Forblad

Om Sikkerhedsgraden

A.J.Moe

Tidsskrifter

BSM 9-1 Bygningsstatiske Meddelelser

1937

OM SIKKERHEDSGRADEN

AF *A. J. MOE*

Sikkerhedsgraden for bærende Konstruktioner fastsættes som bekendt først og fremmest gennem Bestemmelser om tilladelige Spændinger.

Denne Fremgangsmaade er ikke rationel af flere Grunde, hvoraf den vigtigste er, at der for de fleste bærende Konstruktioner ikke er Proportionalitet mellem Belastninger og Spændinger.

I det følgende paavises nogle af de mest iøjnefaldende Mangler ved Sikkerhedens Fastsættelse gennem tilladelige Spændinger, og der fremsættes Forslag til en mere rationel Definition af Sikkerhedsgraden. Denne Metodes Anvendelse demonstreres ved en Række simple Eksempler, der tillige skal vise, at Overgangen til den foreslaaede Metode kan ske uden revolutionerende Forandringer af de hidtil anvendte Dimensioner.

1. *Konstruktioner med bevægelig Belastning.*

Hvilende og bevægelig Belastning er saa at sige uensbenævnte Størrelser. Derfor kan der ikke uden videre tales om Proportionalitet mellem Belastning og Spændinger ved Konstruktioner, der paavirkes af saavel hvilende som bevægelig Belastning. Kun hvor den hvilende og den bevægelige Belastning er absolut ligedannede, kan man tale om Proportionalitet mellem Belastning og Spændinger. Dette gælder f. Eks. simple Træk- og Trykstænger (uden Udbøjningsfare) og Bøjningsspændingerne paa Midten og Forskydningsspændingerne ved Enderne af en simpelt understøttet, massiv Bjælke med ensformigt fordelt hvilende og bevægelig Belastning. I disse Tilfælde er der kun Tale om Totalbelastninger, d. v. s. den hvilende og den bevægelige Belastning er ligedannede. Det er her ligegyldigt, hvorledes man tænker sig, at Belastningen vokser, om det er p alene eller g og p samtidigt, der er stadig Proportionalitet mellem Totalbelastningen og Spændingerne.

Hvis man derimod skal bestemme f. Eks. Forskydningsspændingerne midt i Bjælken, saa er den farligste Stilling af den bevægelige Belastning: Belastning paa den ene Bjælkehalvdel alene. Den hvilende Belastning fremkalder overhovedet ingen Forskydningsspændinger i Midten. Disse er proportionale med p alene, men ikke med $(g+p)$. Hvis p stiger med 100 %, saa stiger Forskydningsspændingerne ogsaa med 100 %, medens $g+p$ kun stiger med $100 \frac{p}{g+p}$ %, altsaa med 50 %, hvis $p = g$.

Endnu grellere bliver Forholdet dog ved Konstruktioner, hvor Spændingerne ikke stiger proportionalt med p, men tværtimod stiger hurtigere. Dette indses lettest ved et Eksempel.

En Jernbetonhvælving (Tagkonstruktion) med 24 m Spændvidde, 4 m Pilhøjde, 15 cm Tykkelse og armeret med 5 ø 10 mm/m i hver Side er beregnet for en hvilende Belastning $g = 400$ kg/m² og en bevægelig Belastning $p = 100$ kg/m². Man tænker sig nu Belastningen forøget paa forskellig Maade og undersøger, hvordan det gaar Spændingerne. Resultaterne ses i nedenstaaende Tabel I:

Tabel I.

Belastning	σ_j	$\Delta\sigma_j$	σ_b	$\Delta\sigma_b$
$g+p$	943 kg/cm²	%	44,8 kg/cm²	%
$g+1{,}3\,p$	1440 kg/cm²	52,7	56,7 kg/cm²	26,6
$1{,}3\,(g+p)$	1224 „	30,0	58,1 „	30,0
$g+1{,}5\,p$	1770 „	87,5	65,9 „	47,2
$1{,}5\,(g+p)$	1410 „	50,0	67,2 „	50,0
$g+2\,p$	2650 „	182	87,0 „	94,0
$2\,(g+p)$	1886 „	100	89,6 „	100,0

For en simpelt understøttet Jernbetonplade med samme Forhold mellem p og g som for Hvælvingen bliver de tilsvarende Spændinger som angivet i Tabel II.

Tabel II.

Belastning	σ_j	$\Delta\sigma_j$	σ_b	$\Delta\sigma_b$
$g+p$	943 kg/cm²	%	44,8 kg/cm²	%
$g+1{,}3\,p$	1000 kg/cm²	6	47,5 kg/cm²	6
$1{,}3\,(g+p)$	1224 „	30	58,1 „	30
$g+1{,}5\,p$	1040 „	10	49,3 „	10
$1{,}5\,(g+p)$	1410 „	50	67,0 „	50
$g+2\,p$	1130 „	20	53,7 „	20
$2\,(g+p)$	1886 „	100	89,6 „	100

Hvis den bevægelige Belastning p alene stiger med 30 %, saa stiger Jernspændingerne i Hvælvingen med 52,7 %, medens de i den simpelt understøttede Plade kun stiger med 6 %. Hvis p og g derimod samtidig stiger med 30 %, saa stiger Jernspændingerne naturligvis ogsaa med 30 % saavel ved Hvælvingen som ved Pladen. Noget tilsvarende, men endnu grellere sker, naar *p* alene forøges med 100 %, hvorved Jernspændingen i Hvælvingen stiger med 182 % og i Pladen med 20 %.

Eksemplet illustrerer det bekendte Forhold, at man ofte maa forøge en Hvælvings Egenvægt kunstigt, for at kunne tillade en forøget bevægelig Belastning. For en tilsvarende simpelt understøttet Plade eller Bjælke vil en lignende Tilvækst til den bevægelige Belastning ofte kun have underordnet Betydning.

Med andre Ord to Konstruktioner, som er beregnede ud fra de samme — nugældende — Forskrifter, men blot har forskellig Konstruktionsform, lader sig langt fra udnytte i lige høj Grad, selv om deres Tilstande er lige gode.

Man kan ogsaa sige, at den nuværende Beregningsmaade tillader en altfor stærk Udnyttelse af den hvilende Belastnings Uforskydelighed (Trykliniebuer).

Til Gengæld straffes Konstruktioner med stor Egenvægt urimeligt i Forhold til lette Konstruktioner ved den nuværende Beregningsmaade, skønt en stor Egenvægt netop i mange Henseender er en særlig værdifuld Egenskab.

Dette fører bl. a. til det kendte Forhold, at adskillige Jernbetonkonstruktioner taaler en urimelig Overbelastning uden at tage mindste Skade, hvilket maa være et Udtryk for daarlig Økonomi.

Uheldigt er det ogsaa, at forskellige Konstruktioner, der tjener samme Formaal og er i lige god Stand forholder sig yderst uensartet overfor Overbelastninger. Hvælvingen foran nærmede sig Brud for 30 % Overbelastning, medens den tilsvarende Plade først nærmede sig Brud for 800 à 900 %'s Overbelastning.

For at bøde paa de urimelige Forhold til den farlige Side, er der i Jernbetonnormerne § 10 tilføjet følgende Bestemmelse:

»Ved Buer, Rammer o. l., men ikke ved simple Husbygningskonstruktioner, skal det eftervises, at *p* kan forøges med 50 %, uden at Spændingerne noget Sted overstiger det dobbelte af den tilladelige Værdi«. Redaktionelt er det urimeligt, at denne Bestemmelse ikke er anført i Normernes § 28, hvor den hører hjemme.

Derimod indeholder Normerne ingen Bestemmelser, der bøder paa de urimelige Forhold, hvor disse gaar til den sikre Side.

Der findes endnu mange ulogiske Følger af, at Sikkerhedsgraden fastsættes ved Hjælp af tilladelige Spændinger, f. Eks., at den ovenfor omtalte Jernbetonhvælving bliver farligere paavirket, hvis den hvilende Belastning bliver mindre end antaget. Da Egenvægten som Regel ansættes for højt af Hensyn til Sikkerheden, vil den virkelige Sikkerhed i dette Tilfælde blive for ringe. Det er heller ikke hensigtsmæssig at antage den hvilende Belastning for uforanderlig. I Praksis vil den som Regel baade kunne skifte Størrelse og Stilling, nemlig i Forhold til den antagne Værdi og Stilling. Her maa de anførte Eksempler imidlertid være tilstrækkeligt illustrerende.

