

ELEMENTÆR
JERNBETON

21h

AXEL EFSSEN

ELEMENTÆR
JERNBETON

2. UDGAVE



JUL. GJELLERUPS FORLAG
KØBENHAVN 1955

Copyright by
Axel Efsen, Copenhagen

INDHOLDSFORTEGNELSE

	Side
FORORD	11
1. AFSNIT: INDLEDNING.	
§ 1. <i>Jernbetonens Hovedegenskaber</i>	13
§ 2. <i>Deformations- og Styrkeforhold</i>	15
§ 3. <i>Jernbetonens Brugsomraade</i>	16
§ 4. <i>Jernbeton-Normer</i>	25
§ 5. <i>Bogstavsymboler</i>	25
2. AFSNIT: SNITKRÆFTERNES BESTEMMELSE. SPÆNDINGSBEREGNING OG DIMENSIONERING.	
§ 6. <i>Delvis Indspænding</i>	27
§ 7. <i>Krydsarmerede, rektangulære Plader</i>	29
§ 8. <i>Enkeltkræfter paa Plader</i>	30
§ 9. <i>Det transformerede Tværsnit</i>	30
§ 10. <i>Ren Bøjning</i>	31
a. <i>Vilkaarligt Tværsnit</i>	31
b. <i>Rektangulært Tværsnit uden Trykarmering (Pladebjælker)</i>	32
c. <i>Rektangulært Tværsnit med Trykarmering</i>	40
d. <i>T-Bjælker</i>	45
§ 11. <i>Excentrisk Normalkraft</i>	48
a. <i>Nullinien falder udenfor Tværsnittet</i>	48
b. <i>Nullinien skærer Tværsnittet</i>	48
§ 12. <i>Forskydningsspændinger og skraa Hovedtrækspændinger</i>	62
a. <i>Bjælker paavirket til ren Bøjning</i>	62
b. <i>Excentrisk Normalkraft</i>	64
c. <i>Vridning</i>	65
§ 13. <i>Centralt Tryk</i>	65
a. <i>Søjler</i>	65
b. <i>Uden Søjlevirkning</i>	66
§ 14. <i>Dimensionering baseret paa Brudstadiet</i>	66
a. <i>Excentrisk Normalkraft</i>	66
b. <i>Forskydningsarmering i Bjælker</i>	68
3. AFSNIT: KONSTRUKTIONSELEMENTERNES UDFORMNING.	
§ 15. <i>Almindelige Konstruktionsregler</i>	69
a. <i>Betonlaget uden paa Armeringen</i>	69

	Side
b. Minimumsafstanden mellem parallelle Jern	69
c. Armeringens Forankring og Stødning	71
d. Trykjernenes Fastholdelse	76
e. Armeringsjernenes Bukning	76
f. Foranstaltninger mod Revnedannelse	76
g. Minimumstrækarmring	77
§ 16. <i>Plader</i>	78
a. Enkeltspændte Plader	78
b. Krydsarmerede, rektangulære Plader understøttet langs alle fire Sider	81
c. Andre Pladeformer	82
§ 17. <i>Bjælker</i>	83
a. Almindelige Konstruktionsregler	83
b. Rektangulære Bjælker	84
c. T-Bjælker	85
d. Bjælker og Plader med skarpt Knæk eller Krumning	86
e. Forskydningsarmeringen	87
§ 18. <i>Søjler</i>	89
a. Central Belastning	89
b. Excentrisk paavirkede Søjler	94
§ 19. <i>Buer</i>	100
§ 20. <i>Trækstænger</i>	100
§ 21. <i>Vridning</i>	101
§ 22. <i>Fundamenter</i>	103
§ 23. <i>Dilationsjugar</i>	108
§ 24. <i>Økonomiske Synspunkter</i>	108
a. Enhedspriser	109
b. Den enkeltspændte Plade	110
c. Krydsarmerede Plader	111
d. Pladebjælker	111
e. T-Bjælker	113
f. Søjler	114
§ 25. <i>Særlige Konstruktioner</i>	114
a. Teglstensdæk og lignende	114
b. Armerede Murstenskonstruktioner	116
c. Forspændte Konstruktioner	117
d. Melankonstruktioner	119
§ 26. <i>Uarmerede Betonkonstruktioner</i>	121
a. Etageplader	121
b. Piller og Vægge	122
c. Buer og Hvelvinger	122
4. AFSNIT: ARBEJDETS UDFØRELSE	
§ 27. <i>Forskallingsarbejdet</i>	123
a. Træforskalling	123
b. Staalforme	141
c. Glideforme	141
d. Hulafsætninger, Indstøbninger etc.	143

	Side
§ 28. <i>Forskallingens Styrkeberegning</i>	145
a. Belastningen	145
b. Tilladelig Paavirkning	146
c. Nedbøjningen	148
d. Konstruktionselementerne	149
§ 29. <i>Jernarbejdet</i>	154
a. Afklipningen	154
b. Bukningen	155
c. Bindingen	157
d. Ilægningen	158
§ 30. <i>Støbearbejdet</i>	159
a. Blandingen	159
b. Betonens Transport	165
c. Betonens Udstøbning	171
d. Støbeskel	175
e. Betonens Behandling under Afbindingen	177
f. Støbning i Frostvejr	177
g. Tidspunktet for Nedtagning af Forskallingen	179
§ 31. <i>Formgivning, Overfladebehandling</i>	180
a. Svumning, Sække- og Stenskuring	181
b. Filtsning og Pudsnings	182
c. Sprøjtepuds	183
d. Maling	184
e. Behugning	184
f. Vandtæt Isolation	184
g. Gulvbelægninger	185
§ 32. <i>Tegningernes Udførelse</i>	186
§ 33. <i>Udregning af Mængderne. Overslag</i>	187
a. Udregning af Mængderne	187
b. Overslag	189
5. AFSNIT: JERNBETONENS MATERIALEKOMPONENTER.	
§ 34. <i>Staalet</i>	194
a. Staal uden Koldbearbejdning	196
b. Koldtbejdet Staal	197
§ 35. <i>Vandet</i>	199
§ 36. <i>Cementen</i>	199
a. Portland-Cement	199
b. Al-Cement	207
§ 37. <i>Tilslagsmaterialerne</i>	208
a. Tilslagsmaterialernes Kornstørrelse	209
b. Sandets Rumfang i Forhold til Fugtighedsindholdet	216
c. Urenheder i Tilslagsmaterialerne	216
d. Kunstige Tilslagsmaterialer	218
6. AFSNIT: BETONEN.	
§ 38. <i>Angivelse af Blandingsforhold</i>	220
§ 39. <i>Kitmassen</i>	221
a. Vandseparation	222

	Side
§ 40. <i>Betonens Støbelighed</i>	223
a. Konsistensen.....	223
b. Sammenhæng (Sejghed).....	226
c. Bearbejdigheden.....	226
§ 41. <i>Betonmassens Vandbehov</i>	227
§ 42. <i>Betonens Trykstyrke</i>	229
a. Bestemmelse af Trykstyrken.....	229
b. Vandcementtallets Indflydelse paa Trykstyrken (Abrams Lov).....	232
c. Betonens Styrkeforhold under Hærdningen	234
d. To- og treaxet Trykpaavirkning.....	237
e. Udmattelse ved gentagne Paavirkninger og ved Langtids- Belastning	237
f. Eksempel paa Bestemmelse af Betonblandingen.....	237
§ 43. <i>Betonens Trækbrud- og Forskydningsstyrke</i>	239
a. Den rene Trækstyrke	239
b. Forskydningstrækstyrken ved Bøjning	240
c. Bøjningstrækstyrken.....	241
d. Forskydningstrækstyrken ved Vridning.....	241
e. Forskydning.....	242
§ 44. <i>Betonens Deformationsforhold</i>	242
a. Betonens Deformationer ved Belastning	243
b. Temperaturdeformationer	245
c. Svind.....	245
d. Krybning.....	246
§ 45. <i>Diverse fysiske og kemiske Egenskaber</i>	248
a. Betonens Vandtæthed	248
b. Betonens Frostbestandighed	249
c. Betonens Egenskaber ved Varmepaavirkning.....	250
d. Betonens Modstandsdygtighed over for kemiske Angreb	252
§ 46. <i>Betonkontrol</i>	252
7. AFSNIT: JERNBETONENS STYRKE- OG DEFORMATIONSFORHOLD etc.	
§ 47. <i>Armeringens Forankring og Stødning</i>	255
a. Rundjern	256
b. Kamjern	262
c. Istegjern	264
d. Vindeljern.....	265
§ 48. <i>Revnedannelse i Jernbetonens Trækzone</i>	265
a. Den ydre Belastning.....	267
b. Svind og Krybning	271
§ 49. <i>Spændingsomlejringen i Trykzonen paa Grund af Krybning og Svind</i>	272
a. Krybningen.....	272
b. Svindet	272

	Side
§ 50. <i>Bjælkers Spændings- og Deformationsforhold</i>	273
a. Svagt armerede Bjælker	273
b. Normalt armerede Bjælker.....	273
c. Overarmerede Bjælker	277
8. AFSNIT: TILLADELIG PAAVIRKNING OG BELASTNING.	
§ 51. <i>Tilladelig Paavirkning</i>	280
a. Jernbetonkonstruktioner	280
b. Uarmerede Betonkonstruktioner	282
§ 52. <i>Belastningen</i>	282
§ 53. <i>Belastningstilfælde</i>	283
a. Normal Belastning	283
b. Exceptionel Belastning	283
9. AFSNIT: BEREGNINGS-EKSEMPEL.	
§ 54. <i>Lagerbygning</i>	284
a. Beregningsgrundlag	284
b. Taget.....	284
c. 1. Sals Gulv	290
d. Stuen.....	298
e. Søjler og Fundamenter	299
f. Styrkeberegning af Forskallingen	301

FORORD

Nærværende 2. Udgave af Lærebog i elementær Jernbeton skal ligesom den foregaaende have som Hovedopgave at danne Grundlaget for Undervisningen i dette Fag paa Danmarks tekniske Højskole.

Jeg har, som før, i stor Udstrækning henvist til Lærebøgerne i Elasticitetslæren, Statiken etc., og Gentagelser forekommer kun, hvor jeg har ment det paakrævet af Hensyn til en afrundet Fremstilling.

Stoffet er bibeholdt ordnet paa den Maade, at jeg efter en ganske summarisk Omtale af Jernbetonens Anvendelsesomraade, Styrkeegenskaber etc. straks er gaaet over til Spændingsberegningen, Konstruktionselementernes Udformning og Arbejdets Udførelse, og først derefter er mere udførligt gjort Rede for alle Materiale-Egenskaberne.

Udgaven er ikke egentlig omarbejdet, men visse Ændringer er dog foretaget. Saaledes er Ingeniørforeningens Jernbeton-Normer af 1949, hvis Revision ikke var tilendebragt ved første Udgaves Fremkomst, indarbejdet i Stoffet, ligesom nogle Henvisninger til i Mellemtiden fremkommen Literatur er indføjet.

København i September 1955.

AXEL EFSSEN

1. Afsnit

INDLEDNING

§ 1. JERNBETONENS HOVEDEGENSKABER

Beton fremkommer, naar man sammenblander Cement, Vand og Tilslagsmaterialer (i Reglen Sand og Sten). Herved opstaar en mere eller mindre plastisk Masse (*Betonmasse*), der efter nogen Tids Forløb størkner (*binder af*) og derefter hærder til et stenagtigt Legeme (*Beton*), idet Cementen og Vandet indgaar kemiske Forbindelser, der sammenkitter Tilslagsmaterialerne. I den plastiske Tilstand kan Betonen formes efter Ønske.

I Beton har man et billigt Materiale med en stor Evne til at modstaa Tryk, medens dets Evne til at optage Træk er ret ringe, og, hvad der er endnu mere uheldigt: denne Evne kan svigte af ganske tilfældige Grunde.

Man har saaledes et typisk skørt Materiale og tør derfor i Almindelighed ikke basere en bærende Konstruktions Sikkerhed paa Betonens Trækspændinger.

I Staal har man derimod et Materiale med stor Trækstyrke, og den Tanke er da ret nærliggende at forstærke (armere) en Betonkonstruktion paa de Steder, hvor Trækspændingerne optræder, med Staal af passende Form, i Reglen Rundjernsstænger.

Dette er kun muligt, fordi Betonen under sin Fremstilling har en plastisk Fase, i hvilken Armeringens Anbringelse kan finde Sted.

Paa denne Maade fremkommer det Konstruktionsmateriale, som benævnes Jernbeton eller armeret Beton, og som med hensigtsmæssig Udformning, i Modsætning til Udgangsmaterialet, Betonen, har stor Sejghed og Trækstyrke.

For at Betonen og Jernet skal kunne virke sammen, maa naturligvis Trækket i Armeringen og Trykket i Betonen føres sammen, eller, som man siger det, *Jernet maa forankres i Betonen*. Dette sker ved Hjælp af den Adhæsion, som optræder mellem Jernoverfladen og

den omstøbte Beton, og man forstærker ofte denne Virkning, ved at Jernet gives en ujævn Overflade (Kamme, Spiralsnoning o.l.) eller ved at forsyne Jernenes Ender med Kroge, Ankerplader eller lign. Forankringsmidler.

Det er i øvrigt uhyre vigtigt for de to Materialers gode Samvirken, at deres Varmeudvidelseskoefficienter er omtrent lige store.

Desuden er det af meget stor Vigtighed, at Betonen beskytter det indstøbte Jern mod Rust.

I Sammenligning med andre Konstruktionsmaterialer er Jernbetonen i Kraft af hele sin Fremstillingsmaade i det væsentlige fri for Fuger og fremmedartede Samlingsmaterialer, og Jernbetonkonstruktioner har saaledes en udpræget sammenhængende (monolitisk) Karakter og kan derfor ofte gøres bærende paa ganske forbavsende Maade.

Den samme Egenskab gør, at det inden for vide Grænser er muligt at forme Konstruktionerne alene efter de Krav, som brugsmæssige og æstetiske Hensyn stiller, og denne Tilpasningsevne anvendes ofte af Arkitekter og Konstruktører til Opnaaelse af særprægede Bygværker, og man kan næsten sige, at Jernbetonen er Forudsætningen for den moderne Arkitektur.

Det bør ogsaa nævnes her, at den sammenhængende Karakter gør, at Jernbetonen er et udmærket Byggemateriale i Jordskælvegne.

Anvendt i den rette Kvalitet og paa de rette Steder kræver Jernbetonen ingen eller ganske ringe Vedligeholdelse. Der findes ganske vist Stoffer, som er mere eller mindre ødelæggende for Betonen, men for de mindre virksomme af disse har man Modforholdsregler, hvoraf en af de vigtigste er at anvende en særlig tæt Beton, eventuelt fremstillet af en hensigtsmæssig Special-Cement, og for de mere virksomme kan man beskytte Overfladen med en modstandsdygtig Beklædning eller i de værste Tilfælde helt lade være med at anvende Beton. Ligeledes kan Jernbeton ikke angribes af Svamp, Raad, Utøj, Mus og Rotter, og den har en stor Slidfasthed og modstaar godt Stød og Slag.

En meget vigtig Egenskab ved Jernbetonen er, at den er meget modstandsdygtig over for Ildebrand, og naar de rigtige brandvæsentlige Hensyn bliver taget, har en Ildebrand ikke store Muligheder for at brede sig i et Jernbetonbygværk.

