktioner kan f. eks. ikke opfylde betingelsen i punkt 1, om at jernbetonkonstruktioner skal være armerede i mindst to retninger.

En vigtig bestemmelse er dog truffet. For konstruktioner med kunstig forspænding, der jo netop har til hensigt at modvirke revnedannelse, frafalder kravet om, at armering med høj flydespænding (eller 0,2 % spænding) ikke må udnyttes fuldt ud. På visse betingelser kan sikkerheden mod brud i sådanne konstruktioner fastsættes således, at den så nær som muligt svarer til den sikkerhed mod brud, man ville have i ikke-forspændte konstruktioner, når disse blev beregnet for en tilladelig jernspænding på $\frac{\sigma_F}{2}$ uanset, hvor høj σ_F er.

Nye materialer og konstruktioner

Punkt 37.

Denne bestemmelse er dels indsat for ikke at spærre vejen for nye opfindelser og konstruktioner, nye armeringssorter o. lign. og dels for at angive rimelige retningslinier for de krav, der må stilles og opfyldes for at få dem anerkendte. Man lægger mærke til, at der forlanges såvel beregninger som forsøg. Alle grundlæggende beregningsmetoder for jernbetonkonstruk-

tioner er i virkeligheden verificerede gennem talrige forsøg. På den anden side er forsøg alene som regel absolut utilstrækkelige. Laboratorieforsøg — selv i fuld målestok — må altid udføres under ganske bestemte forudsætninger, og det er langt fra altid de samme, som må forventes at opstå i praksis. Som regel vil laboratorieforsøg næsten intet sige, hvis de ikke netop er tilrettelagt for at verificere teoretiske undersøgelser. En anden ting er, at forsøg naturligvis ikke behøver at være udført på hjemlige laboratorier, men blot af anerkendte laboratorier eller personer. Ofte vil det dog være nødvendigt at supplere udenlandske forsøg med hjemlige, fordi materialer o. a. ofte er så forskellige, at udenlandske resultater ikke altid kan overføres direkte.

F. Konstruktion og beregning af uarmeret beton

En del af disse bestemmelser fandtes i nogenlunde tilsvarende form i de gamle husbygningsnormer. Når uarmerede konstruktioner er kædet sammen med armerede konstruktioner er grunden, at bestemmelserne om betonens materialer og behandling m. v. alligevel er fælles. I visse henseender har det gjort stoffet mindre overskueligt, men man har formentlig anset det for praktisk at have alle konstruktioner af beton samlet på eet sted, selv om det i sidste omgang ikke er lykkedes.

Punkt 38. Spændingerne

Dette punkt indeholder kun almindeligt kendte grundlæggende forudsætninger og et par gode råd, som nærmest må tages som forsigtige advarsler. Iøvrigt giver det ikke anledning til forklaringer.

I mange år har det været almindelig god praksis aldrig at udføre uarmerede betonkonstruktioner, der hovedsageligt var beregnede for tryk, af små dimensioner. Man gik vist aldrig under en minimumstykkelse på 20—25 cm og nødigt under 25—30 cm f. eks. i uarmerede hvælvinger. Dette hænger dels sammen med, at tilfældige ekscentriciteter i praksis er helt uundgåelige og ofte kan blive betydelige, og dels med, at der slet ikke kan tales om proportionalitet mellem belastning og spændinger, når der er tale om varierende ekscentriciteter. Det klassiske eksempel er støttemure, for hvilke der sædvanligvis stilles krav om, at sikkerheden mod væltning mindst skal være 1,5, selv om betonspændingerne er rigeligt små. Hvis resultatet ligger nær ved kanten kan selv en ringe flytning af resultatet få spændingerne til at vokse helt urimeligt. I de nye normer har man fastsat en minimumsdimension for vægge på kun 12 cm og for piller 25×25 cm. Disse lave grænser er ikke sat uden store betænkeligheder, men der kan jo tænkes så små konstruktioner, at selv disse små dimensioner kan anses for rimelige. Til gengæld har man fastsat samme empiriske