2. *Konstruktioner med Egenspændinger.*

Dansk Ingeniørforenings Normer for Jernbeton-Konstruktioner af 1930 indeholder i § 31 Bestemmelser om Behandling af Konstruktioner med Egenspændinger. Bestemmelserne lyder saaledes:

»Saafremt enkelte Dele af en Jernbetonkonstruktion indstøbes i belastet Tilstand, eller saafremt en ældre Jernbetonkonstruktions Tværsnit forøges ved Omstøbning, Tilstøbning eller lignende, og dette sker, mens Konstruktionen er belastet, og paa en saadan Maade, at det forstærkede Tværsnit kan regnes at forblive plant ved de Deformationer, som en senere paaført Last medfører, behøver Spændingerne i den forud belastede Konstruktionsdel ikke at begrænses til de ellers tilladte, men den samlede Konstruktion skal have normal Sikkerhed overfor Brud«.

Ordlyden er saa uklar, at den næppe kan forstaas uden nærmere Fortolkning.

Nogen almindelig Definiton af Egenspændinger giver Normerne ikke. I det følgende forstaas ved Egenspændinger saadanne Spændinger, som er opstaaet i en Konstruktion, forinden denne har faaet sin endelige Form, og som ikke direkte senere kan fremkaldes i den færdige Konstruktion ved Paavirkning af ydre Kræfter.

Hvis man f. Eks. skal forstærke en Jernbetonsøjle ved Omstøbning med en Kappe af Jernbeton, og den oprindelige Jernbetonsøjle under Omstøbningen er paavirket af en Spænding $\sigma_0 = \frac{P_0}{F_0}$, saa vil en tilsvarende Belastning P_0 efter Omstøbningen ikke fremkalde Spændingen σ_0 i den oprindelige Jernbetonsøjle, men derimod $\sigma = \frac{P_0}{F_0 + F_1}$.

Det er indlysende, at Spændingen σ_0 i den oprindelige Jernbetonsøjle ikke efter Omstøbningen kan behandles paa samme Maade, som de Spændinger Belastningen senere fremkalder i den omstøbte Søjle.

Sikkerheden fastsættes ellers i Normerne ved Hjælp af tilladelige Spændinger, men det er let at indse, at denne Definition af Sikkerheden ikke lader sig anvende her. Hvis Spændingen σ_0 netop er lig med den tilladelige Spænding r_0, saa skulde man overhovedet ikke have Lov til at regne med nogen forøget Bæreevne af Søjlen, selv om man omstøbte den med en Jernbetonkappe af en hvilkensomhelst Tykkelse (herved er blot forudsat, at den oprindelige Søjle er saa kort, at Stivhedstillægget er uden Betydning). Dette er naturligvis meningsløst. Det er indlysende, at den omstøbte Søjle maa have større Bæreevne end den uomstøbte, uanset at den indvendige Kærne i denne sidste er paavirket forud med den tilladelige Spænding.

Forholdet er det, at Spændingen σ_0 i den indvendige Kærne af den omstøbte Søjle er en Egenspænding i denne, som ikke i den færdige Søjle forøges proportionalt med en ny Belastning. Fastsættelsen af Sikkerheden ved Hjælp af tilladelige Spændinger fører altsaa i dette Tilfælde til urimelige Resultater.

Man bør derfor opgive at definere Sikkerhedsgraden ved Hjælp af tilladelige Spændinger for saadanne Konstruktioner. I Virkeligheden maa Sikkerhedsgraden her nødvendigvis fastsættes ved Hjælp af Brudbelastninger. Man har dog ikke kunnet bekvemme sig til at udtrykke dette direkte, og derved er Ordlyden bleven saa uklar. Denne Ængstelse for at definere Sikkerhedsgraden ved Hjælp af Brudbelastningerne er i og for sig forklarlig nok, idet den vil nødvendiggøre en Definition af Brudbelastningerne, og dette fører næsten uundgaaeligt til en radikal Ændring af Beregningsforudsætningerne for alle Konstruktioner.

Det ejendommelige er, at Sagen langt fra er uden Fortilfælde. For alle Søjler med Udbøjningsfare gælder det, at der ikke er Proportionalitet mellem Belastning og Spændinger. Dette gælder uafhængigt af Materialet. Man har derfor allerede i mange Aar beregnet Søjler ud fra en Brudbelastning. Man har blot undgaaet at fremhæve Definitionen af Brudbelastningen. For Eulersøjler har man dog givet en Slags Definition af Brudbelastningen, nemlig $\mu \cdot P$, hvor μ er en i Normerne fastslaaet Sikkerhedskoefficient, og P er den fastslaaede Belastning. Hvordan Brudbelastningen $\mu \cdot P$ skal kunne tænkes at opstaa, har man derimod undladt at tage Stilling til.

For Søjlerne har man altsaa ikke turdet undlade at gaa ud fra, at Brud kan skyldes en Overbelastning (= μ Gange den hvilende + μ Gange den nyttige Belastning).

Naar Sikkerheden ellers — f. Eks. for Trækstænger — fastsættes ved tilladelige Paavirkninger, er den almindeligste Motivering netop den, at Brud maa tænkes at kunne fremkomme ogsaa af andre Aarsager end Overbelastninger, f. Eks. Materialfejl, sekundære Spændinger o. lign.

Ogsaa Jernbetonsøjler, der beregnes ved Hjælp af *Ritter*'s Formel, beregnes for en Brudbelastning, idet det i *Ritter*'s Formel anvendte Udtryk for Arbejdslinien normalt ikke er rigtigt for enhver Beton, hvis — eventuelt lokalt bestemte — Brudstyrke er lig med den tilladelige Paavirkning.

Der findes adskillige andre Fortilfælde for Dimensionering ud fra Brudbelastninger, f. Eks. ved flere Stabilitetsproblemer. Saaledes undersøges Altanplader for en Brudbelastning defineret ved $g + 3\,p$, hvor g er den hvilende og p den bevægelige Belastning. Gitterdragere med Kontradiagonaler undersøges for en særlig Belastning $g + 1{,}5\,p$. Noget tilsvarende gælder Støttemure. For Søjler paavirkede af Tværkræfter dimensionerer man endogsaa for en Brudbelastning $\mu \cdot (g + p)$ for Normalkræfterne og $1 \cdot g_1$ for de samtidigt virkende Tværkræfter, naar disse bestaar af Egenvægt alene.

Det ses heraf, at man allerede i et stort Antal Tilfælde — Søjler, Stabilitetsundersøgelser m. v. — regner med Brudbelastninger og ofte med tilsvarende Brudspændinger. Fremgangsmaaderne er ganske vist temmelig inkonsekvente. Senere skal det vises, at Forholdene er endnu mere ulogiske end det ved første Øjekast kunde se ud til. Foreløbig vender vi tilbage til Fortolkningen af Jernbetonnormernes § 31.

Denne Paragraf har og kan navnlig faa en udstrakt Betydning, idet den kan anvendes ved mangfoldige Former for Forstærkning af eksisterende Konstruktioner, ved Beregning af Melankonstruktioner og mange andre Konstruktioner, der under Opførelsen kan udnyttes som bærende i ufuldendte Stadier.

Normernes Paragraf 31 forudsætter som nævnt Beregning ud fra et Brudstadium. Der forlanges, at Sikkerheden mod Brud for Konstruktioner med Egenspændinger skal være normal. Dette vil bl. andet sige, at for Konstruktioner, for hvilke Egenspændingerne nærmer sig Nul, maa Dimensionerne blive de samme som for tilsvarende Konstruktioner uden Egenspændinger. Hermed er Beregningsmaaden praktisk talt fastslaaet. Forinden Fremgangsmaaden illustreres ved Eksempler skal blot bemærkes, at foruden en temmelig uholdbar Definition af Brudstadiet, kan den i visse Tilfælde føre til meningsløse Resultater. Hovedsagen er her, at man har følt sig tvunget til at indføre endnu en Beregningsmaade, der ligesom de forannævnte Eksempler indeholder mærkelige og ulogiske Bestemmelser for Brudbelastning, Brudstadium og Sikkerhed i statiske Konstruktioner.