Den Sammenhæng, som findes i Jernbeton, gør, at Bankelyd og Trinstøj forplanter sig gennem en Bygning, opført af dette Materiale. Dette kan for Bankelydens Vedkommende modvirkes ved, at alle Støjkilder (Maskiner o.l.) placeres paa fjedrende Underlag, og for Trinstøjens Vedkommende ved, at Gulvene i sig selv er af et støjdæmpende Ma-

teriale eller ligger paa et blødt Underlag. Luftstøj er næsten aldrig generende i Jernbetonhuse, fordi Adskillelserne (Vægge og Etage) har en stor Vægt.

Beton har en meget ringe Varmeisolationsevne ($\lambda = \text{ca. } 1$), og man maa derfor, naar Brugshensyn kræver det, beklæde den med et særligt Isolationslag eller anvende særlige varmeisolerende Tilslagsmaterialer (f. Eks. Betonklinker).

Sidst, men ikke mindst, skal fremhæves, at Jernbeton er et meget billigt Materiale, der paa en smuk Maade hævder sig i Konkurrencen med de andre Konstruktionsmaterialer.

Med det Prisniveau, vi hidtil har haft her i Landet, er Jernbeton nemlig i Almindelighed meget fordelagtigt at anvende i Stedet for Staal og i mange Tilfælde ogsaa i Stedet for Træ, et Forhold, der sikkert ikke vil forrykke sig under den fremtidige Prisudvikling. For Træs Vedkommende er der yderligere den Omstændighed til Stede, at dette efterhaanden kun med stort Besvær og store Omkostninger kan fremskaffes i de store Dimensioner, hvilket yderligere vil bringe Jernbetonen i Forgrunden.

For et Land som Danmark, der kun i ganske forsvindende Udstrækning selv frembringer Staal og Træ, vil der af beskæftigelsesmæssige og valutamæssige Hensyn ogsaa være Grund til at foretrække Jernbeton.

§ 2. DEFORMATIONS- OG STYRKEFORHOLD

Det Staal, der anvendes som Armering i Jernbeton, har sædvanligvis en Flydegrænse σ_F paa ca. 2200–6000 kg/cm², og den tilladelige Trækspænding r_j sættes til ca. Halvdelen heraf, altsaa 1300–2600 kg/cm². Jern i Trykzonen regnes at tage 10–15 Gange saa stor en Paavirkning som den omgivende Beton.

Beton er et skørt Materiale med en Trykbrudstyrke, der for den sædvanlig anvendte Beton er 300–400 kg/cm². Den tilladelige Trykspænding r_b regnes svarende hertil til ca. 75–90 kg/cm² ved Bøjning og $r_0 = 0,8 \cdot r_b$ ved Søjlere etc. Trækbrudstyrken er ca. $\frac{1}{10}$ af Trykbrudstyrken. Om Forskydningsbrudstyrken gælder, at den er meget vanskelig at fastslaa experimentelt, men den er i hvert Fald saa meget større end Trækbrudstyrken, at det saa godt som altid er den sidste, der svinger først. Sædvanligvis regner man ikke med Betonens Trækspændinger uden ved Optagelse af de skraa Hovedtrækspændinger, der hidrører fra Transversalkræfter o.l. Tilladelig Trækspænding regnes da til

$0,1 \cdot r_b$. Er den over denne Værdi, skal hele Trækket optages af Armering, og over $0,3 \cdot r_b$ maa den overhovedet ikke være, selv om den kan optages af Armeringen.

Elasticitetskoefficienten E_b kan regnes til 210000 kg/cm^2 for smaa Spændinger og 140000 kg/cm^2 for Brudstadiet, men varierer i øvrigt meget med Betonen. Brudforlængelsen for Træk er $\varepsilon = 0,1\text{‰}$ à $0,2\text{‰}$, og Revnedannelse i Træksiden vil derfor fremkomme allerede ved Jernspændinger paa under 500 kg/cm^2 . Revner i Trækzonen kan altsaa sædvanligvis ikke undgaas, man maa indskrænke sig til at have dem fordelt saa godt, at de bliver tilstrækkelig fine til ikke at gøre Skade.

Poissons Tal kan variere meget, Værdier mellem 5 og 7 er de sædvanlige.

Ved Langtidsbelastning gaar Betonens Brudstyrke ned til ca. 80% af de Værdier, der gælder for kortvarig Belastning.

Ogsaa vekslende Paavirkninger nedsætter Styrken. Udsvingsstyrken er saaledes 60–70% af Styrken for konstant Belastning.

Som et Eksempel paa tilladelige Paavirkninger skal anføres følgende:

$$r_j = 1300 \text{ kg/cm}^2,$$

$$r_b = 75 \text{ kg/cm}^2,$$

$$r_0 = 0,8 \cdot 75 = 60 \text{ kg/cm}^2.$$

Hovedtrækspændingerne $< 7,5 \text{ kg/cm}^2$, naar Armering ikke forefindes og $< 22,5 \text{ kg/cm}^2$ selv om Armering forefindes.

I 6. og 7. Afsnit vil der blive gjort mere udførlig Rede for Styrke- og Deformationsegenskaber.

§ 3. JERNBETONENS BRUGSOMRAADE

Inden man gaar over til at gennemgaa de Opgaver, som i Dag kan løses ved Anvendelse af Jernbeton, skal ganske kort siges et Par Ord om den historiske Udvikling.

Jernbeton er et ret nyt Materiale, idet man maa regne dets Fremkomst til omkring Midten af det forrige Aarhundrede samtidig med Fremkomsten af en egnet Cement¹⁾. Før den Tid (i 1822) havde ganske vist *Rabitz* udført armerede Vægge af Naturcement, men det er først efter 1850, at man kan tale om Jernbeton i egentlig Forstand. Pionererne var blandt andre *Lambot*, *Tyerman*, *Wiskinson*, *Coignet* og *Hyatt*.

¹⁾ Englænderen *I.C. Johnson* begyndte i 1844 fabrikmæssigt at fremstille den egentlige *Portland-Cement*.

Udviklingen fortsatte derefter, navnlig i Frankrig og Tyskland, hvor den er knyttet til Navne som *Monier*, *Hennebique*, *Wayss*, *Bauschinger*, *Koenen* og mange andre, der efterhaanden kom ret langt frem i Udformningen af Beregningsteori og Teknik.

I 1891 blev *Jernbetonen for første Gang anvendt i Danmark (til et Dæk i Statens Museum for Kunst)*, og derefter fandt den efterhaanden mere og mere Anvendelse paa de forskellige Omraader, parallelt løbende og i Vekselvirkning med den Udvikling, der samtidig fandt Sted i Ulandet.

Om den stedfundne Udvikling kan i en kort Oversigt meddeles følgende:

Staalets Kvalitet er blevet forbedret i Styrke og Ensartethed, og nye Typér af Armeringsjern med forøget Vedhængning til Betonen er fremkommet.

Cementen er ligeledes gaaet frem i Styrke og Ensartethed. Saaledes kan nævnes, at siden Aarhundredskiftet er den danske Cements Normstyrke blevet ca. $3\frac{1}{2}$ Gange større.

Belonkvaliteten er blevet forbedret, dels fordi Cementen er blevet det, men ogsaa fordi man nu bedre kender de Love, hvorefter Proportioneringen bør foregaa for at faa en stærk og (hvad der maa anses for at være mindst lige saa vigtigt) en tæt Beton. Den rette Udvælgelse og Sammenblanding af Tilslagsmaterialerne er fastlagt ved Hjælp af Kornkurvestudier og andre Undersøgelser, og kunstige Tilslagsstoffer med specielle Egenskaber er fremkommet. Nye Komprimeringsmetoder er taget i Brug (navnlig Vibrering).

Det almindelige teoretiske og praktiske *Grundlag for Jernbetonkonstruktionernes Beregning og Udformning* er blevet udbygget paa Basis af Laboratorieundersøgelser og Undersøgelser i Marken, idet man har søgt at udrede Jernbetonens Styrke- og Deformationsegenskaber etc. (herunder ogsaa Svind, Krybning og Revnedannelse) saa vel ved de virkelige Belastninger som i Brudstadiet.

Ligeledes er mange andre *Material-Egenskaber* (Slidfasthed, Frostsikkerhed, Modstandsevne mod kemiske Angreb m.m.) undersøgt.

Ny Konstruktioner af Jernbeton som Skaller, Skiver og forspændte Konstruktioner er fremkommet, og det teoretiske Grundlag for deres Beregning er søgt udformet.

Udførelsesteknikken og Kontrollen med Arbejdets Udførelse er stadig blevet forbedret og søgt bragt i Overensstemmelse med Resultaterne af den videnskabelige Forskning. Dette gælder i særlig Grad Betonens Udstøbning og senere Behandling. I den maskinelle Udrustning af

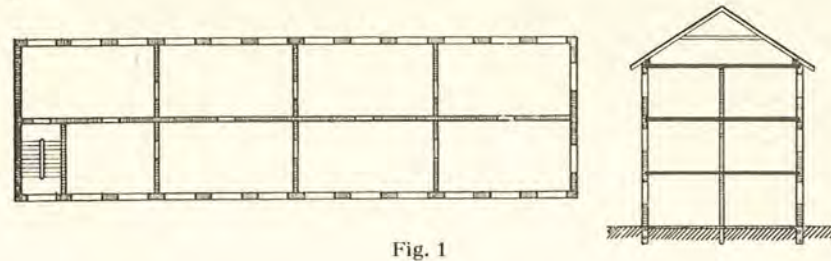


Fig. 1

Arbejdspladserne er foregaaet en stor Udvikling med det Formaal at forbedre Kvalitet og Økonomi.

I Dag staar da Jernbetonen som et anerkendt Byggemateriale med store Anvendelsesmuligheder, som nedenfor nærmere omtalt, og der arbejdes stadig intenst paa alle Fronter for at bringe det endnu videre frem.

Vi gaar nu over til at betragte den nutidige Situation for Jernbetonens Anvendelsesomraade og kan her straks slaa fast, at Jernbeton i stor Udstrækning har fortrængt de klassiske Byggematerialer, Træ og Sten samt det noget nyere Staal.

I Husbygning (*Boliger, Forretnings- og Lagerbygninger, Fabrikker o.l.*) kan der passende skelnes mellem tre Hovedtyper.

Den første er den, der staar det hjemlige, traditionelle Husbyggeri nærmest, idet man her bibeholder Teglstensmurene, saavel Ydermure som Hoved- og Tværskillerum (i de sædvanlige Dimensioner) og kun udfører Etagerne som armerede Betondæk (Fig. 1).

I den anden Hovedtype udnytter man den Omstændighed, at en gennemgaaende Jernbeton-Etage kan virke som en vandret Drager, der kan afstive Huset til Ydermurene, idet disse stadig er af Teglsten. Man kan derfor borttage alle indvendige, murede Skillerum og, dersom man derved faar for store Spændvidder, anbringe et passende Antal indvendige Søjler. En saadan Ordning giver en meget større Frihed i Rumopdelingen (Fig. 2).

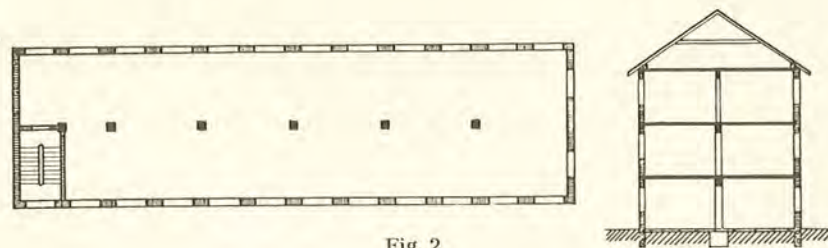


Fig. 2

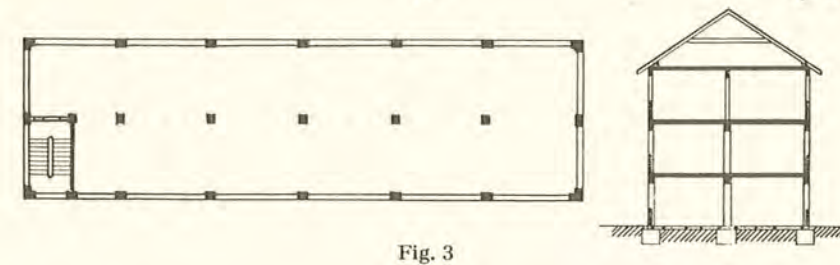


Fig. 3

I den tredie Hovedtype har man yderligere erstattet de udvendige Teglstensmure med Jernbetonsøjler og kommer derved til den Type, som sædvanligvis betegnes som *Jernbetonbindingsværk (Skeletbygninger, helstøble Huse)*. Fadesøjlerne maa selvfølgelig have en saadan Dimension, at de stadig kan afstive Huset i Sideretningen, men de faar alligevel (paa Grund af Jernbetonens større Styrke) en væsentlig mindre Størrelse end de murede Piller, og Huset kan derfor faa større Vinduer. I Facadernes Bindingsværk anbringes Udfyldninger og Brystninger (Fig. 3).

Der findes selvfølgelig en Mængde Varianter inden for disse tre Typer, saaledes er det almindeligt, at Trapperum og Elevatorskakte føres op som bærende Vægge, og herigennem kan yderligere faas en vandret Afstivning af Bygværket.

Endvidere anvendes Jernbeton til *Tagkonstruktioner*, navnlig naar det drejer sig om flade Tage, men ogsaa ved stejle Tage anvendes den. Ligeledes anvendes den til Trapper, Vinduesbrystninger, Blændinger og Vægge, og disse sidste gøres ofte bærende. Ogsaa Fundamenter udføres ofte af Jernbeton.

Til det mere specielle Husbyggeri, hvor Jernbeton med Fordel er anvendt, hører *Teater- og Biografbygninger, Tilskuertribuner, Haller til Sport, Fabrikation, Banegaardshaller o.l.* (Fig. 4, 5, 6, 7).