„søjleformel“ som for murværk, nemlig $r_s = r_o \left(\frac{12b}{l}\right)^2$ for $12b \leq l \leq 35b$. Slankere vægge og søjler end $l = 35b$ er det altså forbudt at regne bærende. Det har ikke været muligt at finde undersøgelser og forsøgsresultater, som med vægt kunne begrundes en nøjagtigere søjleformel. Stort set har formlen jo nogenlunde samme form som Eulerformlen, og for slanke søjler og vægge er den sikkert rimelig. På strækningen $0 \leq l \leq 12b$ har man lov til at se bort fra udbøjningsfaren og regne med r_o , d. v. s. $1/7$ af terningstyrken i klasse B og $1/6$ af terningstyrken i klasse A (dog med visse maksimalgrænser). Nu er brudstyrken af en søjle eller væg af blot en ringe højde, selv om man kan se bort fra udbøjningsfaren, væsentlig ringere end terningstyrken. Selv prismestyrken er kun ca. 0,8 gange

terningstyrken, og lidt slankere prøvelegemer end prismerne har endnu lavere brudstyrke. Selv for meget korte piller og vægge er r_0 i forhold til den virkelige brudstyrke (uden udbøjningsfare) derfor kun $\frac{1}{0,8 \times 7}$ à $\frac{1}{0,7 \times 7}$, d. v. s. $\frac{1}{5,6}$ à $\frac{1}{4,9}$ i klasse B og $\frac{1}{0,8 \times 6}$ à $\frac{1}{0,7 \times 6}$ d. v. s. $\frac{1}{4,8}$ à $\frac{1}{4,2}$ i klasse A. Og med denne sikkerhed får man lov til at regne helt op til $l = 12b$, hvor der i hvert fald må forekomme nogen udbøjningsfare, så sikkerheden næppe er større end ca. 4,5 i klasse B og ca. 4 i klasse A. Hertil kommer så, at uundgåelige ekscentriciteter nødvendigvis nedsætter sikkerheden. Til gengæld giver søjleformlen en kraftig reduktion af de tilladelige spændinger når $\frac{l}{b}$ ligger lidt over 12. For nogle slankhedsforhold over 12 er søjleformlen nok mere på den sikre side end for korte søjler (og måske mere end for særlig slanke søjler). Men da de tilladelige spændinger slet ikke reduceres fra $l = 0$ til $l = 12b$, er der næppe noget at indvende mod, at formelen er noget forsigtig i det nærmeste område over $l = 12b$.

Til alt dette kan ganske vist siges, at sikkerheden for armerede konstruktioner er lidt mindre, idet $r_0 = 1/4\sigma_T$ (klasse B) og $r = 0,26\sigma_T$ (klasse A), skønt de samme bemærkninger kan gøres om, at prismen og endnu slankere prøvelegemer har mindre brudstyrke end terninger. For jernbetonsøjlerne anvendes Ritters formel. Den er strengere end søjleformlen for uarmeret beton for $l < 12b$, men mindre streng for $l > 12b$ (i hvert fald i umiddelbar nærhed af $l = 12b$). Man har ikke turdet anvende Ritters formel for uarmeret beton. Den forudsætter jo aftagende elasticitetskoefficient med trykspændingen. Om uarmerede betonvægge kan beregnes efter en lignende formel, kan ikke vides med sikkerhed.

En rationel søjleformel for uarmeret beton kan først fastlægges, når videnskabelige forsøg og undersøgelser er så vidt

fremskredne, at de kan danne et sikkert grundlag. Når man tænker på det umådelige antal forsøg og teoretiske overvejelser, der ligger til grund for centralt påvirkede jernsøjlers og jernbetonsøjlers beregning, og man ydermere ved, at fortolkningen af disse har ført ikke til en, men adskillige indbyrdes temmelig afvigende søjleformler i forskellige lande, er det ikke vanskeligt at se, at der skal et betydeligt arbejde til, før en rationel søjleformel for uarmerede vægge kan opstilles. Hovedresultatet kan nok forudses at blive, at korte vægge vil ende med at blive strengere behandlet. Om lempelser for slankere vægge bliver resultatet er vist tvivlsomt. En ting er i hvert fald sikker. Den særlige sikkerhed, som jernsøjler og jernbetonsøjler har gennem jernets (og søjlernes) sejghed, og som særligt betyder noget overfor tilfældige ekscentriciteter, mangler ganske hos uarmerede vægge og piller.

Skønt det falder udenfor normernes rammer, kan der måske være grund til at bemærke, at huse, opført af uarmerede vægge og piller, er overmåde ugunstigt stillede overfor luftangreb. Rimeligvis endnu ringere end grundmurede huse, fordi den uarmerede beton ofte vil kunne udføres med mindre tykkelser end grundmur, hvorved sådanne huse indeholder mindre masse. Det er en tydelig erfaring, at bygninger af svært murværk (f. eks. kirker o. lign.) modstår luftangreb langt bedre end sædvanlige grundmurede huse.