For den forannævnte ved Omstøbning forstærkede Søjle uden Udbøjningsfare bliver Beregningsmaaden følgende:

Betonens Brydstyrke kaldes σ_B.

Den tilladelige Bøjningspaavirkning kaldes r_b (efter Normerne $r_b = 0{,}22\,\sigma_B$, naar $\sigma_B \leqq 300$ kg/cm²).

Sikkerhedsgraden er da $\mu = \dfrac{\sigma_B}{r_b}$ (normalt altsaa ca. 4,5).

Den tilladelige Paavirkning til direkte Tryk $= r_0$ (normalt $= 0{,}8\,r_b = 0{,}176\,\sigma_B$).

Belastningen paa den oprindelige Søjle med Tværsnittet F_0 under Omstøbningen kaldes P_0 og fremkalder Spændingen $\dfrac{P_0}{F_0} = \sigma_0$ ($\leqq r_0$).

Det tilføjede Tværsnit kaldes F_1.

Den tilføjede Belastning kaldes P_1.

Søjlen skal altsaa til Slut bære en samlet Belastning $= P_0 + P_1$.

Dimensionerne skal da opfylde Betingelsen

$$(1) \qquad \frac{P_0}{F_0} + \frac{(\mu-1)P_0}{F_0+F_1} + \frac{\mu \cdot P_1}{F_0+F_1} \leqq \mu r_0 = 0{,}8\,\sigma_B.$$

Man ser, at saafremt P_0 bliver forsvindende, gaar (1) over til

$$\frac{\mu P_1}{F_0+F_1} \leqq \mu \cdot r_0 \quad \text{eller} \quad \sigma = \frac{P_1}{F_0+F_1} \leqq r_0.$$

Hvis paa den anden Side F_1 nærmer sig 0 faar man:

$$\frac{P_0}{F_0} + \frac{(\mu-1)P_0}{F_0} + \frac{\mu P_1}{F_0} \leqq \mu r_0 \quad \text{eller}$$

$$\frac{\mu(P_0+P_1)}{F_0} \leqq \mu r_0, \text{ altsaa } \sigma = \frac{P_0+P_1}{F_0} \leqq r_0.$$

I Grænsetilfældene stemmer Fremgangsmaaden saaledes med de sædvanlige Bestemmelser for Sikkerhedsgraden. Det ny man har indført er blot, at Sikkerheden for Egenspændingen $\sigma_0 = \frac{P_0}{F_0}$ ikke som ellers bestemmes ved $\frac{(\mu-1)P_0}{F_0}$, men ved $\frac{(\mu-1)P_0}{F_0+F_1}$.

Dette er ikke noget logisk Ræsonnement, men blot en Konsekvens af Forskriften om »normal« Sikkerhed d. v. s., at Sikkerheden i Grænseomraaderne skal stemme overens med den sædvanlige Bestemmelse af Sikkerheden ved Hjælp af tilladelige Spændinger.

Principielt er Fremgangsmaaden ganske ulogisk. Der forekommer f. Eks. Tilfælde, hvor Egenspændingen (sv. til $\sigma_0 = \frac{P_0}{F_0}$ i Eksemplet ovenfor) er en Trækspænding, medens den tilsvarende Sikkerhed (svarer til $\frac{(\mu-1)P_0}{F_0}$ i Eksemplet), der skal dække Mangler og Fejl ved Egenspændingen, er Trykspændinger — eller omvendt.

Et Eksempel herpaa omtales senere.

I et Foredrag som Forfatteren holdt i Dansk Selskab for Bygningsstatik d. 27. Sept. 1932 om Melankonstruktionerne til H. C. Ørsted Værkets 3'die Udbygning, der helt igennem er beregnede efter Jernbetonnormernes § 31, anførtes nogle Eksempler paa Beregningens Gennemførelse. Her skal anføres et lignende Eksempel for at demonstrere Metodens Anvendelse paa Melankonstruktioner.

Fig. 1—4 viser en Række Tværsnit af en T-formet Melanbjælke.

Armeringen bestaar af en Jerngitterdrager med Flanger af fire Vinkeljern. Udførelsen foregaar i fire Stadier:

1. Stadium: Forskallingen ophænges i Jerngitterbjælken.
2. „ : T-Bjælkens Krop udstøbes med Beton.
3. „ : Pladen støbes, efter at Kroppen er hærdnet tilstrækkeligt.
4. „ : Forskallingen fjernes, efter at Pladen er hærdnet tilstrækkeligt.

Først beregnes Spændingerne i Konstruktionens forskellige Stadier for de tilsvarende Belastninger. Derefter tænkes de samme Belastninger virkende paa den færdige Konstruktion (uanset at dette er umuligt) og de hertil svarende Spændinger beregnes. De første Spændinger multipliceres med Faktoren 1 og de sidste med Sikkerhedsgraden minus 1 (d. v. s. med $(\mu - 1)$). Herfra undtages dog Aflastningerne f. Eks. fra Forskallingens Fjernelse. Summen af Spændingerne maa derefter højst være lig med σ_B.

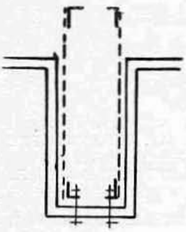
Fig. 1.

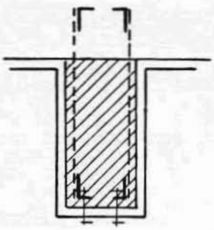
Fig. 2.

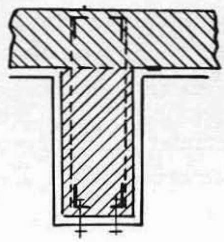
Fig. 3.

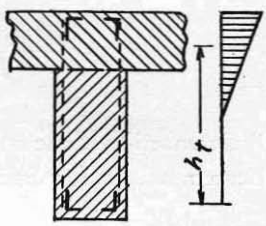
Fig. 4.

Sikkerheden for Montagespændingerne udgøres altsaa af de (med $(\mu - 1)$ multiplicerede) hypotetiske Spændinger, som i den færdige Konstruktion svarer til de tænkte Belastninger.

Da Sikkerhedsgraderne for Beton- og Jernspændingerne er forskellige, maa Beregningen gennemføres særskilt for hver af de to Materialspændinger.

For det anførte Eksempel vil Beregningsopstillingen blive følgende:

1. Jerngitterdrageren belastet med Egenvægt af Forskalling . . . . $\sigma_{j,1}$ $\sigma_{b,1}\,(= 0)$
2. Jerngitterdrager belastet med sin Egenvægt og med Egenvægt af T-Bjælkens Krop . . . . $\sigma_{j,2}$ $\sigma_{b,2}\,(= 0)$
3. Den i Bjælkekroppen indstøbte Gitterdrager belastet med Egenvægt af Pladen . . . . $\sigma_{j,3}$ $\sigma_{b,3}$
4. T-Bjælken (den færdige Konstruktion) belastet med den bevægelige Belastning . . . . $\sigma_{j,4}$ $\sigma_{b,4}$
5. T-Bjælken belastet med alle de foregaaende Belastninger (tænkt Belastning) undtagen Forskallingsvægten . . . . $\sigma_{j,5}$ $\sigma_{b,5}$
6. T-Bjælken aflastet for Forskallingsvægten . . . . . $\div\,\sigma_{j,6}$ $\div\,\sigma_{b,6}$

Undersøgelse af Sikkerheden:

Jernspændinger: $\sigma_{j,1} + \sigma_{j,2} + \sigma_{j,3} + \mu_1 \sigma_{j,4} + (\mu_1 - 1)\,\sigma_{j,5} - \sigma_{j,6} \lesseqqgtr \sigma_F$.

Betonspændinger: $\sigma_{b,3} + \mu_2 \cdot \sigma_{b,4} + (\mu_2 - 1)\,\sigma_{b,5} - \sigma_{b,6} \lesseqqgtr \sigma_B$.

Her betyder μ_1 Sikkerhedsgraden for Jernet i Forhold til Flydegrænsen og μ_2 Sikkerhedsgraden for Betonen i Forhold til Brudgrænsen for Beton.