I det foregaaende er udelukkende tænkt paa det Husbyggeri, der tjener til Ophold for Mennesker som Bolig, Arbejdsplads eller lignende, og som er kendetegnet ved regulære Etager og Trapper. Derudover findes der Bygninger, som vel i det Ydre mere eller mindre har Karakter af Huse, men som nærmere betragtet danner Rammen om (eller er) Produktionsapparater, Lagerbeholdere o. s. v., og hvor kun et faatalligt Betjeningsmandskab opholder sig. Som typiske Repræsentanter for denne Kategori, hvortil Jernbetonen er meget anvendt, og hvortil dens særlige Tilpasningsevne gør den særlig egnet, kan nævnes *Silobygninger til Korn, Cement, Malm m.m., Specialbygværker for Industrien, Vandbeholdere o.l.* Det siger sig selv, at Afgrænsningen mel-

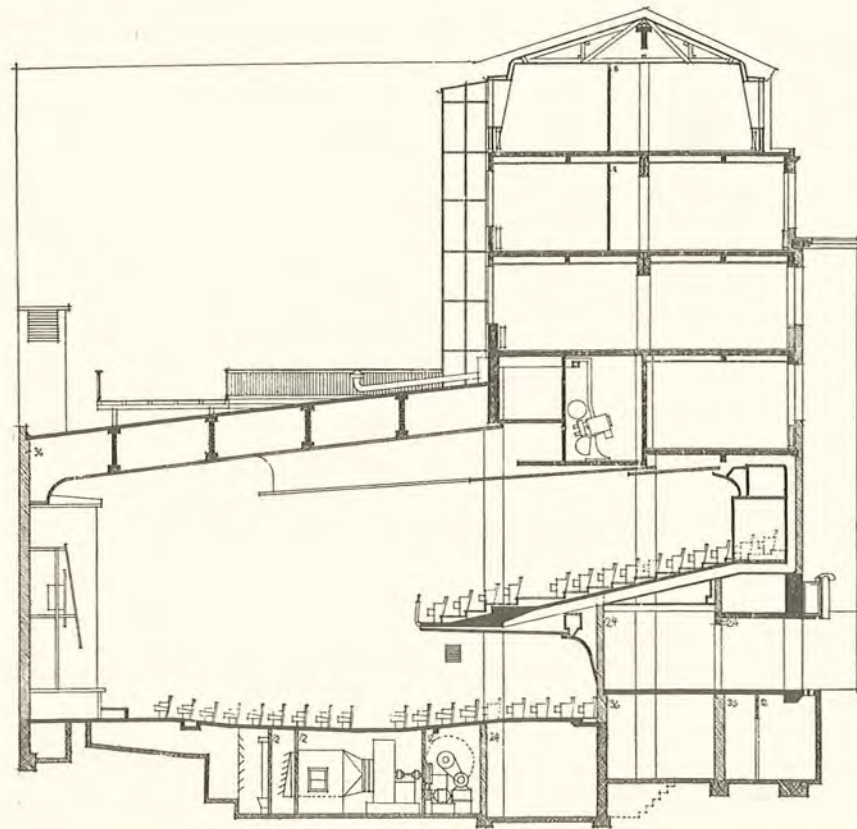


Fig. 4. Snit i Biograf- og Kontorbygning.

lem disse Bygværker og de egentlige Huse er meget udflydende (Fig. 8, 9, 10).

Til *Funderingspæle* er Jernbeton meget anvendelig og har den Fordel over for Træpæle, at de kan anvendes over Grundvandet.

I *Brobygningen* har Jernbetonen fundet en udstrakt Anvendelse, saavel til Overbygninger som til Underbygninger. Der henvises til *Engelund: Brobygning II*.

I *Vandbygningen* er der ligeledes et stort Anvendelsesomraade for Jernbetonen (Spunsvægge, Kajoverbygninger, Sluseporte m.m.). Der henvises til *Lærebøgerne i Vandbygning*.

Under første Verdenskrig, da Jernmanglen var stor, forsøgte man sig en Del, saavel her som i Udlandet, med Skibe af Jernbeton (Fig. 11), men det blev ogsaa ved Forsøget, da de blev for tunge og derfor ikke havde tilstrækkelig Lastevne. Til *Pramme, Lægtene o.l.* bliver Jern-



Fig. 5. Tilskuertribune.



Fig. 6. Fabrikshal.



Fig. 7. Banegaardshal.

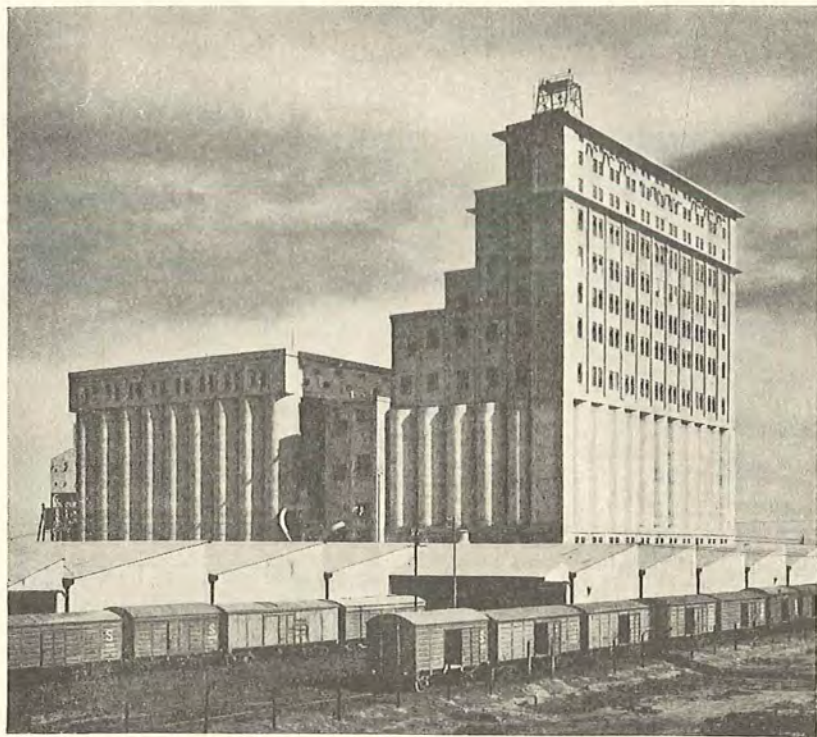


Fig. 8. Kornsilø-Anlæg.

Fig. 9. Cementsiløer.

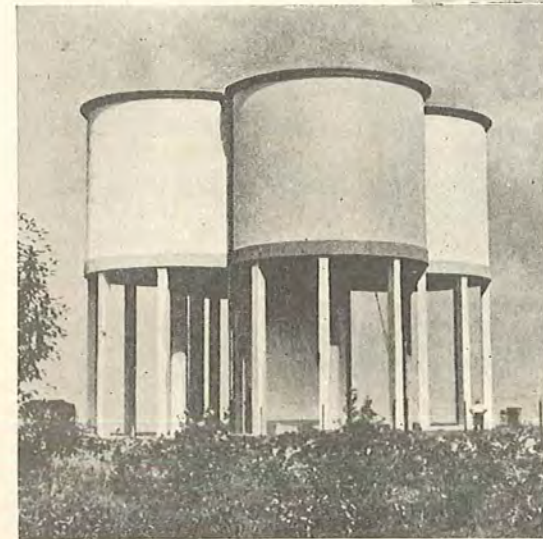


Fig. 10. Vandreservoir.



Fig. 11. Jernbetonskib.

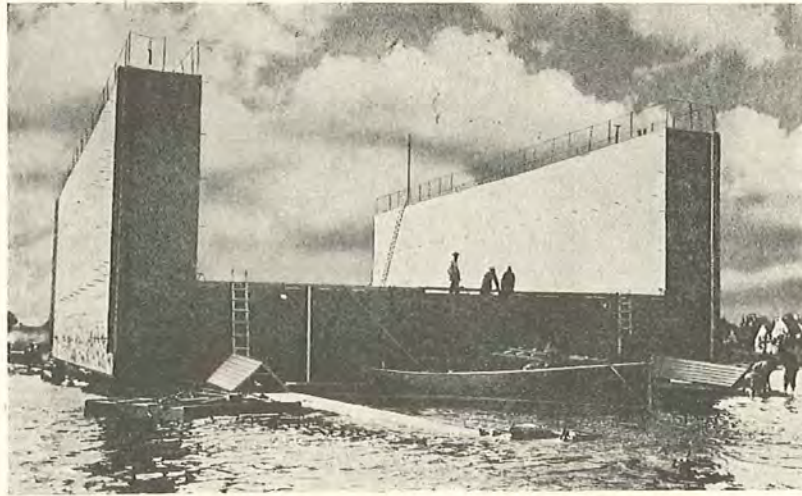


Fig. 12. Flydedok af Jernbeton.

beton derimod anvendt. Fig. 12 viser en Flydedok af Jernbeton.

I moderne *Vejbygning* er Jernbeton meget anvendt og giver jævne og slidfaste Færdselsbaner med lang Levetid (Fig. 13).

Af specielle Bygværker, der udføres af Jernbeton, kan anføres *Skorstene* (Fig. 14) og *Fundamenter og Stativer for Maskiner*, som f. Eks. *Dampturbiner* o. m. a.

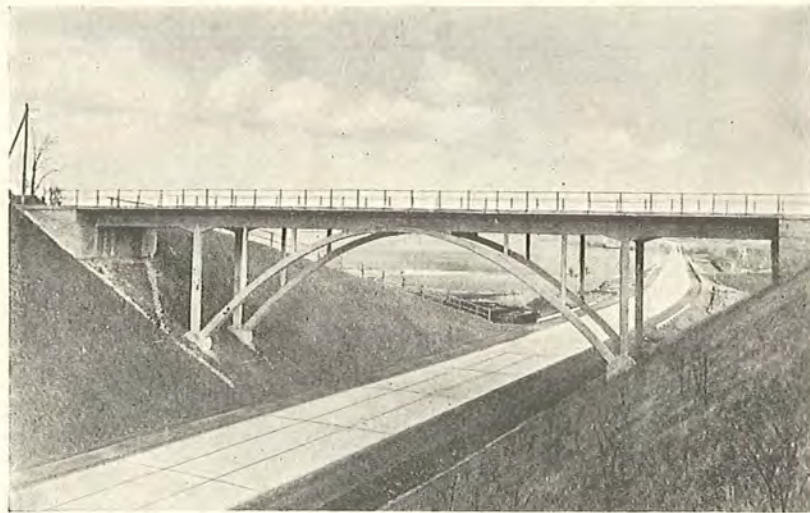


Fig. 13. Vejbane af Jernbeton.

Et særligt og ganske vigtigt Omraade er de *fabriksstøbte Væ- rere* som Monierrør til Kloak og Vand, Master, Stolper, Pæle, Bjælker m.m. De sidste Aars Udvikling af *præfabrikerede Bygværker* har givet dette Omraade en stærkt forøget Betydning.

Til Slut skal nævnes, at *opspændt Jernbeton* (saa vel *for- spændt* som *efterspændt*) finder en stadig voksende Anvendelse.

§ 4. JERNBETON-NORMER

For Jernbetonens Beregning og Udførelse findes i de fleste Lande Normer eller Regulativer, der i øvrigt kan variere meget fra Sted til Sted.

I Danmark anvendes de af *Dansk Ingeniørforening* udgivne Jernbeton-Normer af 1949. Naar der i det følgende er henvist til disse Normer, er der anvendt den forkortede Betegnelse: *Jbfn.*¹⁾

§ 5. BOGSTAVSYMBOLER

I Overensstemmelse med *Jbfn.* vil blive benyttet nedenstaaende Betegnelser:

- p ... bevægelig Belastning pr. Længde- eller Arealenhed,
- g ... hvilende Belastning pr. Længde- eller Arealenhed,
- q ... total Belastning pr. Længde- eller Arealenhed,
- l ... teoretisk Længde,
- M ... bøjende Moment,
- Q ... Transversalkraft,

¹⁾ Dansk Standard: $\text{EDS} \equiv 411$.

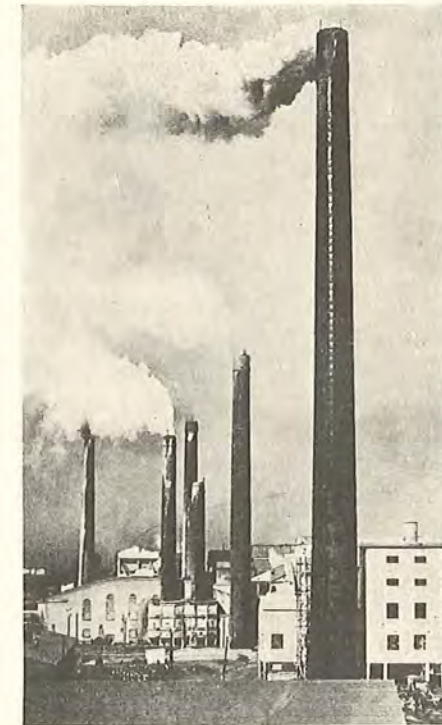


Fig. 14. Skorstene af Jernbeton.

- P ... Enkelkraft,
 N ... Normalkraft,
 σ_j ... Trækspænding i Jern,
 σ_j^c ... Trykspænding i Jern,
 σ_b ... Trykspænding i Beton,
 σ_T ... Betonens Trykstyrke, bestemt ved 20 cm Terninger (Terningstyrken),
 σ_B ... Betonens Bøjningstrykstyrke, bestemt ved Prøvebjælker (Bjælkestyrken),
 σ_F ... Staalets Flydespænding,
 τ_b ... Forskydningsspænding i Beton,
 r_j ... Tilladelig Spænding i Jern,
 r_b ... Tilladelig Bøjningstrykspænding i Beton,
 r_0 ... Tilladelig Trykspænding i Beton,
 r_s ... Tilladelig Søjlepaavirkning,
 E_j ... Staalets Elasticitetskoefficient,
 E_b ... Betonens Elasticitetskoefficient,
 n ... $E_j : E_b$,
 h ... en Bjælkes eller Plades totale Højde,
 h_n ... en Bjælkes eller Plades nyttige Højde,
 h_t ... en Bjælkes eller Plades teoretiske Højde, (= Afstanden mellem Resultanterne af Træk- og Trykspændingerne i et Tværsnit),
 b ... Bredder af et rektangulært Tværsnit eller nyttig Pladebredde i et T-Tværsnit,
 b_0 ... Bredder af Ribben i et T-Tværsnit,
 t ... Pladetykkelsen i et T-Tværsnit,
 x ... Nulliniens Afstand fra den stærkest trykkede Kant,
 I ... Inertimoment,
 F_j ... Tværsnitsareal af strakt Jern,
 F_j^c ... Tværsnitsareal af trykket Jern,
 F_b ... Tværsnitsareal af Beton (uden Fradrag af Jern),
 F_K ... Kærnetværsnit ved beviklede Søjler = Betonarealet inden for Beviklingsjernets Midtlinie,
 d ... Diameter af Armeringsjern,
 φ ... Jernprocent,
 φ_c ... Trykjernprocent for en bøjet Konstruktionsdel,
 V/C ... Vandcementtal,
 T ... Temperatur.

Betydningen af de øvrige anvendte Bogstavssymboler vil fremgaa af Teksten.

2. Afsnit

SNITKRÆFTERNES BESTEMMELSE SPÆNDINGSBEREGNING OG DIMENSIONERING

Med Hensyn til Snitkræfternes Beregning henvises til Statiken, idet man kan anvende saavel *Elasticitetsteorien* som *Plasticitetsteorien*¹⁾.

Ved statisk ubestemte Konstruktioners Beregning efter Elasticitetsteorien regnes $E_b = 210000 \text{ kg/cm}^2$ og Varmeudvideselskoefficienten til 0,00001. Tværsnittenes Inertimomenter og Arealer kan i Reglen med tilstrækkelig Nøjagtighed beregnes for det fulde Betonareal uden at tage Hensyn til Jernet.

I visse Tilfælde (se § 6-8) angiver *Jbfn.* særlige Metoder til Bestemmelse af Snitkræfterne.

§ 6. DELVIS INDSPÆNDING

I Henhold til *Jbfn.* 21 c kan kontinuerlige Plader og Bjælker ved Husbygnings- og lignende Konstruktioner beregnes efter følgende Princip, der støtter sig til Plasticitetsteorien (se ogsaa *Nøkkentved: Statik I*, § 33):

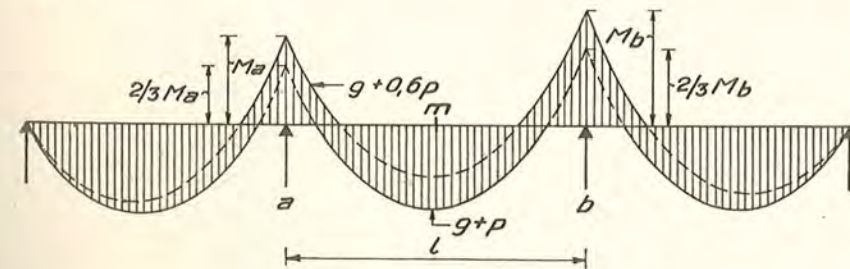


Fig. 15

¹⁾ *Jbfn.* 21b.