Fundamenter og lejekvadre

Se punkt 31.

Punkt 40

Uarmerede pæle

Herom findes ingen bestemmelser i tidligere danske normer. De nye normers bestemmelser er holdt i temmelig almindelige vendinger og mere som velmente råd end som forskrifter. Personligt så jeg helst, at sådanne almindeligheder udgik af normerne. Det væsentlige her er imidlertid, at uarmerede pæle herefter er tilladt efter normerne.

Punkt 41

Punkt 42. **Buer og hvælvinger**

To væsentlige bestemmelser er givet for uarmerede buer og hvælvingers beregning.

For det første må der ikke regnes med trækspændinger i støbefuger (støbeskel), d. v. s. der må regnes med trækspændinger, hvor der ikke er støbeskel. Dette sidste stemmer også med bestemmelserne i punkt 44. 1 næstsidste stykke, hvor der er givet tilladelse til at regne med bøjningstrækspændinger i fundamenter, kældermure, hvælvinger o. lign.

For det andet skal alle uarmerede buer og hvælvinger undersøges for den hvilende belastning sammen med det dobbelte af den bevægelige belastning (i farligste stilling), og herunder må trykspændinger ikke blive mere end tre gange så store som de tilladelige, når der ses bort fra trækspændingerne. Denne sidste bestemmelse vil nok gøre den første temmelig illusorisk i mange tilfælde. Den er naturligvis indført af samme grund som stabilitetskravet ved støttemure. Den tilsvarende bestemmelse for jernbetonkonstruktioner (pkt. 46 og 47) siger, at de tilladelige spændinger ikke må overskrides med mere end 80 % for belastningen $g + 1,5p$, hvilket stemmer bedre med den gængse regel for støttemure. Men det vil altid være en skønsag, hvorledes sådanne ekstrabetingelser skal stilles op. Personlig ville jeg have foretrukket mere ensartethed. Den for uarmerede hvælvinger fastsatte regel er nok noget sikrere end den, der gælder for jernbetonhvælvinger; men det kan diskuteres, om den er rigeligt streng.

Ved uarmerede buer og hvælvinger slipper man altså ikke for at gennemføre to beregninger, en for $g + p$ og en for $g + 2p$ og det for hver af belastningstilfældene a og b (hvor disse iøvrigt begge skal undersøges). For belastningstilfælde c kræves derimod kun een undersøgelse (for $g + p$ samt vind, ekstraspændinger m. v.). Dette betyder mere her end for jernbetonkonstruktioner. Ved uarmerede konstruktioner kan hver af beregningsmåderne være afgørende for dimensionerne i så at sige

alle punkter af konstruktionen, medens det for jernbetonkonstruktioner som regel vil være således, at den første beregning ($g + p$) bestemmer de fleste dimensioner, medens den anden kun sjældnere medfører ændringer af betondimensionerne (og da kun i enkelte tværsnit), medens armeringen ofte kan blive ændret. Dette sidste er jo en mindre omfattende foranstaltning set fra den projekterendes side.

Etageadskillelser af beton udstøbt mellem jernbjælker

Punkt 43.

Tilsvarende bestemmelser findes ikke i tidligere danske normer, men de nye bestemmelser svarer til den praksis, som har været fulgt i København i adskillige år.

Tilladelige spændinger for normal belastning

Punkt 44.

Ligesom for jernbeton (punkt 35) er de tilladelige spændinger begrænset til at gælde for beton, der ikke opvarmes over visse temperaturer.

Angående forhøjelse af de tilladelige spændinger for belastninger af rent midlertidig karakter kan henvises til det om punkt 35 anførte.

Udførelse og kontrol efter klasse B (sædvanlig kontrol)

Punkt 44.1.