Hvis der foruden den stive Armering tillige forekommer Rundjerns=armering el. lign., hvilket ofte vil være Tilfældet, maa der gennemføres en særlig Undersøgelse for denne Armering. Det er nemlig ikke altid paa Forhaand givet, at den stive Armering faar de største Paavirkninger.

Metoden er temmelig omstændelig, og det er ikke tiltalende, at Kon=struktionerne skal dimensioneres for visse tænkte Spændinger, som Belast=

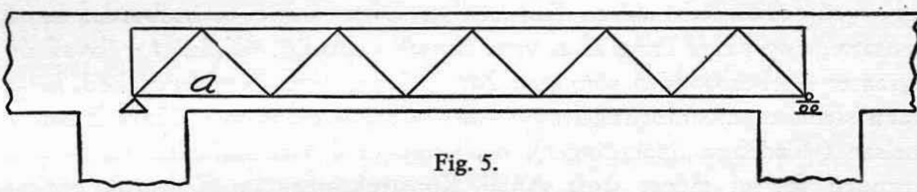

Fig. 5.

ningen ikke er i Stand til at fremkalde. Noget lignende kan dog ogsaa siges om andre Konstruktioner, hvor Spændinger fra Egenvægten multi=pliceres med Sikkerhedsgraden.

Spændingerne i de første Stadier kan ofte være mindre end de Spæn=dinger, som de samme Belastninger vilde fremkalde i den færdige Kon=struktion. Dette vilde f. Eks. være Tilfældet ved en Melankonstruktion, som vist paa Fig. 1—4, idet den teoretiske Højde her er større i første end i sidste Stadium. Da disse tænkte Spændinger, multiplicerede med $(\mu - 1)$, udgør Sikkerheden for Montagespændingerne, bliver Sikkerheden for Egenvægts=Montagespændingerne paa en vis Maade større end for de øvrige Spændinger. Hvis den teoretiske Højde havde været ens i alle Stadier, vilde Sikkerheden blive den samme; men i dette Tilfælde kan der ogsaa daarligt nok tales om Egenspændinger for Trækjernet. Hvis de teo=retiske Højder er mindre i de første Stadier end i den færdige Konstruk=tion, bliver Sikkerheden for Egenvægts=Montagespændingerne paa en Maade mindre end for de andre Spændinger.

I sig selv er disse Forhold temmelig ulogiske, men værre er det, naar Montagespændingerne og de til den tænkte Belastning svarende Spændin=ger har modsat Fortegn. Saa skal Trykspændinger altsaa danne Sikker=heden for Trækspændinger og omvendt. Et Eksempel er angivet paa Fig. 5, der viser en simpelt understøttet Gitterbjælke, som skal indgaa i en kon=tinuerlig Melanbjælke. Stangen »*a*« faar Træk i de første Stadier, men Tryk for Belastninger paa den færdige Konstruktion.

Endvidere skal Adhæsionen mellem Jern og Beton overføre en Kraft fra Belastningen i de første Stadier, endskønt denne Belastning overhovedet ikke er i Stand til at fremkalde Adhæsionsspændinger. Her er iøvrigt en Uoverensstemmelse med den sædvanlige Beregningsmaade, idet man ikke ved denne forlanger nogen Sikkerhed til Dækning af Spændinger, hvor disse er Nul, f. Eks. i Momentnulpunkter. En anden Sag er, at den nævnte Fremgangsmaade næppe er rigtig.

3. *Mere rationelle Former for Sikkerhedsgraden.*

Som man ser, har vi i Øjeblikket foruden den oprindelige Bestemmelse af Sikkerheden i bærende Konstruktioner, nemlig de tilladelige Paavirkninger, tillige en hel Række Enkeltbestemmelser — d. v. s. Ekstrabetingelser — til Sikkerhedsgradens Fastsættelse. Disse sidste er indbyrdes højst uensartede og bærer Præg af at være fastsat temmeligt tilfældigt — hvad de ogsaa er — efterhaanden som man har opdaget deres Nødvendighed. Desuden stemmer Ekstrabetingelserne ikke videre overens med Hovedbestemmelsen (tilladelige Spændinger), og denne er i Virkeligheden sat i Baggrunden for et meget stort Antal Konstruktioner og Konstruktionsled (Søjler, Stabilitetsundersøgelser, Konstruktioner med Egenspændinger m. v.), og endelig virker Hovedbestemmelsen urimeligt i mange andre Tilfælde (tunge Konstruktioner). Rimelig er Hovedreglen kun i de ganske faa Tilfælde, hvor det er ligegyldigt, om man regner Sikkerheden paa den ene eller den anden Maade, altsaa egentlig kun for simple Træk- og Trykstænger (ikke i Gitterdragere eller andre komplicerede Konstruktioner) og ved simple massive Bjælker af Træ og Jern med jævnt fordelt Belastning, og det er ogsaa for saadanne Konstruktioner den i sin Tid, da man begyndte at regne paa bærende Konstruktioner, er bleven fastsat. Nu kan man med Rette sige, at den er forældet.

Der rejser sig herved det Spørgsmaal, om man er i Stand til at fastlægge Sikkerhedsgraden paa anden Maade og saaledes, at Konstruktionerne bliver mere rationelle, uden at Beregningerne derved bliver mere komplicerede.

Det er indlysende, at hvis man kan komme til en mere rationel og ensartet Løsning af Konstruktionerne, saa vil der ogsaa kunne opnaaes en bedre Økonomi. Det, der nemlig i første Række medfører, at visse Konstruktioner med den nugældende Beregningsmetode faar en urimelig stor Sikkerhed, er, at visse andre Konstruktioner har saa ringe en Sikkerhed, at den generelle Sikkerhedsgrad ikke tør nedsættes, d. v. s. at de tilladelige Spændinger ikke tør hæves.

Man bør ved Fastsættelse af en ny Form for Sikkerhedsgraden tilstræbe:

1. at den giver en rimelig Sikkerhed overfor Materialfejl,
2. at den automatisk medfører en rimelig Sikkerhed ved Stabilitetsproblemer, uden Opstilling af Ekstrabetingelser,
3. at den uden Særbestemmelser og ændrede Regnemaader gør det muligt, at Egenspændinger og andre særlige Spændinger behandles i Overensstemmelse med deres særlige Væsen,
4. at alle Konstruktioner, som tjener samme Formaal, lader sig udnytte i lige høj Grad, naar deres Tilstand er ens,
5. at alle Konstruktioner, naar deres Tilstand gennem Belastningsprøver, Maalinger og omhyggelige Eftersyn viser sig bedre, end man tør forudsætte ved Sikkerhedsgradens Fastsættelse som Grundlag for Projekteringen, ogsaa tør udnyttes i højere Grad end forudsat ved Projekteringen,
6. at Beregningerne ikke bliver unødigt komplicerede, men derimod saa overskuelige som muligt.

Man kan meget vel opstille yderligere rimelige Krav, men de fleste vil af sig selv opfyldes af en konsekvent og logisk Form for Sikkerhedsgraden.

Det fremgaar af det foregaaende, at Brudbelastninger nødvendigvis maa fastslaaes. Vi saa, at i de nugældende Bestemmelser findes en hel Række indbyrdes forskellige og indbyrdes stærkt afvigende Definitioner for Brudbelastninger. Spørgsmaalet er, om det er muligt at opstille een formel Brudbelastning, som kan være gyldig i alle Tilfælde, eller i hvert Fald en Række formelle Brudbelastninger, som hver for sig og i Forhold til hinanden er logisk begrundede. Dersom dette er muligt, bliver Konsekvensen heraf, at tilsvarende formelle Brudspændinger maa fastsættes. Er det lykkedes at fastsætte saavel Brudbelastninger som Brudspændinger, har man ogsaa Muligheden for at definere Brudstadiet for en given Konstruktion. Dette sidste, som er af største Vigtighed for Projektering af rationelle Konstruktioner, kompliceres dog af forskellige Aarsager. Det er bekendt nok, at *Hooke*'s Lov ikke gælder for de gængse Konstruktionsmaterialer, naar man nærmer sig Brudspændingerne. Af økonomiske Grunde er det absolut nødvendigt at udnytte dette Forhold. For Jernbeton udnyttes Afvigelserne fra *Hooke*'s Lov som bekendt, dels ved at $n = \frac{E_j}{E_b}$ sættes lig med 15 og dels ved at kontinuerlige Bjælker beregnes som delvis indspændte, samt iøvrigt gennem de fleste ved Forsøg fastsatte Koefficienter. For Jern gælder noget lignende (Samvirken af flere Nitter i en Gruppe, Forudsætningen om at Sekundærspændinger delvis forsvinder i Brudøjeblikket o. m. a.).