Belaster man (Fig. 15) et Fag $a-b$ af en kontinuerlig Bjælke, vil dette Fags Bæreevne først være udtømt, naar Flydespændingen i Jernet er naaet samtidig i Fagmidten m og over Vederlagene a og b , idet det forudsættes, at Betonen ikke har naaet Brudspændingen. Er de dertil svarende Momenter M_m , M_a og M_b , vil det simple Moment svarende til Brud have Størrelsen:

$$M_0 = M_m + \frac{1}{2}(M_a + M_b).$$

Lader man nu M betyde de Momenter, der svarer til tilladelige Jernspændinger, har man normal Sikkerhed i Bjælken. Normerne tillader dog kun, at man fører $\frac{2}{3}$ af Indspændingsmomenterne i Regning, altsaa:

$$M_0 = M_m + \frac{1}{3}(M_a + M_b). \quad (1)$$

Det maa selvfølgelig være en Forudsætning, at Nabokonstruktionerne er stærke nok til at videreføre M_a og M_b , hvoraf f. Eks. følger, at man ved Endeunderstøtninger maa regne Vederlagsmomentet til Nul.

I øvrigt skal Vederlagsmomenterne vælges beliggende mellem fuld Indspænding og $\frac{1}{5}$ deraf.

Normerne bestemmer desuden, at man skal regne med de negative Momenter, som fremkommer, naar den tilfældige Belastning regnes til 0,6 af dens fulde Værdi, og Slutlinien svarer til M_a og M_b .

Er den frie Afstand mellem Understøtningerne l' , skal man regne den teoretiske Spændvidde til mindst:

$$l = l' + \frac{1}{2} \cdot \frac{R_a}{b_a \cdot r_a} + \frac{1}{2} \cdot \frac{R_b}{b_b \cdot r_b}, \quad (2)$$

hvor R er Reaktionen, b Bjælkens Bredde over Understøtningen og r de tilladelige Lejetryk.

Ved Reaktionen's Beregning tages der Hensyn til Vederlagsmomenterne. Man har da:

$$R = R_0 \pm \frac{M_a - M_b}{l}, \quad (3)$$

hvor R_0 er Reaktionen svarende til simpel Understøtning.

Ved andre statisk ubestemte Konstruktioner kan lignende Beregningsmetoder anvendes.

For Bæredæk og sekundære Bjælker i Broer giver *Jbfn.* 21 c særlige Regler. Der henvises til disse og til *Engelund: Brobygning II.*

§ 7. KRYDSARMEREDE, REKTANGULÆRE PLADER

Med Understøtning langs alle fire Sider og ensformig fordelt Totalbelastning, kan (*Jbfn.* 22) følgende empiriske Formel anvendes:

$$M_k + M_l + \frac{1}{2} \cdot \frac{(M_1 + M_3) \cdot l + (M_2 + M_4) \cdot k}{k + l} = \frac{1}{12} qkl. \quad (4)$$

Her er (Fig. 16) k og l Pladens Spændvidder ($k \leq l$), M_k , M_l og M_3 Enhedsmomenterne henholdsvis i Midten og langs Understøtningerne for Snit parallel med den lange Kant, M_l , M_2 og M_4 Enhedsmomenterne henholdsvis i Midten og langs Understøtningerne for Snit parallel med den korte Kant. Vederlagsmomenterne skal kunne videreføres i Nabofagene, hvoraf bl. a. følger, at man skal regne dem lig Nul langs simpelt understøttede Rande. I øvrigt maa M_1 og M_3 ikke vælges større end M_k og M_2 og M_4 ikke større end M_l .

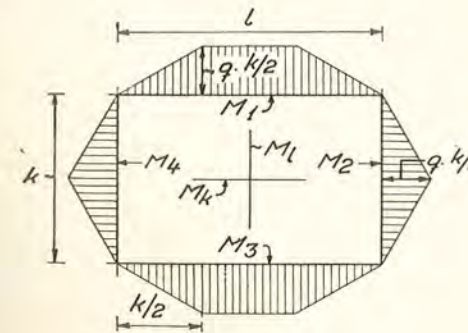


Fig. 16

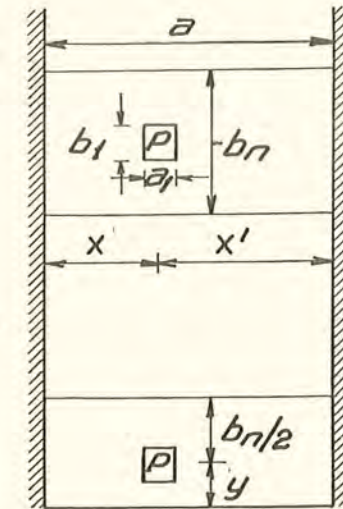


Fig. 17

For M_k og M_l gælder:

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

Indspændingsmomenterne kan regnes at aftage retlinet til Nul i en Afstand af $\frac{1}{5} \cdot k$ fra Understøtningen.

Lejetrykkene kan regnes som Fig. 16 angiver.

Ligning (4) maa ikke anvendes, naar $l > 2k$.

§ 8. ENKELTKRÆFTER PAA PLADER

En Enkeltkraft P , der virker paa et lille Areal $a_0 \cdot b_0$, regnes (Jbfn. 23) at fordele sig under 45° ned gennem eventuelle Slidlag etc. til Jernbetonpladens Overside, hvorved Fordelingsarealet er blevet til $a_1 \cdot b_1$.

For en enkeltspændt Plade (Fig. 17) med Spændvidden a , kan, idet b_1 er parallel med Understøtningerne, den Pladebredde, som Kraften regnes fordelt over, sættes til:

$$b_n = b_1 + 4 \cdot \frac{x \cdot x'}{a} \sqrt{\alpha}, \quad (5)$$

hvor α er Forholdet mellem Fordelingsjernes og Bærejernes Arealer, medens x og x' er Kraftens Afstand fra de to Understøtninger. α maa aldrig regnes større end 1.

Er Kraftens Afstand fra den ene fri Rand $y < \frac{1}{2} b_n$, maa kun regnes med $\frac{1}{2} b_n + y$ (se Fig. 17).

Gennemlokningsarealet $2(a_1 + b_1) \cdot t$ skal undersøges for Forskydningen fra Kraften P .

§ 9. DET TRANSFORMEREDE TVÆRSNIT

Der regnes med Hooke's Lov.

Har man et Jernareal F_j i et Punkt af et Jernbetontværsnit under Belastning, er Jernets Spænding σ_j og Betonspændingen omkring Punktet σ_b , da vil man, fordi Længdeændringen er den samme for begge Materialer, ifølge Hooke's Lov have:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_j}{E_j}$$

eller:

$$\frac{\sigma_j}{\sigma_b} = \frac{E_j}{E_b} = n.$$

Kraften i Jernet er da:

$$P_j = \sigma_j \cdot F_j = \sigma_b \cdot n \cdot F_j.$$

Man ser heraf, at man almindeligt kan regne med Jernarealerne som Betonarealer, naar man erstatter dem med $n \cdot F_j$. Dette kaldes at transformere Jernarealet til Betonareal. Man kan selvfølgelig lige saa godt transformere Betonen til Jernareal og skal da dividere Betonarealerne med n . Man maa erindre, at man i første Tilfælde for at faa den rigtige Jernspænding maa multiplicere Betonspændingen paa Jernets Plads med n , og at man i sidste Tilfælde for at faa Betonspændingen skal dividere Jernspændingen paa Betonens Plads med n .

§ 10. REN BØJNING

a. Vilkaarligt Tværsnit.

Det forudsættes, at Betonen ikke kan tage Trækspændinger (d. v. s.: *Betonen revner til Nullinien*) og at plane Normalsnit forbliver plane efter Belastningens Anbringelse.

Der følger heraf umiddelbart:

Dersom Nulliniens Beliggenhed er kendt, kan det Tværsnit, der bestaar af Betonens Trykareal og det transformerede Jernareal, behandles som et homogent Tværsnit, altsaa efter Formlen:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y,$$

hvor I og y refererer sig til det ovenfor beskrevne Tværsnit.

Forholdenes specielle Karakter og navnlig den Omstændighed, at Trækjernene sædvanligvis kan regnes koncentreret i et Punkt, gør imidlertid, at man ikke altid bruger dette Udtryk, men kan finde Udtrykkene for Spændingerne paa en mere direkte Maade.

Er (Fig. 18) h_n Afstanden fra den stærkest trykkede Kant (med Spændingen σ_b) til det stærkest paavirkede Jern (med Spændingen σ_j), og er x

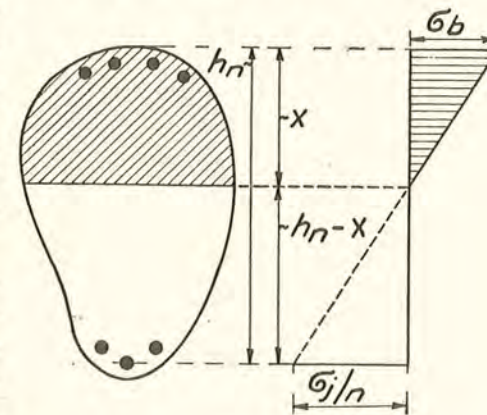


Fig. 18

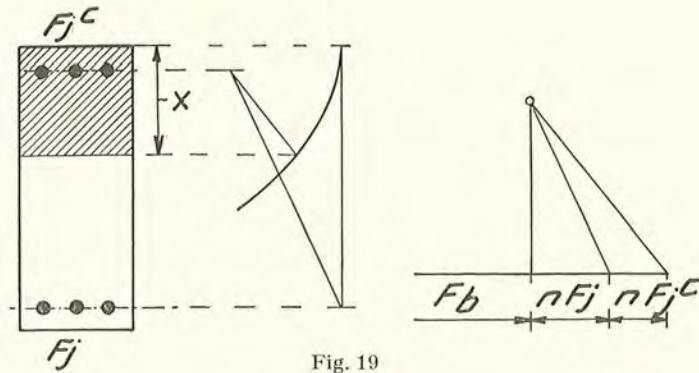


Fig. 19

Afstanden fra den samme Kant til Nullinien, da har man følgende grundlæggende Formler:

$$\sigma_b = \frac{x}{n(h_n - x)} \cdot \sigma_j \quad (6)$$

eller

$$x = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_j}{n}} \cdot h_n, \quad (7)$$

hvoraf en Spænding kan findes, naar den anden Spænding og Nullinien er bekendt, eller Nullinien kan findes, naar de to Spændinger (eller Forholdet mellem dem) er kendt.

Ved det vilkaarlige Tværsnit har man i Reglen ingen anden Udvej end at skønne den virksomme Del af Tværsnittet (d.v.s. Nullinien), og for dette bestemme en ny Nullinie. Er der nu for stor Forskel paa de to Nullinier, maa man regne om med den nye Nullinie som Begrænsning for det virksomme Betonareal og fortsætte paa denne Maade, indtil Overensstemmelsen er tilfredsstillende.

Ved symmetriske Tværsnit med Momentet liggende i Symmetriplanen kender man straks Nulliniens Retning og kan da bestemme Nullinien som Tyngdepunktsakse for det transformerede Tværsnit ved Hjælp af den paa Fig. 19 viste velkendte Konstruktion.

b. Rektangulært Tværsnit uden Trykarmring (Pladebjælker).

1. Spændingsbestemmelse.

Et rektangulært Tværsnit (se Fig. 20) med Bredden b og Højden h er paavirket af et Moment M virkende i den lodrette Symmetriplan og har Trækarmringen F_j i Afstanden h_n fra den trykkende Kant. Afstanden fra Nullinien til den trykkende Kant benævnes x .

Udtrykker man nu, at Nullinien skal være Tyngdepunktsakse for det transformerede Tværsnit, har man:

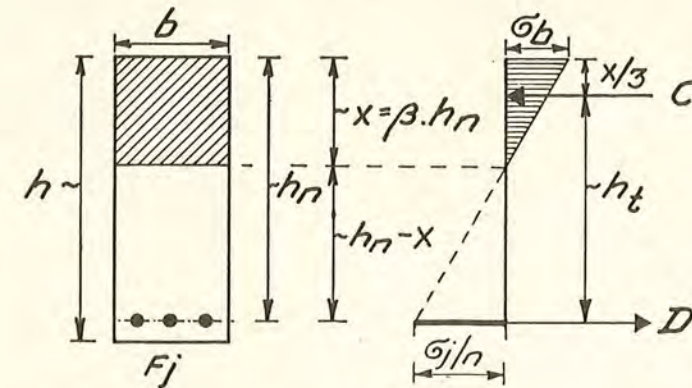


Fig. 20

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} = n \cdot F_j (h_n - x),$$

hvoraf faas:

$$x = \frac{n \cdot F_j}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h_n}{n \cdot F_j}} \right). \quad (8a)$$

Sættes:

$$\beta = \frac{x}{h_n}$$

og Armeringsprocenten:

$$\varphi = \frac{F_j}{b \cdot h_n} \cdot 100,$$

kan dette Udtryk omskrives til:

$$\beta = \frac{x}{h_n} = \frac{n \cdot \varphi}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{200}{n \cdot \varphi}} \right) = 0,15 \cdot \varphi \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{13,33}{\varphi}} \right), \quad (8)$$

idet man i det sidste Udtryk har sat $n = 15$.

Benævnes Trykkraften C , Trækkraften D og Afstanden mellem deres Angrebepunkter h_t , da har man:

$$\left. \begin{aligned} h_t &= h_n - \frac{x}{3} = h_n \left(1 - \frac{\beta}{3} \right), \\ C &= D = \frac{M}{h_t}, \end{aligned} \right\} (9)$$

Herefter er:

$$\sigma_j = \frac{M}{h_t \cdot F_j} = \frac{M}{F_j \cdot h_n \left(1 - \frac{\beta}{3} \right)} = \frac{M}{F_j \cdot \eta \cdot h_n}$$

$$= \frac{M}{\frac{\varphi}{100} \cdot \left(1 - \frac{\beta}{3}\right) \cdot b \cdot h_n^2}, \quad (10)$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\left(1 - \frac{\beta}{3}\right) \cdot h_n \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot x} = \frac{M}{\frac{1}{6} \beta (3 - \beta) \cdot b \cdot h_n^2}$$

$$= \frac{M}{\mu \cdot b \cdot h_n^2}, \quad (11)$$

idet man har sat:

$$\eta = \frac{h_t}{h_n} = \left(1 - \frac{\beta}{3}\right) \text{ og } \mu = \frac{1}{6} \beta (3 - \beta).$$

I Tabel I er, idet $n = 15$, angivet samhørende Værdier for φ , β , γ og μ , hvor $\gamma = \sigma_j / \sigma_b$.