I lighed med bestemmelserne for jernbeton (punkt 35.1.2.) er her ved en fodnote givet tilladelse til anvendelse af en endnu lavere klasse for meget simple konstruktioner. Hermed er tænkt på fundamenter for almindelige grundmurede huse, hvor man ikke anser en styrkeprøvning af betonen for praktisk gennemførlig, og hvor statiske beregninger af fundamenterne kun gennemføres på primitiv måde. Endvidere småkonstruktioner, hvor lignende omstændigheder gør sig gældende. I virkeligheden vil fodnoten nok komme til at omfatte økonomisk betydelige grup-

per af bygværker. Udvalget har ikke ment det hensigtsmæssigt at udelukke denne primitive behandling af sådanne arbejder. Dels har det jo hidtil været den mest anvendte metode endogså for temmelig betydelige konstruktioner, og dels var man bange for, at hvis man ikke tillod denne fremgangsmåde, ville den praktiske følge blot blive, at klasse B ville blive forudsat, men udførelsen og kontrollen ville blive indskrænket til det minimum, som nu er henført til fodnoten. Der er næppe tvivl om, at fodnoten her for uarmerede konstruktioner er af langt større betydning end den tilsvarende i punkt 35.1.2 for armerede konstruktioner.

Selve værdiangivelserne for de tilladelige spændinger svarende til de forskellige blandingsforhold er næsten uforandret de samme, som var fastlagt i de gamle husbygningsnormer. Man har dog udeladt de mindre mørtelrige blandingsforhold, fordi de i praksis har vist sig mindre egnede. For selve klasse B er de tilladelige trykspændinger sat til $1/7$ af terningstyrken ligesom i de gamle husbygningsnormer, men maksimumsgærrsen er sat ned til 30 kg/cm^2 (fra 35 kg/cm^2). I praksis betyder dette sidste måske ikke så meget, idet man vel kun undtagelsesvis går til så fede blandingsforhold, at terningstyrken bliver over $30 \times 7 = 210 \text{ kg/cm}^2$. Jeg mener dog, at man her har været strengere end nødvendigt. Man kunne sikkert roligt have bibeholdt den gamle maksimalgrænse på 35 kg/cm^2 for klasse B. Derimod er det vist tvivlsomt, om man skal bestræbe sig på at forhøje koefficienten $1/7$. Udførelsesmæssigt svarer klasse B vist temmelig nær til, hvad man brugte, når man regnede med $1/7$ af terningstyrken efter de gamle husbygningsnormer — hvilket vel praktisk talt kun skete, hvor man anvendte kontrolleret færdigblandet beton. For uarmerede konstruktioner, der udføres efter klasse B, vil man efter mit skøn næppe kunne vente så forfærdeligt store fremskridt med hensyn til betonens fremstilling og behandling i forhold til tidligere. For armerede konstruktioner er sagen en anden, for her vil de

projekterende og udførende fagfolk nok være betydeligt mere interesserede i betonens rationelle fremstilling m. v. af hensyn til armeringens beskyttelse, ligesom en stærkere udnyttelse (f. eks. for at formindske egenvægten) her ligger nærmere for. Endelig vil man sikkert lettere få gennemført et rimeligt antal prøvninger af armeret end af uarmeret beton i klasse B.

Ny er tilladelsen til at regne med *bøjningstrækspændinger i fundamenter*, kældermure, buer o. lign. (undtagen i støbeskel). Bestemmelsen er navnlig vigtig for fundamenteres vedkommen- de. Tidligere — og måske også nu — troede mange på, at fundamenterfrespring kunne holde på grund af friktion og adhæ- sion mellem jorden og betonens underside. Dette kan ikke være rigtigt, for friktionen og adhæsionen optræder først med væ- sentlige værdier ved bevægelser, der langt overstiger, hvad be- tonen kan tåle uden at revne. Når fundamentfrespring allige- vel har vist sig at kunne holde, skyldes det dels, at belastningen ikke er ensformigt fordelt under fundamentet, men størst midt under dette og mindst ved randene (dette mindsker selvsagt bøjningsmomentet i fresspringet), og dels at betonen er i stand til at optage trækspændinger. De gamle mindre rationelle sæd- vaneregler, at fresspringets højde mindst skulle være lige så stor (eller 1,5 gange så stor, som de fleste vel regnede) som udkrag- ningen — eller hypotesen om fordeling af trykket under 45° , er nu erstattet med en mere rationel beregningsmåde. Regner man med jævnt fordelt tryk på grunden, vil forholdet mellem højden h og udkragningen i et langstrakt fundament blive følgende, idet man må lægge mærke til, at den tilladelige bøjningstrækspæn- ding er sat lig med $\frac{1}{5} r_b$ (og ikke $\frac{1}{5} r_o$, skønt r_o som oftest danner udgangspunktet, som f. eks. i fodnoten til punkt 41.1). $\frac{1}{5} r_b$ er lig med $\frac{1}{4} r_o$, idet $r_b = 1,25 r_o$.