For at kunne definere et formelt Brudstadium, er det i Virkeligheden nødvendigt at definere formelle Værdier for Materialegenskaberne gyldige indenfor hele det af de formelle Brudspændinger fastlagte Omraade. Saaledes maa f. Eks. Arbejdslinien fastlægges i hele sin Udstrækning. Dette er langt fra en Ulempe, men gør det tværtimod muligt at opbygge konsekvente Beregningsmaader for alle Konstruktioner. Til Gengæld kan en hel Række Enkeltbestemmelser, som i Øjeblikket er nødvendige, bortfalde. Disse Enkeltbestemmelser f. Eks. om delvis Indspænding, om Forholdet $\frac{E_j}{E_b} = n$, om Forholdet mellem Trykbrudgrænse og Bøjningsbrudgrænse er nu fastsat paa Grundlag af de Materialegenskaber, som findes i praktisk talt fejlfri Laboratorie-Materialer. De er ogsaa af andre Grunde ulogiske og indbyrdes temmelig uoverensstemmende. Ved Hjælp af formelle Materialegenskaber vilde det være muligt at opbygge en konsekvent Beregningsmaade for alle Konstruktioner uden mere eller mindre tilfældige Særbestemmelser, men for at undgaa disse i Normerne maa man ganske vist forudsætte, at hele den teoretiske Behandling foreligger saaledes, som vi f. Eks. har det for Jernkonstruktionerne med *Hooke*'s Lov som Grundlag.

En anden Aarsag, til at Fastsættelse af Brudstadiet kompliceres, er, at Sandsynligheden for et Sammentræf af de farligste Kombinationer af Paavirkninger er des mindre, jo flere Paavirkninger der forekommer. Dette har i de nugældende Bestemmelser medført, at man ansætter de tilladelige Spændinger lavere, naar en Bro-Konstruktion alene paavirkes af den lodrette Nyttebelastning end naar Bro-Konstruktionen samtidig paavirkes af den lodrette Belastning, Vindtryk og Ekstraspændinger. I og for sig bør Princippet i nogle Tilfælde drives videre, saaledes at Sikkerhedsgraden ogsaa paa anden Maade gøres afhængig af Belastningens Sandsynlighed.

Vanskelighederne bliver dog ikke større ved ny Former for Sikkerhedsgraden end ved den nugældende, men der er Muligheder for at løse disse Vanskeligheder mere rationelt.

Det er let at indse, at en sjælden Belastningskombination ikke paa rationel Maade tages i Betragtning ved Forhøjelse af de tilladelige Paavirkninger. Materialfejlene bliver jo ikke mindre, fordi Belastningskombinationerne optræder sjældent. Man savner i den nugældende Form for Sikkerhedsgraden en Mulighed for at skelne mellem den Del af Sikkerheden, som skal dække Afvigelser fra de antagne Belastninger, og den Del, som skal dække Materialfejl. Skønt Sikkerhedsgraden skal dække mange andre Fejl, saa vil Fejl i Belastningsforudsætningerne og Materialfejl dog altid være de to Hovedfaktorer, og de øvrige Fejl vil tilmed fuldt saa godt kunne dækkes ved andre Former for Sikkerhedsgraden som gennem tilladelige Spændinger.

4. *Ny formel Definition af Sikkerhedsgraden.*

En h e l t rationel Løsning af Spørgsmaalet forudsætter to Ting, nemlig dels at der for Konstruktionernes Udførelse af de forskellige Konstruktionsmaterialer foreligger detaillerede Betingelser for Udførelsen, som kan forudsættes altid at gælde for de Konstruktioner, som Sikkerhedsgradens Bestemmelser skal gælde for, og dels at der foreligger gennemarbejdede teoretiske Behandlinger af Konstruktionernes Beregning paa det ved Bestemmelserne for Sikkerhedsgraden givne Grundlag. Man har hidtil klaret sig overfor disse Vanskeligheder ved i Normerne at tilføje visse Bestemmelser angaaende Udførelsen og en Række Enkeltbestemmelser for den teoretiske Beregningsmaade. Indtil videre maa man sikkert blive staaende ved denne kun delvis brugbare Udvej.

Det volder ikke større Vanskeligheder at opstille formelle Bestemmelser for Sikkerhedsgraden, som paa t e m m e l i g rationel Maade løser de i det foregaaende omtalte Vanskeligheder. Saadanne Bestemmelser kan f. Eks. have Formen:

$$(1)\qquad \begin{cases} \sigma_{(\mu_{g_1}\cdot g_1)} + \sigma_{(\mu_{g_2}\cdot g_2)} \cdots + \sigma_{(\mu'_{p_1}\cdot p_1)} + \sigma_{(\mu_{p_2}\cdot p_2)} \leqq \mu_B\cdot\sigma_B \\ \sigma_{(\mu_{g_1}\cdot g_1)} + \sigma_{(\mu_{g_2}\cdot g_2)} \cdots + \sigma_{(\mu_{p_1}\cdot p_1)} \leqq \mu_B\cdot\sigma_B, \text{ hvor} \end{cases}$$

$\mu_{g1} - \mu_{g2} \cdots$ er Sikkerhedskoefficienter svarende til de forskellige Former for hvilende Belastning og som hver for sig maa være større end 1. μ_{p1} er Sikkerhedskoefficienten for en Form for bevægelig Belastning, μ_{p2} er Sikkerhedskoefficienten for en anden Form, μ'_{p1} svarer til den første Form, men under en Kombination med p_2 o. s. v. μ_B er en Materialsikkerhedskoefficient svarende til et bestemt Materiale og maa altid være mindre end 1. σ_B er den ved Forsøg eller paa lignende Maade fastsatte Material-Brudgrænse eller — i visse Tilfælde — Flydegrænse.

(1) indeholder saa mange arbitære Konstanter μ_g, μ_p, μ_B, . . ., at Fastsættelsen af konstante Værdier for disse gør det muligt at imødekomme ethvert muligt Krav til Sikkerhedsgraden.

Til praktisk Brug er (1) i sin almindelige Form naturligvis ikke anvendelig, men det er heller ikke nødvendigt.

5. *Praktisk Definition af Sikkerhedsgraden.*

I sin simpleste Form kan (1) skrives saaledes:

$$(2)\qquad \sigma_{(\mu_g\cdot g)} + \sigma_{(\mu_p\cdot p)} \leqq \mu_B\cdot\sigma_B$$

$\sigma_{(\mu_g\cdot g)}$ betyder her Spændinger fra de med μ_g multiplicerede hvilende Belastninger, og $\sigma_{(\mu_p\cdot p)}$ betyder Spændinger fra de med μ_p multiplicerede bevægelige Belastninger. Ved passende Valg af Sikkerhedskoefficienterne μ_g, μ_p og μ_B er (2) tilstrækkelig for de allerfleste Husbygningskonstruktioner.

Hvis man vil tage Hensyn til Sandsynligheden for forskellige Belastningskombinationer, maa man, ligesom i de nugældende Regler, opstille flere Betingelser, der hver for sig skal opfyldes f. Eks. (2) kombineret med:

$$(3) \qquad \sigma_{(\mu_g \cdot g)} + \sigma_{(\mu'_p \cdot p)} + \sigma_{(\mu_v \cdot V)} + \sigma_{(\mu_x \cdot X)} \leqq \mu_B \cdot \sigma_B.$$

Her betyder $\sigma_{(\mu_v \cdot V)}$ Spændinger fra det med μ_v multiplicerede Vindtryk, og $\sigma_{(\mu_x \cdot X)}$ betyder Spændingerne fra de med μ_x multiplicerede Temperaturvariationer, Sætninger af Understøtninger m. v. Iøvrigt kan disse eller lignende Led selvsagt ogsaa gælde for andre ydre Belastninger. μ'_p er mindre end μ_p.

Hvad opnaar man nu ved at definere Sikkerhedsgraden ved Hjælp af (2) og (3)?