2. Dimensionering.

Ved Dimensionering har man givet r_j og r_b og har da straks af Lign. (7):

$$\beta = \frac{r_b}{r_b + \frac{r_j}{n}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{n}}. \quad (12)$$

Løses Lign. (11) m.H.t. h_n , faas:

$$h_n = \sqrt{\frac{1}{\mu \cdot r_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = c_1 \cdot \sqrt{M_{100}}, \quad (13)$$

idet man sætter:

$$c_1 = \sqrt{\frac{1}{\mu \cdot r_b}}. \quad (13a)$$

M_{100} er Momentet pr. Enhed af Bjælkebredde.

Armeringen pr. Meter Bredde er, idet M_{100} regnes som kgm/m:

$$F_{j100} = \frac{100 \cdot F_j \cdot h_n}{b \cdot h_n} = \varphi \cdot c_1 \sqrt{M_{100}} = c_2 \sqrt{M_{100}}, \quad (14)$$

hvor man har sat:

$$c_2 = c_1 \cdot \varphi. \quad (15)$$

Armeringen kan ogsaa findes af Lign. (10):

$$F_j = \frac{M}{\eta \cdot h_n \cdot r_j}. \quad (16)$$

Tabel I.

$$\varphi = 100 \frac{F_j}{b \cdot h_n} \%, \beta = \frac{x}{h_n}, \eta = \left(1 - \frac{\beta}{3}\right), \gamma = \frac{\sigma_j}{\sigma_b},$$

$$\mu = \frac{1}{6} \beta (3 - \beta), n = \frac{E_j}{E_b} = 15.$$

*Ståke
betegnelser: φ β η γ μ*

φ	β	η	γ	μ
0,0	0,000	1,000	∞	0,000
0,1	0,159	0,947	79,4	0,075
0,2	0,217	0,928	54,2	0,101
0,3	0,258	0,914	43,0	0,118
0,4	0,292	0,903	36,5	0,132
0,5	0,320	0,893	32,0	0,143
0,6	0,344	0,885	28,6	0,152
0,7	0,365	0,878	26,1	0,160
0,8	0,384	0,872	24,0	0,168
0,9	0,402	0,866	22,3	0,174
1,0	0,418	0,861	20,9	0,180
1,1	0,433	0,856	19,7	0,185
1,2	0,446	0,851	18,6	0,190
1,3	0,459	0,847	17,7	0,194
1,4	0,471	0,843	16,8	0,199
1,5	0,483	0,839	16,1	0,203
1,6	0,493	0,836	15,4	0,206
1,7	0,503	0,832	14,8	0,209
1,8	0,513	0,829	14,2	0,213
1,9	0,522	0,826	13,7	0,216
2,0	0,531	0,823	13,3	0,218
2,1	0,539	0,820	12,8	0,221
2,2	0,547	0,818	12,4	0,224
2,3	0,555	0,815	12,1	0,226
2,4	0,562	0,813	11,7	0,228
2,5	0,569	0,810	11,4	0,230
2,6	0,575	0,808	11,1	0,232
2,7	0,582	0,806	10,8	0,234
2,8	0,588	0,804	10,5	0,236
2,9	0,594	0,802	10,2	0,238
3,0	0,600	0,800	10,0	0,240

$\sigma_j = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Tabel II.

σ_b	c_1	c_2	β	η	φ	σ_b	c_1	c_2	β	η	φ
0	∞	0,000	0,000	1,000	0,000	25	0,568	0,194	0,273	0,909	0,341
1	11,66	0,009	0,015	0,995	0,001	26	0,550	0,201	0,281	0,907	0,365
2	5,89	0,017	0,029	0,990	0,003	27	0,533	0,208	0,288	0,904	0,389
3	3,96	0,026	0,043	0,986	0,006	28	0,518	0,214	0,296	0,901	0,414
4	2,99	0,034	0,057	0,981	0,011	29	0,503	0,221	0,303	0,899	0,440
5	2,42	0,042	0,070	0,977	0,017	30	0,490	0,228	0,310	0,897	0,465
6	2,04	0,051	0,083	0,972	0,025	31	0,477	0,235	0,317	0,894	0,492
7	1,76	0,059	0,095	0,968	0,033	32	0,465	0,241	0,324	0,892	0,519
8	1,555	0,067	0,107	0,964	0,043	33	0,454	0,248	0,331	0,890	0,546
9	1,395	0,075	0,119	0,960	0,053	34	0,443	0,254	0,338	0,887	0,574
10	1,268	0,083	0,130	0,957	0,065	35	0,433	0,261	0,344	0,885	0,602
11	1,161	0,090	0,142	0,953	0,078	36	0,424	0,267	0,351	0,883	0,631
12	1,073	0,098	0,153	0,949	0,092	37	0,415	0,274	0,357	0,881	0,661
13	0,998	0,106	0,163	0,946	0,106	38	0,406	0,280	0,363	0,879	0,690
14	0,935	0,114	0,174	0,942	0,122	39	0,398	0,287	0,369	0,877	0,720
15	0,879	0,121	0,184	0,939	0,138	40	0,390	0,293	0,375	0,875	0,750
16	0,831	0,129	0,194	0,936	0,155	41	0,383	0,299	0,381	0,873	0,781
17	0,788	0,136	0,203	0,932	0,173	42	0,376	0,305	0,387	0,871	0,812
18	0,750	0,144	0,213	0,929	0,191	43	0,369	0,311	0,392	0,869	0,843
19	0,716	0,151	0,222	0,926	0,211	44	0,363	0,318	0,398	0,867	0,875
20	0,685	0,158	0,231	0,923	0,231	45	0,357	0,324	0,403	0,866	0,907
21	0,657	0,165	0,240	0,920	0,252	46	0,351	0,330	0,408	0,864	0,939
22	0,632	0,173	0,248	0,917	0,273	47	0,346	0,336	0,413	0,862	0,972
23	0,609	0,180	0,257	0,915	0,295	48	0,340	0,342	0,419	0,861	1,005
24	0,588	0,187	0,265	0,912	0,318	49	0,335	0,348	0,424	0,859	1,038
25	0,568	0,194	0,273	0,909	0,341	50	0,330	0,354	0,429	0,857	1,072

I Tabel II er for $n=15$ og $r_j=1000 \text{ kg/cm}^2$ udregnet samholdende værdier af r_b , c_1 , c_2 , β , η og φ .

For vilkaarlige værdier af r_j og r_b findes c_1 og c_2 ved at gaa ind i Tabellen med Betonspændingen:

$$r_b \cdot \frac{1000}{r_j}$$

og aflæse de dertil svarende c -Værdier $c_{1,0}$ og $c_{2,0}$, hvorefter man har:

$$c_1 = c_{1,0} \cdot \sqrt{\frac{1000}{r_j}}, \quad c_2 = c_{2,0} \cdot \sqrt{\frac{1000}{r_j}}.$$

 $\sigma_j = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Tabel II.

σ_b	c_1	c_2	β	η	φ	σ_b	c_1	c_2	β	η	φ
50	0,330	0,354	0,429	0,857	1,072	75	0,247	0,491	0,529	0,824	1,985
51	0,325	0,359	0,434	0,855	1,106	76	0,245	0,496	0,533	0,822	2,024
52	0,321	0,365	0,438	0,854	1,139	77	0,243	0,501	0,536	0,821	2,064
53	0,316	0,371	0,443	0,852	1,173	78	0,241	0,506	0,539	0,820	2,103
54	0,312	0,377	0,448	0,851	1,208	79	0,239	0,511	0,542	0,819	2,142
55	0,308	0,383	0,452	0,849	1,243	80	0,237	0,516	0,546	0,818	2,182
56	0,304	0,388	0,457	0,848	1,278	81	0,235	0,521	0,549	0,817	2,221
57	0,300	0,394	0,461	0,846	1,314	82	0,233	0,526	0,552	0,816	2,262
58	0,296	0,400	0,465	0,845	1,349	83	0,231	0,531	0,555	0,815	2,302
59	0,293	0,405	0,470	0,844	1,385	84	0,229	0,536	0,558	0,814	2,342
60	0,289	0,410	0,474	0,842	1,421	85	0,227	0,541	0,560	0,813	2,382
61	0,286	0,416	0,478	0,841	1,458	86	0,226	0,546	0,563	0,812	2,422
62	0,283	0,421	0,482	0,839	1,494	87	0,224	0,551	0,566	0,811	2,463
63	0,279	0,427	0,486	0,838	1,531	88	0,222	0,556	0,569	0,810	2,504
64	0,276	0,433	0,490	0,837	1,567	89	0,220	0,561	0,572	0,809	2,544
65	0,273	0,438	0,494	0,835	1,605	90	0,219	0,565	0,575	0,809	2,585
66	0,270	0,444	0,498	0,834	1,642	91	0,217	0,570	0,577	0,808	2,626
67	0,267	0,449	0,501	0,833	1,679	92	0,216	0,575	0,580	0,807	2,667
68	0,265	0,454	0,505	0,832	1,717	93	0,214	0,580	0,583	0,806	2,709
69	0,262	0,460	0,509	0,831	1,755	94	0,213	0,584	0,585	0,805	2,750
70	0,259	0,465	0,512	0,829	1,793	95	0,211	0,589	0,588	0,804	2,791
71	0,257	0,470	0,516	0,828	1,831	96	0,210	0,594	0,590	0,803	2,833
72	0,254	0,475	0,519	0,827	1,869	97	0,208	0,599	0,593	0,802	2,875
73	0,252	0,481	0,523	0,826	1,908	98	0,207	0,603	0,595	0,802	2,916
74	0,250	0,486	0,526	0,825	1,947	99	0,206	0,608	0,598	0,801	2,958
75	0,247	0,491	0,529	0,824	1,985	100	0,204	0,612	0,600	0,800	3,000

I Tabel III er yderligere angivet c_1 , c_2 , β og η for de almindeligst forekommende tilladelige Spændinger.

Det bemærkes, at c -Værdierne er angivet saaledes i Tabellerne, at naar man indsætter M_{100} som kgm/m , faar man h_n i cm og F_{j100} i cm^2/m .

Tabel II kan ogsaa anvendes til Spændingsbestemmelse. Man udregner φ , finder η og $\sigma_{b,0}$ i Tabellen og har da:

$$\sigma_j = \frac{M}{\eta \cdot h_n \cdot F_j}, \quad \sigma_b = \sigma_{b,0} \cdot \frac{\sigma_j}{1000}.$$

Tabel III.

σ_j	1300				1400				σ_b
	c_1	c_2	β	η	c_1	c_2	β	η	
50	0,352	0,248	0,366	0,878	0,359	0,224	0,349	0,884	50
55	0,328	0,269	0,388	0,871	0,335	0,244	0,371	0,876	55
60	0,306	0,289	0,409	0,864	0,313	0,262	0,391	0,870	60
65	0,290	0,310	0,429	0,857	0,295	0,280	0,410	0,863	65
70	0,274	0,328	0,446	0,851	0,279	0,299	0,429	0,857	70
75	0,260	0,348	0,464	0,845	0,265	0,315	0,445	0,852	75
80	0,249	0,366	0,479	0,840	0,253	0,334	0,462	0,846	80
85	0,238	0,385	0,495	0,835	0,242	0,350	0,476	0,841	85
90	0,230	0,404	0,509	0,830	0,233	0,366	0,491	0,836	90
95	0,221	0,422	0,523	0,826	0,224	0,383	0,504	0,832	95
100	0,213	0,439	0,536	0,821	0,216	0,399	0,517	0,828	100

σ_j	1500				1600				σ_b
	c_1	c_2	β	η	c_1	c_2	β	η	
50	0,367	0,203	0,333	0,889	0,375	0,187	0,319	0,894	50
55	0,341	0,222	0,355	0,882	0,347	0,203	0,341	0,886	55
60	0,319	0,239	0,375	0,875	0,324	0,219	0,360	0,880	60
65	0,300	0,256	0,394	0,869	0,305	0,235	0,379	0,874	65
70	0,284	0,272	0,412	0,863	0,288	0,250	0,397	0,868	70
75	0,269	0,289	0,429	0,857	0,274	0,266	0,413	0,862	75
80	0,257	0,304	0,445	0,852	0,261	0,280	0,429	0,857	80
85	0,246	0,319	0,459	0,847	0,249	0,294	0,444	0,852	85
90	0,236	0,335	0,474	0,842	0,239	0,307	0,458	0,847	90
95	0,227	0,350	0,487	0,838	0,230	0,322	0,472	0,843	95
100	0,219	0,365	0,500	0,833	0,222	0,335	0,484	0,839	100

3. Eksempler.

Spændingsbestemmelse.

 $M = 8000 \text{ kgm}$, $b = 1,2 \text{ m}$, $h_n = 20 \text{ cm}$, $F_j = 40 \text{ cm}^2$. $\varphi = 40 : (1,2 \cdot 20) = 1,67\%$.Tabel I giver $\mu = 0,208$, $\beta = 0,50$, $\gamma = 15,0$, $\eta = 0,833$.

$$\sigma_b = \frac{8000}{0,208 \cdot 1,20 \cdot 20^2} = 80 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_j = 80 \cdot 15,0 = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

eller:

Tabel III.

σ_j	1800				2000				σ_b
	c_1	c_2	β	η	c_1	c_2	β	η	
50	0,389	0,159	0,294	0,902	0,402	0,137	0,273	0,909	50
55	0,359	0,172	0,315	0,895	0,372	0,149	0,292	0,903	55
60	0,336	0,187	0,333	0,889	0,346	0,162	0,311	0,896	60
65	0,315	0,200	0,351	0,883	0,325	0,173	0,328	0,891	65
70	0,298	0,214	0,369	0,877	0,306	0,184	0,344	0,885	70
75	0,282	0,226	0,385	0,872	0,290	0,196	0,360	0,880	75
80	0,269	0,240	0,400	0,867	0,276	0,207	0,375	0,875	80
85	0,257	0,252	0,414	0,862	0,264	0,218	0,390	0,870	85
90	0,246	0,265	0,429	0,857	0,252	0,229	0,403	0,866	90
95	0,236	0,276	0,442	0,853	0,243	0,240	0,416	0,861	95
100	0,228	0,287	0,455	0,848	0,234	0,250	0,429	0,857	100

σ_j	2200				2400				σ_b
	c_1	c_2	β	η	c_1	c_2	β	η	
50	0,415	0,120	0,254	0,915	0,427	0,106	0,238	0,921	50
55	0,383	0,131	0,273	0,909	0,394	0,116	0,256	0,915	55
60	0,357	0,141	0,290	0,903	0,367	0,125	0,273	0,909	60
65	0,334	0,152	0,307	0,898	0,343	0,134	0,289	0,904	65
70	0,315	0,162	0,323	0,892	0,323	0,143	0,304	0,899	70
75	0,298	0,172	0,338	0,887	0,306	0,153	0,319	0,894	75
80	0,283	0,182	0,353	0,882	0,291	0,161	0,333	0,889	80
85	0,270	0,192	0,367	0,878	0,277	0,170	0,347	0,884	85
90	0,259	0,201	0,380	0,873	0,265	0,179	0,360	0,880	90
95	0,248	0,211	0,393	0,869	0,254	0,187	0,373	0,876	95
100	0,239	0,220	0,405	0,865	0,244	0,196	0,384	0,872	100

$$\sigma_j = \frac{8000}{0,833 \cdot 0,20 \cdot 40} = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Anvendelse af Tabel II:

 $\varphi = 1,67\%$ giver $\eta = 0,833$, $\sigma_{b,0} = 67 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_j = \frac{8000}{0,833 \cdot 0,20 \cdot 40} = 1200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = 67 \cdot \frac{1200}{1000} = 80 \text{ kg/cm}^2.$$

Dimensionering.