Tryk på jord		2 kg/cm ²	3 kg/cm ²	4 kg/cm ²
beton med	$r_o = 22$ kg/cm og $r_b^t = 5,5$ kg/cm ²	1,05	1,38	1,48
„ „	$r_o = 10$ „ „ $r_b^t = 2,5$ kg/cm ²	1,55	1,9	2,19
„ „	$r_o = 8$ „ „ $r_b^t = 2,0$ kg/cm ²	1,72	2,12	2,45

Man ser, at selv et fremspring, hvor højden er 1,5 gange udkragningen, er temmelig knebent i de fleste tilfælde og altså ikke tilladeligt efter de nye normer, med mindre andre trykfordelinger kan påvises og motiveres. For et tryk på grunden på 3 kg/cm^2 og en beton med $r_o = 15 \text{ kg/cm}^2$ (blfh.: 1:4:7) vil en højde på 1,5 gange fremspringet dog kunne holde. Om myndighederne vil kræve strengere regler gennemført end hidtil, eller man vil søge at begrunde en lempeligere beregningsmåde f. eks. med henvisning til ujævnt fordelt tryk på grunden (selv om den tilladelige værdi fastsættes ud fra forudsætning om jævn fordeling) kan vel blive et spørgsmål. Efter min opfattelse

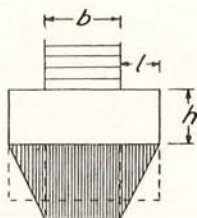


Fig. 17.

bør man ikke tilsidesætte de gennem mange års praksis godtgjorte dimensioner, selv om de nok bør gøres mere rationelle, navnlig således at fremspringenes højde må være forholdsvis større for svag end for stærk beton og større ved hård end ved mindre hård bund. Personlig vil jeg anse det for rimeligt ved almindelige fundamenter, hvis fremspring ikke er særlig store i forhold til bredden af den overliggende mur, pille eller fodplade, at regne med en simpel, tilnærmet fordelingsregel som vist på fig. 17, således at de tilladelige tryk på underlaget (r_o) eller jorden skal gælde for det jævnt fordelte middeltryk. Med denne fordelingsregel vil det sædvanlige forhold mellem højde og udkragning $\frac{h}{l} = 1,5$ være tilstrækkeligt i de fleste tilfælde.

Efter denne regel vil $\frac{h}{l}$ eksempelvis blive følgende:

	Middeltryk på	underlag	3 kg/cm ²	8 kg/cm ²
l = 1/2 b	Beton med	r _o = 22	0,86	1,4
	„ „	r _o = 10	„	2,07
	„ „	r _o = 8	1,42	„
l = b	„ „	r _o = 22 kg/cm ²	0,91	1,48
	„ „	r _o = 10	„	2,18
	„ „	r _o = 8	1,5	„

Som man kunne vente, har det ikke så stor indflydelse på $\frac{h}{l}$, om fremspringet er lidt større eller lidt mindre i forhold til bredden af den overliggende pille. Til gengæld bliver maksimumstrykket på underlaget (i forhold til middeltrykket) naturligvis des større, jo større fremspringet er i forhold til pillebredden. For l = 1/2 h bliver $\sigma_{\max.} = 4/3$ gange middeltrykket, og for l = b bliver det 3/2 gange middeltrykket. Først ved fremspring, der er væsentligt større i forhold til pillebredden, må en mere nøjagtig trykfordeling anvendes, men det vil egentlig sige, at det så kan være tvivlsomt, om normernes middeltryksværdier kan anvendes. Hvis man benytter sig af bestemmelserne i punkt 40 (31) til at regne med større middeltryk på betonunderlaget end r_o, kan det være tvivlsomt nok, om den foran beskrevne tilnærmelse for trykfordelingen kan tillades. Selv om man gør det, vil man dog få vanskeligheder med at holde $\frac{h}{l}$ under 1,5. Det fremgår allerede af ovenstående eksempler, at man ved betonunderlag må op på temmelig stærk beton til fodpladen, selv om underlaget kun regnes påvirket af et middeltryk på 8 kg/cm² (= r_o for beton med en terningstyrke på kun 56 kg/cm²).