For det første er de formelle Brudbelastninger definerede, nemlig som:

$$\mu_g \cdot g + \mu_p \cdot p \quad \text{og} \quad \mu_g \cdot g + \mu'_p \cdot p + \mu_v \cdot V + \mu_x \cdot X.$$

Belastningerne p, V og X forudsættes naturligvis anbragt i de for hvert enkelt Punkt af eller Led i Konstruktionen farligste Stilling og medregnes ved Spændingsbestemmelsen kun, naar de virker til Ugunst.

For det andet er de formelle Brudspændinger definerede, nemlig som $\sigma'_B = \mu_B \cdot \sigma_B$, hvor σ_B er de ved Forsøg bestemte Materialbrudgrænser (eller Flydegrænser).

Naar man dernæst sørger for, at Forholdet mellem Sikkerhedskoefficienten μ_p, μ'_p, μ_V og μ_x for de bevægelige Belastninger og Sikkerhedskoefficienten μ_g for den hvilende Belastning, altsaa f. Eks. $\frac{\mu_p}{\mu_g}$ har en passende høj Værdi, saa vil Sikkerheden ved Stabilitetsproblemer altid kunne faa en rimelig Størrelse.

Hvis man f. Eks. ved Beregning af en Jernbanebro med Gerberdragere sætter $\frac{\mu_p}{\mu_g} = 1{,}5$ saa vil Sikkerheden mod at Lejerne løfter sig være tilstrækkelig, og en særlig Undersøgelse vil derfor være overflødig.

Der er dog een Ting, man her maa tage i Betragtning. Det blev foran nævnt, at den hvilende Belastning til en vis Grad kan optræde som bevægelig, baade hvad Størrelse og Forskydelighed angaar, nemlig i Forhold til de f a s t s a t t e Værdier, som altid maa gælde med en vis Tilnærmelse. Som Regel fastsættes den hvilende Belastning for højt, og man antager herved i Almindelighed, at være paa den sikre Side. Ved den nugældende Beregningsmaade (tilladelige Spændinger) tillægger man den hvilende Belastning samme Vægt, hvad enten den virker til Gunst eller Ugunst. Det er derfor ikke givet, at det er paa den sikre Side, naar den ansættes for højt.

Det skulde synes rationelt at regne en Del af den hvilende Belastning for bevægelig. Helt rationelt er det imidlertid ikke, fordi ikke enhver hvilende Belastning kan tænkes vilkaarligt forskydelig ligesom den bevægelige Belastning.

Sikkerhedsgraden i en statisk Konstruktion skal kunne dække forskellige sandsynlige Kombinationer af Fejl og Mangler. Sikkerhedsgraden skal ikke alene kunne dække en sandsynlig Kombination af mange Fejl af ringe Størrelse, men ogsaa Kombinationer af Fejl, hvor een eller flere af disse er af væsentlig Størrelse. Derimod er det ganske uigennemførligt at kræve, at Sikkerhedsgraden skal kunne dække en Kombination af mange Fejl, hvor disse hver især har deres største sandsynlige Værdi.

Har man først erkendt, at Sikkerhedsgraden ikke alene skal dække en sandsynlig Kombination af alle Fejl med visse Middelværdier, men ogsaa alle andre sandsynlige Kombinationer, hvor enkelte eller nogle enkelte Fejl optræder med betydelige Værdier, medens alle eller en Del af de øvrige Fejl samtidig er forsvindende eller optræder med smaa Størrelser, saa er det ogsaa indlysende, at der ingen Grund er til, at de enkelte Faktorer, hvoraf Sikkerhedsgraden bestaar, netop skal tilpasses saaledes, at de saa nøjagtig som muligt dækker hver sin Fejl. μ_g skal saaledes ikke udelukkende dække alle Fejl i den hvilende Belastning, μ_p skal ikke udelukkende dække enhver mulig Overbelastning. Dels skal den medvirke til at dække andre Fejl, og dels skal de øvrige Sikkerhedskoefficienter kunne medvirke til at dække Overbelastninger. Noget tilsvarende gælder μ_B, som f. Eks. ikke nødvendigvis behøver at være tilstrækkelig til at dække enhver tilladelig Materialfejl.

For alle Konstruktioner, der skal bære en bevægelig og forskydelig Belastning, kan man altid ved at regne med en rigelig stor bevægelig Belastning skaffe en rimelig Sikkerhed mod Virkninger af, at den hvilende Belastning er større eller mindre eller anderledes fordelt end forudsat. Noget tilsvarende er derimod uopnaaeligt, hvor Sikkerhedsgraden alene fastsættes gennem tilladelige Paavirkninger.

Den simpleste Maade, paa hvilken man kan skaffe Sikkerhed mod Fejl i den hvilende Belastning, er at tildele μ_p en tilstrækkelig stor Værdi i Forhold til μ_g. Dette kan ganske vist blive utilstrækkeligt, hvor g er særlig stor i Forhold til p. Hertil er blot at sige, at det er fuldstændig logisk at forlange, at ingen Konstruktion maa beregnes for en bevægelig Belastning, som er mindre end en vis Brøkdel af den hvilende. Da den bevægelige og den hvilende Belastning som Regel ikke er ligedannede, bør Kravet af praktiske Grunde formuleres saaledes: Den samlede Vægt af den bevægelige Belastning, for hvilken en given Konstruktionsdel skal beregnes, maa ikke være mindre end en vis Brøkdel af den samlede Vægt af den tilsvarende hvilende Belastning. Da den Brøkdel af den hvilende Belastning, som her kommer paa Tale, maa ligge omkring 10 %, vil Bestemmelsen kun faa Betydning i ganske specielle Tilfælde.

Man kan derfor roligt blive staaende ved, at Fejl i den hvilende Belastning af denne Art i Hovedsagen skal dækkes af μ_p, selv om μ_g og μ_B naturligvis kan medvirke hertil. Samtidig har man nu opnaaet, at den hvilende Belastning tildeles mindre Vægt, hvor den virker til Gunst, end hvor den virker til Ugunst, hvilket turde være logisk, skønt det ikke gælder ved den nuværende Regnemaade.

Udtrykket $\sigma_{(\mu_g \cdot g)} + \sigma_{(\mu_p \cdot p)} \overline{\overline{<}} \mu_B \cdot \sigma_B$ kan ikke betragtes som nogen Ligning (Ulighed), fordi der ikke i Almindelighed er Proportionalitet mellem Spændinger og Belastning. Man kan saaledes ikke dividere med μ_g paa begge Sider Ulighedstegnet for paa denne Maade at reducere Koefficienternes Antal.

For Konstruktioner med beregnelige Egenspændinger (ved Forstærkninger og Melankonstruktioner o. lign.) kan man opnaa en betydelig Simplifikation ved at behandle Egenspændinger som Egenvægtsspændinger. Dette er ogsaa velmotiveret, idet praktisk talt alle de her omhandlede Egenspændinger fremkaldes af Egenvægten eller dermed nært beslægtede Belastninger. Kun eventuelle Aflastninger bør behandles for sig selv, idet de bør fradrages med samme Værdi som den, hvormed de oprindelig er taget i Beregning. Det skulde ogsaa synes naturligt at behandle Egenspændinger og Egenvægtsspændinger ensartet, idet det karakteristiske for begge er, at de een Gang opstaaede ikke kan forandres ved Ændring af de Forhold, som bragte dem til at opstaa. Den her angivne Fremgangsmaade medfører ogsaa, at der til enhver beregnet Spænding hører en direkte Sikkerhedskoefficient. Dermed er det udelukket, at Sikkerhedsomraadet for en Egenspænding kan bortfalde eller endog udgøres af Spændinger med modsat Fortegn, saaledes som det kan ske efter Normernes Paragraf 31.

Man opnaar ogsaa en vis Sikkerhed overfor eventuelle Spændinger i saadanne Punkter eller Led i en Konstruktion, som for Belatningen $g + p$ tilfældigvis er spændingsløse, eller hvor een af Spændingerne (Tryk eller Træk) tilfældigvis er Nul.