 $M = 7500 \text{ kgm}$, $b = 1,5 \text{ m}$, $r_b/r_j = 75/1300$.

Af Tabel III faas $c_1 = 0,260$, $c_2 = 0,348$, $\beta = 0,464$, $\eta = 0,845$.

$$h_n = 0,260 \cdot \sqrt{7500:1,5} = 18,4 \text{ cm.}$$

$$F_{j100} = 0,348 \cdot \sqrt{7500:1,5} = 24,8 \text{ cm}^2, F_j = 24,8 \cdot 1,5 = 37,2 \text{ cm}^2$$

eller:

$$F_j = \frac{7500}{0,845 \cdot 0,184 \cdot 1300} = 37,2 \text{ cm}^2.$$

Tager man h_n noget større, f. Eks. 21 cm, vil dette give en mindre Betonspænding, og Jernarealet kan med tilstrækkelig Nøjagtighed faas som $37,2 \cdot 18,4/21 = 32,5 \text{ cm}^2$.

c. Rektangulært Tværsnit med Trykarmring.

1. Spændingsbestemmelse.

Der findes en Trykarmring F_j^c i Afstanden h_c fra den trykkede Kant (Fig. 21).

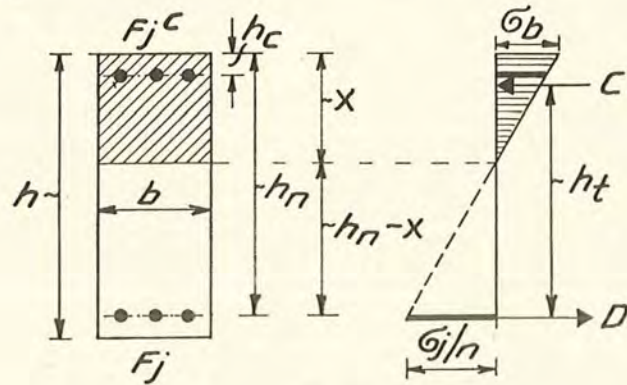


Fig. 21

Man sætter:

$$\varphi_c = \frac{100 \cdot F_j^c}{b \cdot h_n}$$

og

$$\alpha = \frac{\varphi_c}{\varphi} = \frac{F_j^c}{F_j}$$

Udtrykkes, at Tyngdepunktslinie og Nullinie er sammenfaldende, faas:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot F_j^c (x - h_c) = n \cdot F_j (h_n - x),$$

hvoraf findes:

$$x = \frac{n}{b} (F_j + F_j^c) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{n} \cdot \frac{F_j \cdot h_n + F_j^c \cdot h_c}{(F_j + F_j^c)^2}} \right), \quad (17a)$$

Spændingsbestemmelse
 $\frac{1}{2} b x^2 + n \cdot F_j^c (x - h_c) = n \cdot F_j (h_n - x)$
 $I = \frac{1}{2} b x^3 + n \cdot F_j^c (x - h_c)^2 + n \cdot F_j (h_n - x)^2$
 $\sigma_b = \frac{M}{I} x, \quad \sigma_j = \frac{M}{I} n (h_n - x)$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{x}{h_n} = \frac{n (\varphi + \varphi_c)}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{200 (\varphi + \varphi_c \cdot \frac{h_c}{h_n})}{n (\varphi + \varphi_c)^2}} \right) \\ &= \frac{n \cdot \varphi}{100} (1 + \alpha) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{200 (1 + \alpha \cdot \frac{h_c}{h_n})}{n \cdot \varphi (1 + \alpha)^2}} \right) \\ &= 0,15 \cdot \varphi (1 + \alpha) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{1 + \alpha \cdot \frac{h_c}{h_n}}{0,075 \cdot \varphi \cdot (1 + \alpha)^2}} \right), \quad (17) \end{aligned}$$

idet man i det sidste Udtryk har sat $n = 15$.

Er Afstanden mellem Tryk- og Trækcentret h_t , haves:

$$\sigma_j = \frac{M}{h_t \cdot F_j}, \quad \sigma_b = \frac{\sigma_j}{n} \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}. \quad (18)$$

Man kan nøjagtigt nok og næsten altid paa den sikre Side (nemlig naar $\beta > 3 \cdot h_c/h_n$) regne:

$$h_t = h_n - \frac{x}{3}. \quad (19a)$$

Det helt korrekte Udtryk er:

$$\begin{aligned} h_t &= \eta \cdot h_n = h_n - \frac{x}{3} + \frac{n \cdot F_j^c \cdot \frac{x - h_c}{x} \cdot (\frac{x}{3} - h_c)}{\frac{1}{2} \cdot b x + n \cdot F_j^c \cdot \frac{x - h_c}{x}} \\ &= \left(1 - \frac{\beta}{3} + \frac{n \cdot \varphi_c (\beta - \frac{h_c}{h_n}) (\frac{\beta}{3} - \frac{h_c}{h_n})}{50 \cdot \beta^2 + n \cdot \varphi_c (\beta - \frac{h_c}{h_n})} \right) \cdot h_n \\ &= \left(1 - \frac{\beta}{3} + \frac{15 \cdot \varphi_c (\beta - \frac{h_c}{h_n}) (\frac{\beta}{3} - \frac{h_c}{h_n})}{50 \cdot \beta^2 + 15 \cdot \varphi_c (\beta - \frac{h_c}{h_n})} \right) \cdot h_n, \quad (19) \end{aligned}$$

idet man i det sidste Udtryk har sat $n = 15$.

Den grafiske Konstruktion, som er angivet i Fig. 19, danner Basis for Diagrammet i Fig. 22, som gælder for $h_c/h_n = 0,1$. Det er fremkommet

*Dimensionering: $h_n = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$, $M_b = b \left(\frac{h_n}{c_1}\right)^2$. Løst med $F_j = \frac{b}{100} c_2 \sqrt{\frac{M}{b}}$
 eller $F_j = \frac{M}{\varphi \cdot h_n \cdot \beta_j}$. $\Delta M = M - M_b = F_j^c \cdot \sigma_j^c (h_n - h_c)$.
 $\sigma_j = \beta \cdot h_n$; $\sigma_j^c = n \cdot \varphi_j \cdot \frac{x - h_c}{x}$. $\Delta F_j \cdot \beta_j = F_j^c \cdot \sigma_j^c$.*

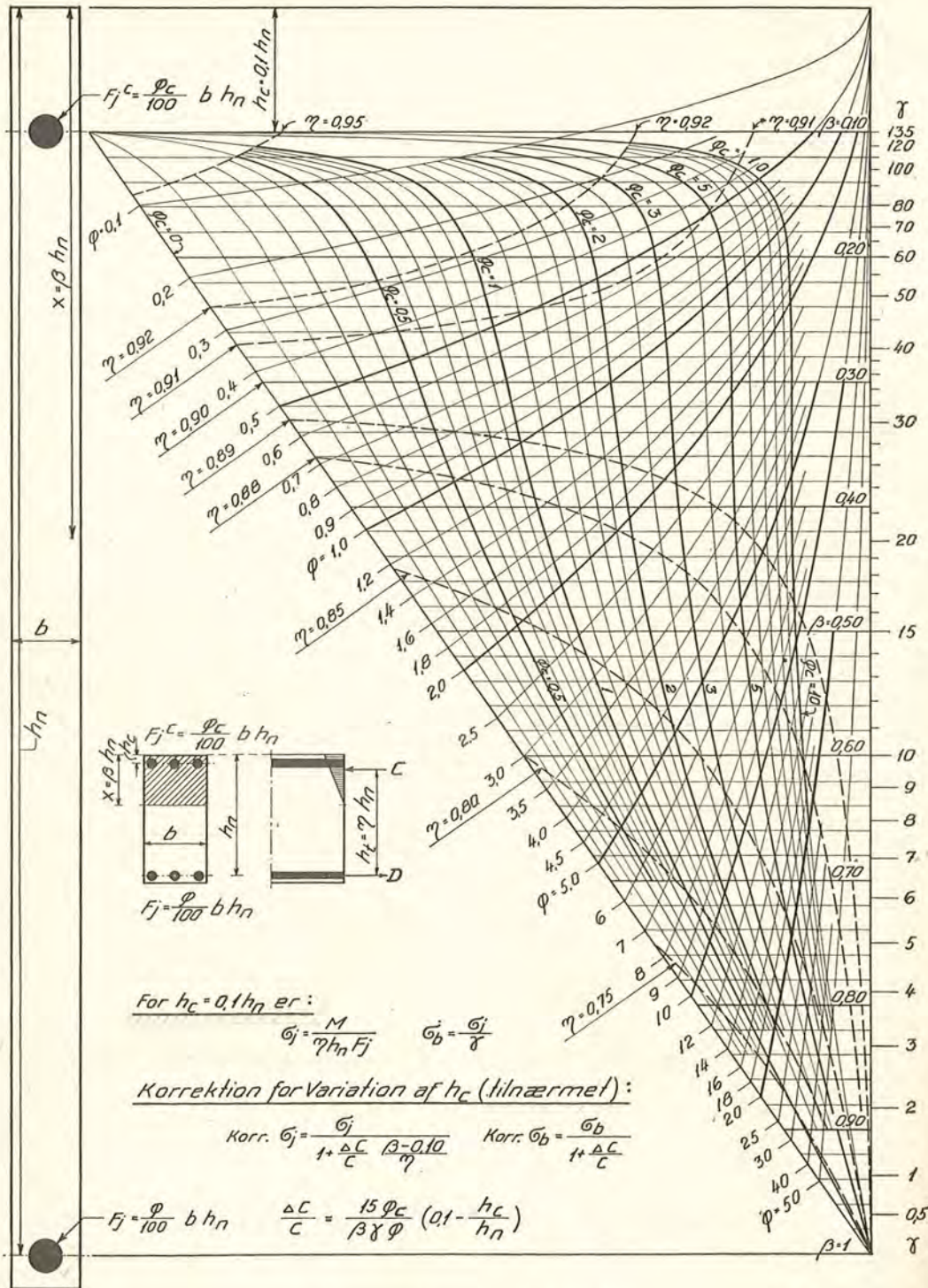


Diagram for rektangulært dobbelt armeret Tværsnit

Fig. 22

ved i Kraftpolygonen at lade F_j repræsentere af en konstant Længde og variere de til Trykjernet og Betonarealerne svarende Kræfter.

Dette Diagram giver sammenhørende Værdier af ϕ , η , β , γ og γ og kan bruges til Løsningen af de samme Opgaver som Lign. (17), (18) og (19). Der er vedføjet nogle Formler til tilnærmet Korrektion af Spændingerne, dersom h_c/h_n er forskellig fra 0,1.

2. Dimensionering.

Dersom M , h_n , b , r_b og r_j er givne, og man uden Trykjern faar Betonspændinger større end r_b , kan man finde det Trykjern, der skal indlægges for at opnaa r_b paa følgende Maade:

Det Moment, der kan optages uden Trykjern, er:

$$M_0 = \frac{1}{c_1^2} \cdot b \cdot h_n^2, \tag{20}$$

og hertil svarer Trækjernet:

$$F_{j,0} = b \cdot c_2 \sqrt{\frac{M_0}{b}}$$

Man har svarende til r_j og r_b :

$$x = \beta \cdot h_n,$$

og Betonspændingen i Afstanden h_c fra den trykkede Kant er da:

$$\sigma_b^c = r_b \cdot \frac{x - h_c}{x},$$

hvorefter faas:

$$F_j^c = \frac{M - M_0}{(h_n - h_c) \cdot n \cdot \sigma_b^c} \tag{21}$$

Forøgelsen af Trækjernet er:

$$\Delta F_j = F_j^c \cdot \frac{n \cdot \sigma_b^c}{r_j}$$

og det samlede Trækjern altsaa:

$$F_j = F_{j,0} + \Delta F_j. \tag{22}$$

Dimensioneringen kan ogsaa foretages paa lignende Maade som for $F_j^c = 0$:

Dersom r_j og r_b er givet, og h_c/h_n og ϕ_c er bekendt, kan η beregnes af Lign. (19).

Trykkraften kan skrives som:

$$C = \left(\frac{1}{2} \beta + 15 \cdot \frac{\phi_c}{100} \cdot \frac{\beta - \frac{h_c}{h_n}}{\beta} \right) \cdot r_b \cdot b \cdot h_n = \alpha \cdot r_b \cdot b \cdot h_n,$$

hvor

$$\alpha = \frac{1}{2} \beta + 15 \cdot \frac{\varphi_c}{100} \cdot \frac{\beta - \frac{h_c}{h_n}}{\beta} \quad (23)$$

Herefter er:

$$M = \alpha \cdot r_b \cdot b \cdot h_n \cdot \eta \cdot h_n = r_b \cdot \alpha \cdot \eta \cdot b \cdot h_n^2 \quad (24a)$$

og altsaa:

$$h_n = \sqrt{\frac{1}{r_b \cdot \alpha \cdot \eta}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = c_1 \cdot \sqrt{M_{100}} \quad (24)$$

$$F_j = \frac{M}{\eta \cdot h_n \cdot r_j}$$

3. Eksempler.

Spændingsbestemmelse.

Et Tværsnit har $h_n = 30$ cm, $b = 100$ cm, $M = 16000$ kgm, $F_j = 48$ cm², $F_j^c = 11,4$ cm², $h_c = 3$ cm.

Man udregner $\varphi = 48:30 = 1,6\%$, $\alpha = 11,4:48 = 0,24$, $\varphi^c = 1,6 \cdot 0,24 = 0,384\%$, $h_c:h_n = 0,1$.

Af Lign. (17), (18) og (19) faas:

$$\beta = 0,15 \cdot 1,6 \cdot 1,24 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{1 + 0,24 \cdot 0,1}{0,075 \cdot 1,6 \cdot 1,24^2}} \right) = 0,464,$$

$$h_t = 30 \left(1 - \frac{0,464}{3} + \frac{15 \cdot 0,384 (0,464 - 0,1) \left(\frac{0,464}{3} - 0,1 \right)}{50 \cdot 0,464^2 + 15 \cdot 0,384 (0,464 - 0,1)} \right)$$

$$= 30 (1 - 0,155 + 0,009) = 30 \cdot 0,854 = 25,6 \text{ cm},$$

$$\sigma_j = \frac{16000}{0,256 \cdot 48} = 1300 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{1300}{15} \cdot \frac{0,464}{1 - 0,464} = 75 \text{ kg/cm}^2.$$

Anvendes Diagrammet Fig. 22, faas for $\varphi = 1,6\%$ og $\varphi_c = 0,384\%$:

$\eta = 0,854$, $\gamma = 17,5$.

$$\sigma_j = \frac{16000}{0,854 \cdot 0,3 \cdot 48} = 1300 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b = \frac{1300}{17,5} = 75 \text{ kg/cm}^2.$$

Dimensionering.

Et Tværsnit har $h_n = 30$ cm, $b = 100$ cm, $M = 16000$ kgm og skal dimensioneres for Spændingerne 75/1300.

$c_1 = 0,26$, $c_2 = 0,348$, $\beta = 0,464$, $x = 0,464 \cdot 30 = 13,9$ cm.