For kældermure bør man være opmærksom på, at der let fremkommer støbeskel, hvor det er forbudt at regne med bøjningstrækspændinger. Dette i modsætning til fundamenter, hvor

støbeskellene normalt ligger parallelt med bøjnings-trækspændingernes retning (og sjældent optræder).

Punkt 44. 2. **Udførelse og kontrol efter klasse A**
(skærpet kontrol)

I lighed med bestemmelserne for jernbeton (pkt. 35.2.2) er der ved en fodnote givet tilladelse til at regne med endnu strengere klasser, så r_0 kan regnes højere end 60 kg/cm².

For selve klasse A er sikkerhedsgraden sat ned til 6 i forhold til terningstyrken (d. v. s. ca. 4 eller måske lidt over 4 i forhold til slankere prøvelegemer). Brud i beton sker som bekendt ikke på grund af trykspændinger (snarere på grund af forskydning, selv om forholdet ikke er helt klart). Det er derfor farligt nok at ræsonnere sig til den virkelige sikkerhedsgrad ud fra terningstyrken.

Punkt 45. **Nye konstruktioner**

Bestemmelsen svarer ganske til punkt 37 for jernbetonkonstruktioner.

II. Særlige regler for brokonstruktioner

Belastningskombinationer

Punkt 46.

De nye normer opstiller ganske rationelt 3 belastningskombinationer og tillader des højere spændinger (lavere sikkerhed), jo sjældnere belastningskombinationerne må ventes at forekomme. Hertil kommer for den sjældneste kombination (med ekstraspændinger), at ekstraspændinger som regel er temmelig ufarlige for brud, idet de aftager eller forsvinder, når der opstår blivende formforandringer (krybning o. lign.). Derfor kan der tillades forholdsvis høje spændinger, når de medtages. Hvor revnedannelser er særligt farlige, kan der dog være grund til at udvise mere varsomhed, og det vil ikke være klogt altid at benytte normernes grænseværdier for spændingerne; men dette gælder nok mere for visse husbygningskonstruktioner.

Bestemmelsen om, at de tilladelige spændinger (for belastningstilfældene a og b) ikke må overskrides med mere end 80 %, når den bevægelige belastning i farligste stilling forøges med 50 %, er ikke ny. Den fandtes også i de gamle normer, men gjaldt da ganske ulogisk kun for buer og rammer og var helt urimeligt placeret i de gamle normers § 10 under „Kontinuerlige plader og bjælker m. m.“. Den nye bestemmelse er dog strengere end de gamle. Ikke alene gælder den alle konstruktioner, men for samme belastningsforøgelse må spændingerne nu kun forøges med 80 %, hvor de gamle normer tillod 100 %.

Endvidere står der udtrykkeligt, at undersøgelsen skal gennemføres såvel for belastningstilfælde a som for belastningstilfælde b. Men selv for det sidste må spændingen ikke overstige de i punkt 35 angivne tilladelige spændinger (d. v. s. de tilladelige spændinger, som gælder for belastningstilfælde a) med mere end 80 %. Det vil derfor som regel være belastningstilfælde b, der bliver afgørende. For belastningstilfælde b er der dog ikke forlangt andet, end at den *bevægelige* belastning skal forøges med 50 %, d. v. s. vindtryk, bremsekræfter m. v. skal ikke forøges med 50 %. Personlig er jeg af den opfattelse, at stødtillæg bør medregnes i den bevægelige belastning (som skal forøges med 50 %), medens det vil være uden rigtig forbindelse med sagen at regne sidestød og centrifugalkræfter, som virker vandret, med til den bevægelige belastning, som skal forøges med 50 %.

Når bestemmelsen er udvidet til også at omfatte belastningstilfælde b skyldes det, at man har fundet det urimeligt, at spændingerne skulle kunne forhøjes ud over flydespændingen ($-\frac{\sigma_F}{2} \times 1,15 \times 1,8 - 1,035\sigma_F$). Dette forhold er dog mere udpræget for husbygningskonstruktioner.

III. Særlige regler for husbygningskonstruktioner

Belastningskombinationer

Punkt 47.

Også her er opdelingen mere rationel end i de gamle normer. For belastningstilfælde a er der indført det helt nye, at der for enhver husbygningskonstruktion skal regnes med det farligste af to belastningsmuligheder, nemlig dels hvilende belastning + bevægelig belastning (herunder sne) og dels hvilende belastning + vindbelastning alene.