Spørgsmaalet om Sikkerhedsgraden kan naturligvis ikke betragtes som uddebatteret med de her anførte Bemærkninger. Hensigten med at rejse Spørgsmaalet har været at eftervise, at man ad den foreslaaede Vej kan naa til mere rationelle Konstruktioner og til et mere konsekvent og logisk Beregningsgrundlag end ved den nugældende Metode.

I en Diskussion i »Ingeniøren« 1927 gav en Række af Fagets mest betydende Mænd deres Tilslutning til at gaa over til den her foreslaaede Form for Sikkerhedsgraden. Det skulde derfor synes nu at være paa Tiden, at tage Sagen op til nærmere Overvejelse.

6. *Foreløbigt Forslag til Talkoefficienterne — Taleksempler.*

Til Slut skal blot vises, hvorledes man — som en Overgang fra den nuværende Regnemaade til den foreslaaede — kan vælge Sikkerhedskoefficienterne saaledes, at Overgangen ikke bliver særlig paafaldende for alle almindelige Konstruktioner, selv om man fastholder den væsentlige Betingelse, at $\frac{\mu_p}{\mu_g}$ skal være ca. 1,5. Anvendelsen af de valgte Koefficienter er illustreret ved nogle simple Eksempler. Disse viser tydeligt, at Overgangen fra den gamle til den foreslaaede Fremgangsmaade er meget lempelig, men de vigtigste Fordele ved den foreslaaede Metode, nemlig rationellere og mere logiske Beregninger og Konstruktioner, og mere overskuelige og ved vanskelige Konstruktioner ogsaa simplere Beregninger end ved den gamle Metode, lader sig først vise direkte ved mere komplicerede Eksempler. Dette tillader Pladsen ikke; men enhver Ingeniør, der er kendt med Fagets alvorlige Problemer, vil næppe have Vanskelighed ved at overbevise sig selv om Rigtigheden heraf.

Taleksempler.

Der er forudsat følgende ved Forsøg bestemte Materialegenskaber:

For Beton. 28 Døgns Bøjningstrykbrudstyrke = 250 kg/cm^2.
For Jern. Flydegrænsen = 2600 kg/cm^2. Flydegrænsen regnes for Sammenligningens Skyld lig med Brudgrænsen saavel ved Jern- som ved Jernbetonkonstruktioner.

Endvidere er der gjort Brug af følgende:

Første Metode (tilladelige Spændinger):
Tilladelig Trækpaavirkning for Jern = 1200 kg/cm^2.
Tilladelig Bøjningstrykpaavirkninger for Beton = 50 kg/cm^2.

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):
Sikkerhedskoefficient for hvilende Belastning $\mu_g = 1{,}4$.
Sikkerhedskoefficient for bevægelig Belastning $\mu_p = 2{,}1$.
Materialsikkerhedskoefficient for Jern $\mu_B =$ ca. 0,8; $\sigma'_B = 2100$ kg/cm^2.
Materialsikkerhedskoefficient for Beton $\mu_B =$ ca. 0,35; $\sigma'_B = 87{,}5$ kg/cm^2.

Endvidere er der forudsat, at p ikke regnes mindre end 10 % af g. Koefficienterne μ_g, μ_p, μ_B er valgt saaledes, at Dimensionerne efter første og anden Metode bliver meget nær ens ved simpel Bøjning naar $p = g$.

$$\frac{\mu_p}{\mu_g} \text{ er valgt } = 1{,}5.$$

Taleksempel 1.[1]

Simpelt understøttet, massiv Jernbjælke med 5 m Spændvidde. $p = 1000$ kg/m. $g = 1000$ kg/m (exclusive Egenvægt af Jernbjælke).

Første Metode (tilladelige Spændinger).

I NP. 28. $W_x = 542$ cm³, Egenvægt $\sim$ 48 kg/m.

$$M = \frac{1}{8}\cdot(1000 + 48 + 1000)\cdot 5^2 = 6400 \text{ kgm.}$$

$$\sigma = 1178 \text{ kg/cm}^2 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

I NP. 28.

$$M = \frac{1}{8}\cdot(1{,}4\cdot 10\ 48 + 2{,}1\cdot 1000)\cdot 5^2 = 11140 \text{ kgm.}$$

$$\sigma = 2130 \text{ kg/cm}^2 \sim 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

Taleksempel 2.

Simpelt understøttet massiv Jernbjælke med 5 m Spændvidde. $p = 100$ kg/m, $g = 1100$ kg/m (excl. Egenvægt).

Første Metode (tilladelige Spændinger):

I NP. 23. $W_x = 314$ cm³, Egenvægt $\sim$ 34 kg/m.

$$M = \frac{1}{8}\cdot(1100 + 34 + 100)\cdot 5^2 = 3850 \text{ kgm.}$$

$$\sigma = 1224 \text{ kg/cm}^2 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

I NP. 22. $W_x = 278$ cm³, Egenvægt $\sim$ 31 kg/m.

p maa ikke regnes mindre end $0{,}10\cdot 1131 \sim 113$ kg/m.

$$M = \frac{1}{8}\cdot(1{,}4\cdot 1131 + 2{,}1\cdot 113)\cdot 5^2 = 5700 \text{ kgm.}$$

$$\sigma = 2050 \text{ kg/cm}^2 \sim 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

Taleksempel 3.

Simpelt understøttet massiv Jernbjælke med 5 m Spændvidde. $p = 1100$ kg/m, $g = 200$ kg/m (excl. Bjælkens Egenvægt).

---

[1]) Alle Taleksempler er udregnede ved Hjælp af Regnestok.

Første Metode (tilladelige Spændinger):

I NP. 24. $W_x = 354$ cm³, Egenvægt $\backsim$ 36 kg/m.

$M = \frac{1}{8}\cdot(200+36+1100)\cdot 5^2 = 4180$ kgm.

$\sigma = 1180$ kg/cm² $\backsim$ 1200 kg/cm².

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

I NP. 25. $W_x = 397$ cm³, Egenvægt $\backsim$ 39 kg/m.

$M = \frac{1}{8}\cdot(1{,}4\cdot 239+2{,}1\cdot 1100)\cdot 5^2 = 8270$ kgm.

$\sigma = 2080$ kg/cm² $\backsim$ 2100 kg/cm².

Taleksempel 4.

Simpelt understøttet Jernbetonplade med 8 m Spændvidde.

$p = 1300$ kg/m², Slidlag = 50 kg/m².[1])

Første Metode (tilladelige Spændinger):

$M = \frac{1}{8}\cdot(1250+50+1300)\cdot 8^2 = 20800$ kgm.

$t = 52$ cm, $F_j = 9\,ø\,24$ mm/m $= 40{,}7$ cm².

$h_n = 49{,}8$ cm, $\varphi = 0{,}815$ %.

$\sigma_j = 1190$ kg/cm², $\sigma_b = 50$ kg/cm².

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

$t = 52$ cm, $F_j = 9\,ø\,24$ mm/m $= 40{,}7$ cm².

$h_n = 49{,}8$ cm, $\varphi = 0{,}815$ %.

$M = \frac{1}{8}\cdot(1{,}4\cdot 1300+2{,}1\cdot 1300)\cdot 8^2 = 36400$ kgm.

$\sigma_j = 2060$ kg/cm² $\backsim$ 2100 kg/cm².

$\sigma_b = 87$ kg/cm² $\backsim$ 87,5 kg/cm².

Taleksempel 5.

Simpelt understøttet enkelt armeret Jernbetonplade med 8 m Spændvidde.

$p = 100$ kg/m², Slidlag = 50 kg/m².

Første Metode (tilladelige Spændinger):

$t = 32$ cm, $F_j = 12\,ø\,16$ mm/m $= 24{,}1$ cm².

$h_n = 30{,}2$ cm, $\varphi = 0{,}8$ %.

$M = \frac{1}{8}\cdot(770+50+100)\cdot 8^2 = 7360.$

$\sigma_j = 1260$ kg/cm² $\backsim$ 1200 kg/cm².

$\sigma_b = 48{,}5$ kg/cm² $\backsim$ 50 kg/cm².

---

[1]) Slidlaget er her regnet som hvilende Belastning, hvad der i visse Tilfælde kan være problematisk. Beregningen af Jernbetonkonstruktionerne i det følgende er udført ved Hjælp af Regnestokken »System Askøe«.