Af Lign. (20), (21) og (22) faas:

$$M_0 = \frac{1}{0,260^2} \cdot 1 \cdot 30^2 = 13300 \text{ kgm},$$

$$F_{j,0} = 1 \cdot 0,348 \sqrt{\frac{13300}{1}} = 40,3 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_b = 75 \cdot \frac{13,9 - 3}{13,9} = 59 \text{ kg/cm}^2,$$

$$F_j^c = \frac{16000 - 13300}{(30 - 3) \cdot 15 \cdot 59} = 11,4 \text{ cm}^2,$$

$$\Delta F_j = 11,4 \cdot \frac{15 \cdot 59}{1300} = 7,7 \text{ cm}^2,$$

$$F_j = 40,3 + 7,7 = 48 \text{ cm}^2.$$

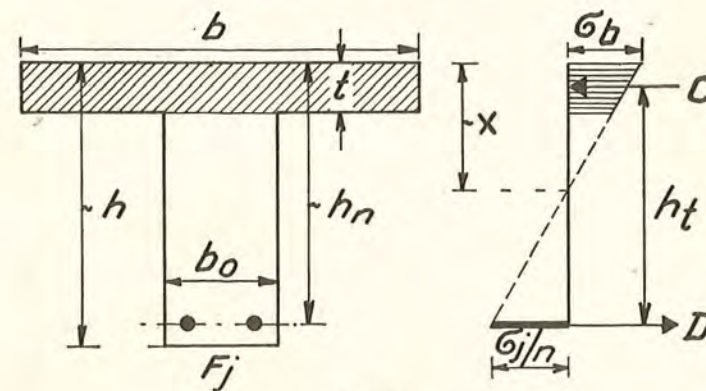


Fig. 23

d. T-Bjælker.

I Fig. 23 er vist en T-Bjælke (Ribbebjælke). Pladens Bredde benævnes b , dens Tykkelse t og Kropbredden b_0 . Dens Højde er h , Afstanden fra Trækjernet F_j til den trykkede Kant er h_n , Nulliniens Afstand fra denne Kant er x , og Afstanden mellem Tryk- og Trækcentret er h_t .

1. T-Bjælker med tyk Plade.

Dersom Pladen er saa tyk, at Nullinien falder i denne, adskiller Beregningen sig ikke fra rektangulære Bjælker.

Selvom Nullinien falder et mindre Stykke neden for Pladen, kan man uden væsentlig Fejl regne den som Pladebjælke. Man plejer at sætte Grænsen ved $x = \frac{5}{4} t$.

2. T-Bjælke med tynd Plade.

Trykspændingerne i Kroppen medregnes ikke.

Dersom b_0 er meget mindre end b , begaar man ikke nogen væsentlig Fejl ved at se helt bort fra Trykspændingerne i Kroppen (Fig. 23), og Tværsnittet kan saaledes behandles som et homogent Tværsnit.

Man har:

$$\sigma_j = \frac{M}{h_t \cdot F_j} \quad (25)$$

og Betonspændingen midt i Pladen:

$$\sigma_{b,m} = \frac{M}{h_t \cdot b \cdot t} \quad (25a)$$

hvoraf findes:

$$x = \frac{t}{2} + \left(h_n - \frac{t}{2} \right) \cdot \frac{\sigma_{b,m}}{\sigma_{b,m} + \frac{\sigma_j}{n}},$$

$$\sigma_b = \sigma_{b,m} \cdot \frac{x}{x - \frac{t}{2}} = \frac{\sigma_j}{n} \cdot \frac{x}{h_n - x}. \quad (26)$$

Man kan paa den sikre Side sætte:

$$h_t = h_n - \frac{t}{2}, \quad (27)$$

medens det rigtige Udtryk er:

$$h_t = h_n - \frac{t}{2} + \frac{1}{12} \cdot \frac{t^2}{x - \frac{t}{2}}. \quad (27a)$$

Nulliniens Beliggenhed kan ogsaa findes af:

$$x = \frac{\frac{1}{2}b \cdot t^2 + nF_j \cdot h_n}{b \cdot t + n \cdot F_j}. \quad (28)$$

Findes der Trykjern i Pladen, kan man nøjagtigt nok tage Hensyn til dette ved at forøge b med $n \cdot F_j^c/t$.

I praktiske Beregninger udregner man:

$$h_{n \min} = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

og vælger derpaa som oftest h_n betydeligt større, hvorved man selv ved meget tynd Plade i Reglen altid vil have $\sigma_b < r_b$.

Trykspændingerne i Kroppen medregnes.

Dersom Kroppens Trykspændinger medregnes (Fig. 24), kan Nulliniens Beliggenhed udregnes af Lign. (17), idet:

$$\varphi_c = \frac{(b - b_0) \cdot t}{n \cdot b_0 \cdot h_n} \cdot 100 \quad (29)$$

eller

$$\alpha = \frac{(b - b_0) \cdot t}{n \cdot F_j} \quad (29a)$$

og

$$h_c = \frac{t}{2}.$$

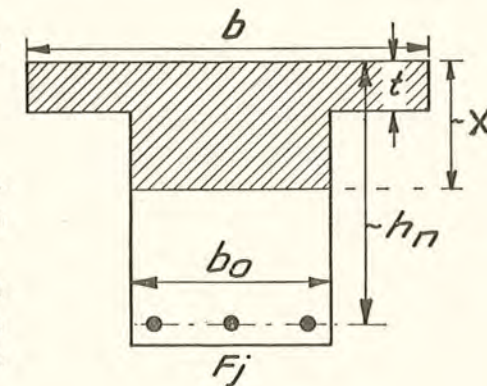


Fig. 24

Derefter kan Spændingerne bestemmes af Lign. (18) eller Diagrammet Fig. 22.

Dette sidste er ganske vist ikke helt rigtigt, men Fejlen er uden Betydning og paa den sikre Side.

3. Nyttig Pladebredde.

Hvis Pladens Bredde bliver for stor, kan den ikke samvirke med Bjælkekroppen.

Den nyttige Pladebredde b forskrives derfor af Jb_{tn} . til den mindste af følgende tre Bestemmelser:

- 1) 8l regnet fra Bjælkesiden og ud til begge Sider.
- 2) Halvdelen af Afstanden fra Maximummomentpunktet og til nærmeste Momentnulpunkt regnet fra Bjælkesiden og ud til begge Sider.
- 3) De faktisk forekommende Pladebredder.

4. Eksempler.

$$M = 25000 \text{ kgm}, h_n = 65 \text{ cm}, b = 120 \text{ cm}, b_0 = 30 \text{ cm}, t = 10 \text{ cm}.$$

Kroppen medregnes ikke.

$$h_{n, \min} = 0,260 \sqrt{\frac{25000}{1,2}} = 37,4 \text{ cm} < 65,$$

$$F_j = \frac{25000}{(0,65 - 0,05) \cdot 1300} = 32 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{b,m} = \frac{25000}{(0,65 - 0,05) \cdot 10 \cdot 120} = 34,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 34,8 + \left(34,8 + \frac{1300}{15} \right) \cdot \frac{5}{60} = 45 \text{ kg/cm}^2.$$

Kroppen medregnes.

Diagrammet Fig. 22 giver, idet $\varphi = 100 \cdot 32 : (30 \cdot 65) = 1,64\%$ og $\varphi_c = (120 - 30) \cdot 10 \cdot 100 : (15 \cdot 30 \cdot 65) = 3,08\%$, at $\eta = 0,895$, $\gamma = 30$ og $\beta = 0,33$, hvorefter faas:

$$\sigma_j = \frac{25000}{0,895 \cdot 0,65 \cdot 32} = 1340 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{1340}{30} = 44,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Da $h_c = 5 \text{ cm} = 0,08 \cdot h_n$, faar man af Korrektionsformlerne:

$$\frac{\Delta C}{C} = \frac{15 \cdot 3,08}{0,33 \cdot 30 \cdot 1,64} (0,1 - 0,08) = 0,057,$$

$$\sigma_j = \frac{1340}{1 + 0,057 \cdot \frac{0,33 - 0,10}{0,895}} = 1320 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{44,8}{1 + 0,057} = 42,5 \text{ kg/cm}^2.$$

§ 11. EXCENTRISK NORMALKRAFT

a. Nullinien falder udenfor Tværsnittet.

Er Excentriciteten saa lille, at Nullinien falder udenfor Tværsnittet, skal man, dersom det er en Tryknormalkraft, regne med hele Beton-tværsnittet plus det transformerede Jernareal.

Er det derimod en Træknormalkraft, skal man alene regne med Jernarealet.

Da det i begge Tilfælde drejer sig om et i Forvejen kendt Tværsnit, kan man bruge de almindelige Formler for skæv Bøjning.

b. Nullinien skærer Tværsnittet.

1. Vilkaarligt Tværsnit.

Skærer Nullinien derimod Tværsnittet, bliver Opgaven betydelig mere kompliceret, naar det drejer sig om at finde Spændingerne for en given Normalkraft, idet den Del af Tværsnittet, der er virksom, ikke paa Forhaand er kendt, og man har, som ved ren Bøjning, i Reglen ingen anden Udvej end at skønne det virksomme Tværsnit og derpaa regne om, indtil passende Overensstemmelse mellem det skønnede Tværsnit og den udregnede Nullinie er opnaaet.

Dersom Nulliniens Retning er bekendt, kan man finde dens Beliggenhed ved en grafisk Konstruktion som angivet paa Fig. 25.

Nulliniens Afstand e fra Kraftangrebepunktet er nemlig bestemt ved:

$$e = \frac{I_x}{S_x} = \frac{2 \cdot F}{s},$$

hvor F og s er angivet paa Figuren.

Heraf faas:

$$\frac{1}{2} \cdot s \cdot e = F,$$

hvoraf man ser, at Nullinien er den Linie, for hvilken F og Arealet af en Trekant med Grundlinie s og Højde e er lige store.

Den omvendte Opgave, at finde Kraftangrebepunktet, naar Nullinien er kendt, er meget lettere, netop fordi man her paa Forhaand kender det virksomme Tværsnit.

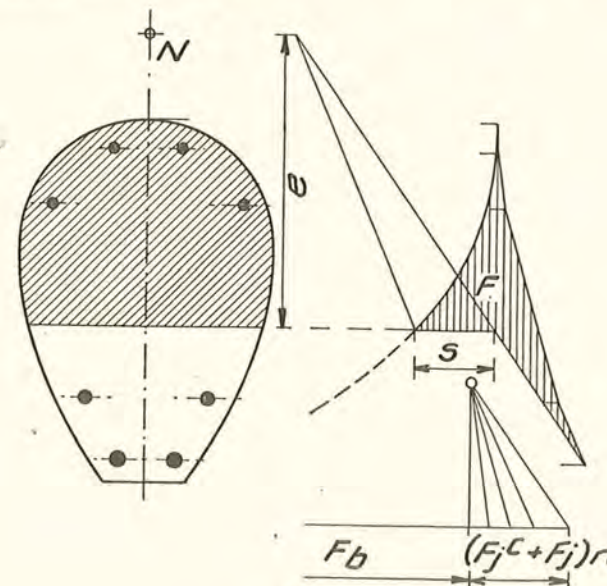


Fig. 25

Lign. (6) og (7) gælder ogsaa i dette Tilfælde.

Der henvises i øvrigt til *Engelund*: Brobygning II, § 2 og til *P.M. Frandsen*: Bygningsstatik II, Art. 41.

2. Rektangulært Tværsnit.

Det antages, at Normalkraften er en Trykkraft virkende i Symmetriplanen (Fig. 26).

Spændingsbestemmelse.

Da den exakte Løsning giver ret komplicerede Udtryk, kommer man nemmere til et Resultat ved at prøve sig frem.

Man skønner x og kan derefter udregne h_t af Lign. (19). Som Vejledning for dette Skøn skal bemærkes, at x skal være større end for Elementær Jernbeton.

$$\text{Nyt } x = \left(100 - \frac{58}{2}\right) \cdot \frac{100}{100 + \frac{1100}{7,5}} + \frac{58}{2} = 58 \text{ cm.}$$

Anvendelse af Diagrammet Fig. 22.

Man vælger $\eta = 0,85$, finder (se Lign. 31 a):

$$\varphi' = 1 \cdot \frac{120}{120 - 0,85 \cdot 100} = 3,4\%$$

og gaar ind i Diagrammet med $\varphi = 3,4\%$ og $\varphi_c = 0,5\%$, hvorved findes $\eta = 0,82$.

Omregning giver:

$$\varphi' = \frac{120}{120 - 0,82 \cdot 100} = 3,2\%,$$

$$\eta = 0,82, \beta = 0,58, x = 58 \text{ cm,}$$

hvorefter Udregningen af Spændingerne kan finde Sted, enten ved Hjælp af Diagrammet eller Formlerne (30).

Dimensionering.

Uden Trykjern.

Idet N, f, b, r_j og r_b er givet, har man (se Fig. 28):

$$h_n = c_1 \sqrt{\frac{N \cdot f}{b}}. \quad (32)$$

Desuden er:

$$x = \beta \cdot h_n, h_t = \eta \cdot h_n,$$

hvor β og η afhænger af r_j og r_b og kan findes i Tabel I.

Trækkraften faas ved at tage Momentet om en vandret Axe gennem Trykkraftens Angrebspunkt og er:

$$D = \frac{N(f - h_t)}{h_t}, \quad (33)$$

hvorefter faas:

$$F_j = \frac{N(f - h_t)}{h_t \cdot r_j}. \quad (34)$$

F_j kan ogsaa findes af:

$$F_j = b \cdot c_2 \sqrt{\frac{N \cdot f}{b}} - \frac{N}{r_j}. \quad (34a)$$

Dersom $f = h_t$, falder Normalkraftens Angrebspunkt og Trykcenteret sammen, og $F_j = 0$. Er $f < h_t$, ligger Angrebspunktet under Trykcent-

teret, og $F_j < 0$. Opgaven har i sidste Tilfælde ikke nogen Løsning og for at faa en saadan, maa man vælge andre Værdier af r_j og r_b , saaledes at r_j/r_b bliver tilstrækkelig lille.

I det foregaaende er regnet med, at N er en Trykkraft. Alle de angivne Formler kan dog ogsaa anvendes for en Trækkraft, naar man blot regner N og f negative.

Med Trykarmring.

φ_c og h_c/h_n antages givet.

η faas af Lign. (19) og \varkappa af Lign. (23), hvorefter:

$$N \cdot f = r_b \cdot \varkappa \cdot \eta \cdot b \cdot h_n^2 \quad (35)$$

og altsaa:

$$h_n = \sqrt{\frac{1}{r_b \cdot \varkappa \cdot \eta}} \cdot \sqrt{\frac{N \cdot f}{b}} = c_1 \sqrt{\frac{N \cdot f}{b}}, \quad (36)$$

hvorefter F_j kan findes af Lign. (34).

3. Diagrammer for rektangulære Tværsnit.

Til direkte Bestemmelse af Spændingerne i rektangulære Tværsnit er udarbejdet følgende 6 Diagrammer, alle med $h_c = 0,1 \cdot h_n$.