Dette er i god samklang med, at man i mangfoldige år har undersøgt broer for vindtryk på ubelastet bro (selv om man også undersøgte broerne for et andet vindtryk i belastet tilstand). Men dette er nu ikke årsagen til bestemmelsen. Efter de gamle normer havde man lov til at regne med 20 % højere spændinger for tage, når belastningen bestod alene af hvilende belastning + sne og vind. Dette kunne være ganske urimeligt. Hvis der f. eks. blot var en let talje omhængt i taget, skulle dette pludselig beregnes for de tilladelige spændinger uden 20 % forhøjelse. Hertil kommer, at mange konstruktioner i husbygning kun belastes med vindtryk. I sådanne tilfælde kan der ikke tales om en sjælden belastningskombination (selv om den nugældende vindbelastning nok er temmelig meget på den sikre side i nogle tilfælde), så det er urimeligt at tillade en højere spænding. Endelig gav de gamle normer overhovedet ingen regler for forhøjelse af de tilladelige spændinger, når

andre dele af et hus blev belastet med hvilende og bevægelig belastning + vindtryk.

Angående bestemmelsen om at enhver konstruktion skal tilfredsstille reglen om, at de tilladelige spændinger ikke overstiges med mere end 80 %, når den bevægelige belastning i farligste stilling forøges med 50 %, henvises til forklaringerne til punkt 46 (særlig erindres om, at belastningstilfælde b som regel vil blive afgørende). Her må dog tilføjes, at konstruktioner, der beregnes efter princippet delvis indspænding (efter min opfattelse også efter elasticitets- og plasticitetsteorier), og som er påvirket af jævnt fordelt bevægelig belastning, også ved denne undersøgelse skal regnes påvirket af belastningen i den samme stilling, som er angivet i punkt 21 c, altså for $\frac{3}{5}p$ i de „ubelastede“ fag. Dette må være en konsekvens af, at sådanne bevægelige belastninger kun skal regnes delvis bevægelige. Ved prøvebelastninger må man også huske, at dette er at betragte som belastningens farligste stilling.

IV. Særlige regler for vandbygnings- konstruktioner

Disse regler er udarbejdet af det særlige udvalg for normer **Punkt 48—49.** for fundering og jordtryk, og nærmere forklaringer kan derfor ikke gives.

V. Særlige regler for jernbetonskorstene

unkt 50—61. Dette afsnit er særlig detailleret, og det indeholder vistnok alle de erfaringer, som gennem en lang årrække er gjort på dette specielle område. Reglerne er så detaillerede, at forklaringer næppe er påkrævede.

Det kan være et spørgsmål om det er praktisk, at disse detalregler er optaget i selve jernbetonnormerne, men nægtes kan det jo ikke, at det drejer sig om en konstruktion, som falder ind under definitionen i punkt 1. Så længe der savnes anerkendte håndbøger her i landet, som giver detailanvisninger på jernbetonskorstenes konstruktion, er bestemmelserne sikkert nødvendige. Det samme kunne strengt taget siges om vandbeholdere, siloer o. m. a.; men sådanne håndbøger kommer vel engang, og så ville det vist have været praktisk, om normer for jernbetonskorstene var udgivet selvstændigt.

Med hensyn til temperaturspændinger er der det at bemærke, at der ikke er angivet beregningsmetoder for spændingerne i vandrette snit (momenter i lodrette planer), og det er ikke så lige en sag. En tilnærmelsesmetode er angivet af Ernst Jensen i „Ingeniøren“ nr. 52, 1949.

Den eneste bemærkning, jeg har til selve bestemmelsen, er, at kravet i punkt 50, om at alle jernbetonskorstene skal forsynes med kærne i hele højden, muligvis er overdrevet. I hvert fald findes der både i England og her i landet adskillige askeudskillere af jernbeton uden kærne eller nogen form for isola-

tion, til trods for at røgen først passerer askeudskillelserne, før den går ud i skorstenen. Dette kunne være tegn på, at kravet måske ikke altid er nødvendigt, og muligvis kun er en reminiscens fra de bitre erfaringer, man i tyverne gjorde med en række jernbetonskorstene. Nyere jernbetonskorstene, hvor man har undgået de tidligere fejl, har vist sig særdeles gode og holdbare og behøver måske ikke alle kærne.