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

$t = 28$ cm, $F_j = 10 \varnothing 16$ mm/m $= 20,1$ cm^2.
$h_n = 26,2$ cm, $\varphi = 0,77\,\%$.
$M = \frac{1}{8} \cdot (1,4 \cdot 723 + 2,1 \cdot 100) \cdot 8^2 = 9760$ kgm.
$\sigma_j = 2120$ kg/cm$^2 \backsim 2100$ kg/cm^2.
$\sigma_b = 86$ kg/cm$^2 \backsim 87,5$ kg/cm^2.

Taleksempel 6.

Simpelt understøttet Jernbetonplade med 3 m Spændvidde.
$p = 4000$ kg/m^2, Slidlag $= 50$ kg/m^2.

Første Metode (tilladelige Spændinger):

$t = 27$ cm, $F_j = 8 \varnothing 18$ mm/m $= 20,4$ cm^2.
$h_n = 25,1$ cm, $\varphi = 0,815\,\%$.
$M = \frac{1}{8} \cdot (650 + 50 + 4000) \cdot 3^2 = 5280$ kgm.
$\sigma_j = 1180$ kg/cm$^2 \backsim 1200$ kg/cm^2.
$\sigma_b = 49,7$ kg/cm$^2 \backsim 50$ kg/cm^2.

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

$t = 29$ cm, $F_j = 8 \varnothing 18 + 1 \varnothing 14$ mm/m $= 21,9$ cm^2.
$h_n = 27,1$ cm, $\varphi = 0,81\,\%$.
$M = \frac{1}{8} \cdot (1,4 \cdot 747 + 2,1 \cdot 4000) \cdot 3^2 = 10600$ kgm.
$\sigma_j = 2060$ kg/cm$^2 \backsim 2100$ kg/cm^2.
$\sigma_b = 86,5$ kg/cm$^2 \backsim 87,5$ kg/cm^2.

Taleksempel 7.

Kontinuerlig Jernbetonplade over to Fag à 8 m.
$p = 100$ kg/m^2, Slidlag 50 kg/m^2.

Første Metode (tilladelige Spændinger):

$t = 32$ cm, $F_j = 12 \varnothing 16$ mm/m over Mellemunderstøtningen og $7 \varnothing 16$ mm/m ved det største Moment i Fagene.
$\min M = -\frac{1}{8} \cdot (770 + 50 + 100) \cdot 8^2 = \div 7360$ kgm.
$h_n = 30,2$ cm, $\varphi = 0,8\,\%$.
$\sigma_j = 1160$ kg/cm^2, $\sigma_b = 48,5$ kg/cm^2.
$\max M = \frac{920}{512} \cdot \left(7 - \frac{820}{920}\right)^2 \cdot 8^2 = 4200$ kgm.
$h_n = 30,2$ cm, $\varphi = 0,465\,\%$.
$\sigma_j = 1120$ kg/cm^2, $\sigma_b = 34$ kg/cm^2.

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

$t = 28$ cm, $F_j = 10\,\text{ø}\,16$ mm/m over Mellemunderstøtningen og $6\,\text{ø}\,16$ mm/m ved Maximumsmomenterne.

$n_g \cdot g = 1{,}4 \cdot 720 = 1005$ kg/m².

$n_p \cdot p = 2{,}1 \cdot 100 = 210$ kg/m².

$\min M = \frac{1}{8} \cdot (1005 + 210) \cdot 8^2 = 9750$ kgm.

$h_n = 26{,}2$ cm, $\varphi = 0{,}768\,\%$.

$\sigma_j = 2120$ kg/cm², $\sigma_b = 86{,}5$ kg/cm².

$\max M = \frac{1215}{512} \cdot \left(7 - \frac{1005}{1215}\right)^2 \cdot 8^2 = 5780$ kgm.

$h_n = 26{,}2$ cm, $\varphi = 0{,}462\,\%$.

$\sigma_j = 2030$ kg/cm², $\sigma_b = 61$ kg/cm².

Armeringen bliver mindre koncentreret over Mellemunderstøtningen ved den sidste Metode (Sikkerhedskoefficienter) end ved første Metode (tilladelige Spændinger). Tilpasser man Armeringen i alle Tværsnit efter Momenterne vil det yderligere fremgaa, at »Sikkerhedskoefficienter« fører til en mere jævnt fordelt Armering over hele Bjælkens Længde end »tilladelige Spændinger«. Dette er en Fordel for Udførelsen, som gennemgaaende viser sig ved den foreslaaede Beregningsmetode (Sikkerhedskoefficienter), og Fordelen opnaas i det foreliggende Eksempel samtidig med, at den samlede Materialmængde bliver mindre ved »Sikkerhedskoefficienter« end ved »tilladelige Spændinger«. Naar den bevægelige Belastning er større end den hvilende, vil Materialmængderne i Almindelighed blive større ved »Sikkerhedskoefficienter« end ved »tilladelige Spændinger« med de foreslaaede Koefficienter. Disse Virkninger hører til den foreslaaede Beregningsmaades karakteristiske Fordele, som gør det sandsynligt, at den formelle Sikkerhedsgrad gennemgaaende kan nedsættes forholdsvis mere, naar Sikkerheden indføres ved Sikkerhedskoefficienter, end naar den alene indføres gennem tilladelige Spændinger, uden at Risikoen bliver større.

Taleksempel 8.

To — Charniers — Jernbetonhvælving med 29 m Spændvidde og 4,8 m Pilhøjde. Bueformen forudsættes at være saaledes, at den hvilende Belastning ingen Momenter giver. Den ensformigt fordelte bevægelige Belastning p forudsættes at give Maximalmomentet $\max M = \frac{1}{62} p l^2$ med et samtidigt Normaltryk fra g og p:

$$N = \sec\varphi \left(\frac{gl^2}{8f} + 0{,}6\,\frac{pl^2}{8f}\right), \quad \sec\varphi \backsim 1{,}07.$$

$p = 100$ kg/m² og Slidlag $= 20$ kg/m² af Horizontalprojektionen.

Første Metode (tilladelige Spændinger):

$t = 18$ cm, $F_j = 4 \o 10$ mm/m, $\varphi = 0{,}19\,\%$[1]).

$g = 18 \cdot 24 + 20 = 453$ kg/m².

$M = 1354$ kgm, $N = 12000$ kg.

$\sigma = 1145$ kg/cm², $\sigma_b = 48{,}8$ kg/cm².

Anden Metode (Sikkerhedskoefficienter):

$t = 18{,}5$ cm, $F_j = 4 \o 10$ mm/m $+ 1 \o 12$ mm/m, $\varphi = 0{,}31\,\%$.

$g = 18{,}5 \cdot 24 + 20 = 465$ kg/m².

$$M = \frac{1}{62} \cdot 2{,}1 \cdot 100 \cdot 29^2 = 2840 \text{ kgm}.$$

$$N = 1{,}07 \cdot \frac{29^2}{8 \cdot 4{,}8} \cdot (1{,}4 \cdot 465 + 0{,}6 \cdot 2{,}1 \cdot 100) = 18230 \text{ kg}.$$

$\sigma_j = 2000$ kg/cm², $\sigma_b = 86{,}5$ kg/cm².

Naar Taleksemplerne er valgt saavel for Jernkonstruktioner som for Jernbetonkonstruktioner, er det for at vise, at Fremgangsmaaden lader sig anvende for begge Slags Materialer. Af Hensyn til Konstruktioner af blandede Materialer vil det være praktisk, at Metoden indføres for alle Materialer samtidigt.

De her valgte Koefficienter er som sagt indrettede saaledes, at Forskellen mellem den gamle og den foreslaaede Beregningsmaade bliver saa lille som muligt for at markere, at Overgangen kan ske lemfældigt. Det fremgaar tydeligt af Eksemplerne, at der kun bliver væsentlig Forskel i de ekstreme Tilfælde, hvor en Ændring af den nugældende Beregningsmaade ogsaa er mest paakrævet. Netop dette sidste gør det muligt uden Risiko at formindske Sikkerhedsgraden ved den foreslaaede Metode, hvor dette ikke lader sig gøre med den nugældende Fremgangsmaade.

---

[1]) Armeringen i Tryksiden regnes ikke medvirkende. At de gældende Regler fører til en unormal lav Armeringsproceut ønskes understreget ved dette Eksempel.