Tryk.

$$F_j^c = 0: \text{ Fig. 29,}$$

$$F_j^c = \frac{1}{2} F_j: \text{ Fig. 30,}$$

$$F_j^c = F_j: \text{ Fig. 31.}$$

Træk.

$$F_j^c = 0: \text{ Fig. 32,}$$

$$F_j^c = \frac{1}{2} F_j: \text{ Fig. 33,}$$

$$F_j^c = F_j: \text{ Fig. 34.}$$

Excentriciteten e er regnet ud fra et Punkt, der for Tværsnit uden Trykarmring ligger i Afstanden $h/2 = 0,55 \cdot h_n$ fra den trykkede Kant og for trykarmrede Tværsnit midt imellem Tryk- og Trækarmringen, altsaa $h/2 = 1/2 (h_n + h_c)$ fra den trykkede Kant, hvor h_c er den virkelige Værdi.

Man gaar ind i Diagrammerne med $\varphi = 100 \cdot F_j : (b \cdot h_n)$ og e/h_n og aflæser μ , β og γ , hvorefter man har:

$$\sigma_b = \frac{N \cdot e}{\mu \cdot b \cdot h_n^2}, \quad \sigma_j = \gamma \cdot \sigma_b. \quad (37)$$

Ved andre Trykarmringer kan der interpoleres mellem Diagrammerne.

Ligger Trykjernet ikke i Afstanden $0,1 \cdot h_n$ fra den trykkede Kant, kan man udføre en Korrektion ved Hjælp af Formlerne:

$$\left. \begin{aligned} \text{korr. } \sigma_b &= \frac{\sigma_b}{1 + \frac{\Delta C}{C}}, \\ \text{korr. } \sigma_j &= \frac{\sigma_j}{1 + \frac{\Delta C}{C} \cdot \frac{\beta - 0,1}{1 - \beta/3}}, \end{aligned} \right\} (38)$$

hvor:

$$\frac{\Delta C}{C} = \frac{0,1 - h_c/h_n}{\frac{3,33}{\varphi_c} \cdot \beta^2 + \beta - 0,1}. \quad (38a)$$

Formlerne er tilnærmede, men giver tilstrækkelig nøjagtige Resultater.

Eksempel.

$h = 100$ cm, $b = 30$ cm, $h_c = 6$ cm, $\varphi = 1\%$, $\varphi_c = 3/4\%$, $N = 65$ t, $e = 60$ cm, $h_n = 94$ cm.

Man gaar ind i Diagrammerne i Fig. 30 og 31 med $\varphi = 1\%$ og $e/h_n = 60/94 = 0,64$ og finder for

$$\alpha = 1/2: \quad \mu = 0,176, \quad \beta = 0,62, \quad \gamma = 9,3.$$

$$\alpha = 1: \quad \mu = 0,207, \quad \beta = 0,59, \quad \gamma = 10,2.$$

For $\alpha = 3/4$ have da ved Interpolation:
 $\mu = 0,192, \quad \beta = 0,60, \quad \gamma = 9,7.$

$$\sigma_b = \frac{65000 \cdot 60}{0,192 \cdot 30 \cdot 94^2} = 77 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_j = 9,7 \cdot 77 = 750 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{\Delta C}{C} = \frac{0,1 - 6/94}{\frac{3,33}{0,75} \cdot 0,6^2 + 0,6 - 0,1} = 0,017,$$

$$\text{korr. } \sigma_b = \frac{77}{1,017} = 76 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{korr. } \sigma_j = \frac{750}{1 + 0,017 \cdot \frac{0,6 - 0,1}{1 - 0,6:3}} = 740 \text{ kg/cm}^2.$$

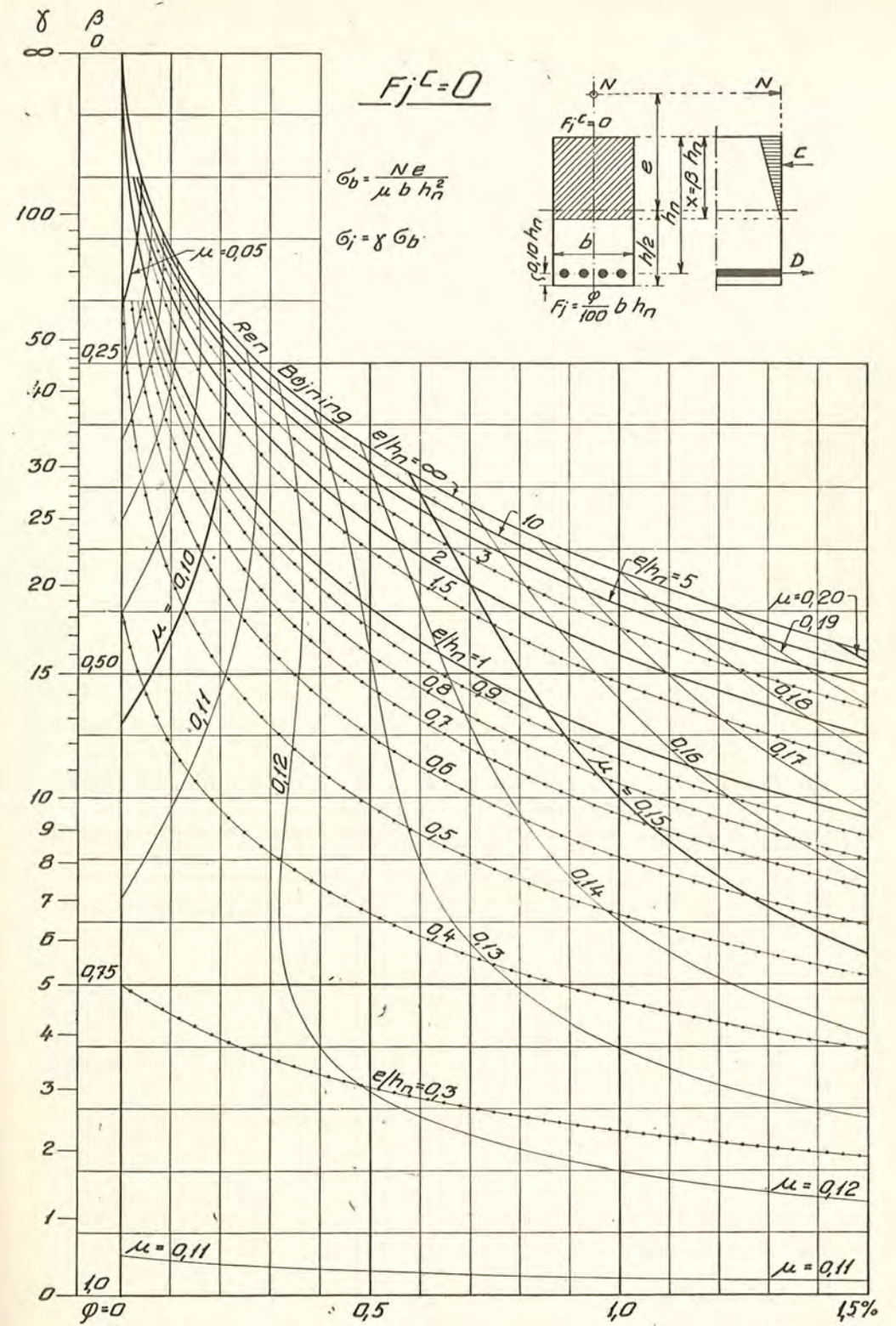


Fig. 29

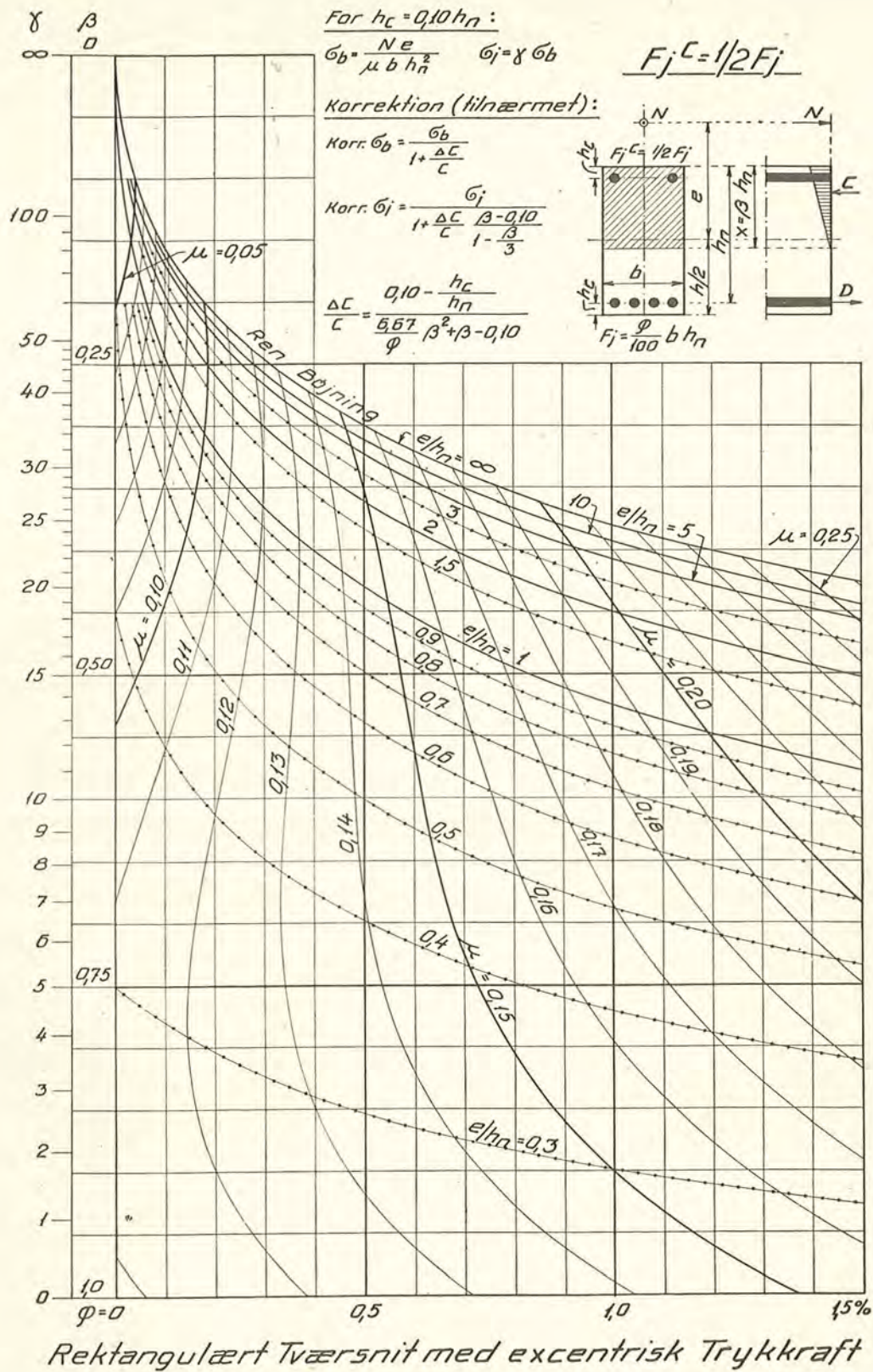


Fig. 30

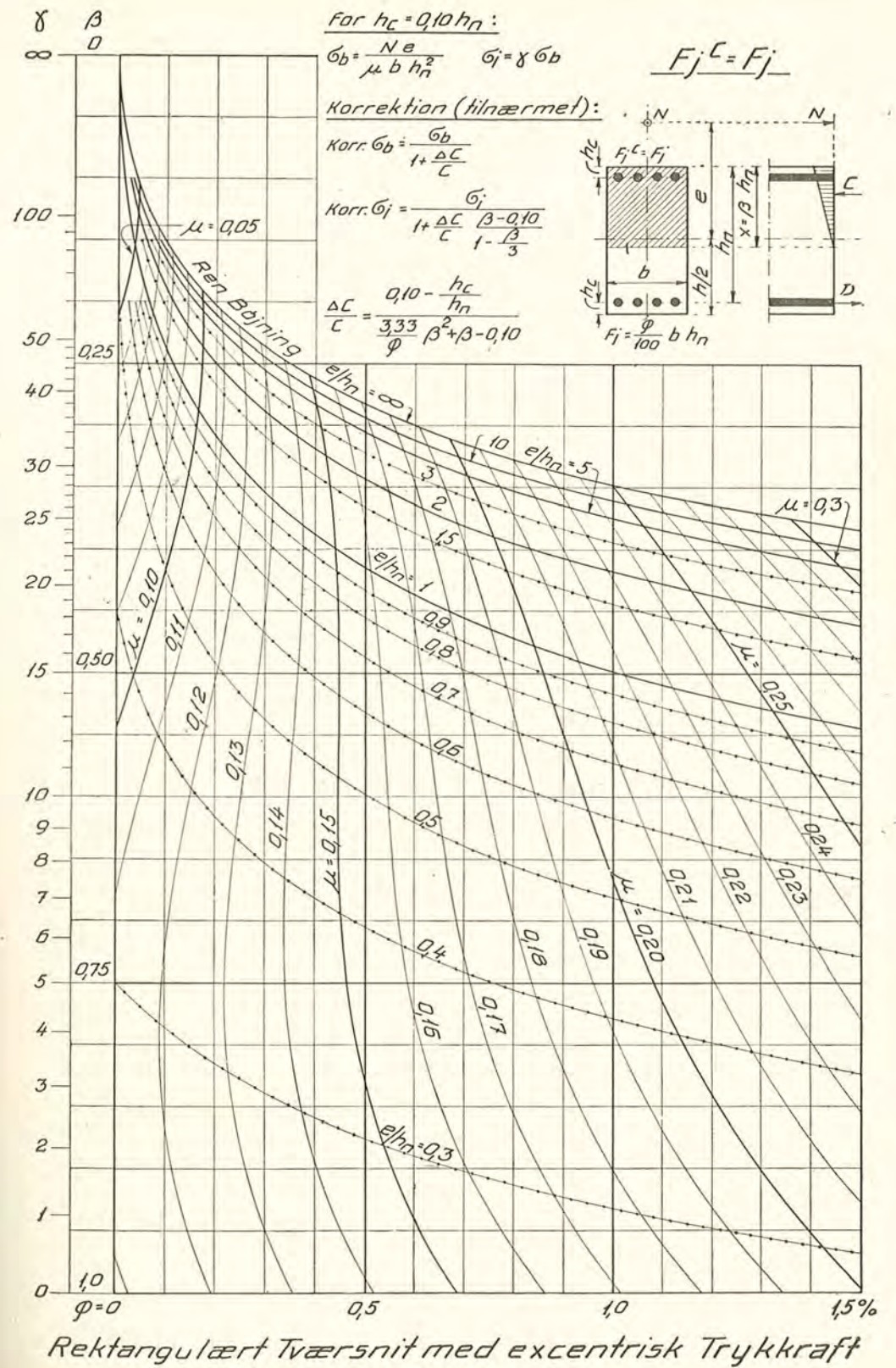
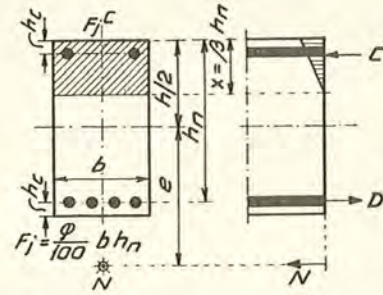


Fig. 31

For $h_c = 0,10 h_n$:

$$\sigma_b = \frac{N e}{\mu b h_n^2}$$

$$\sigma_j = \gamma \sigma_b$$



Henhører til Fig. 32, 33 og 34.

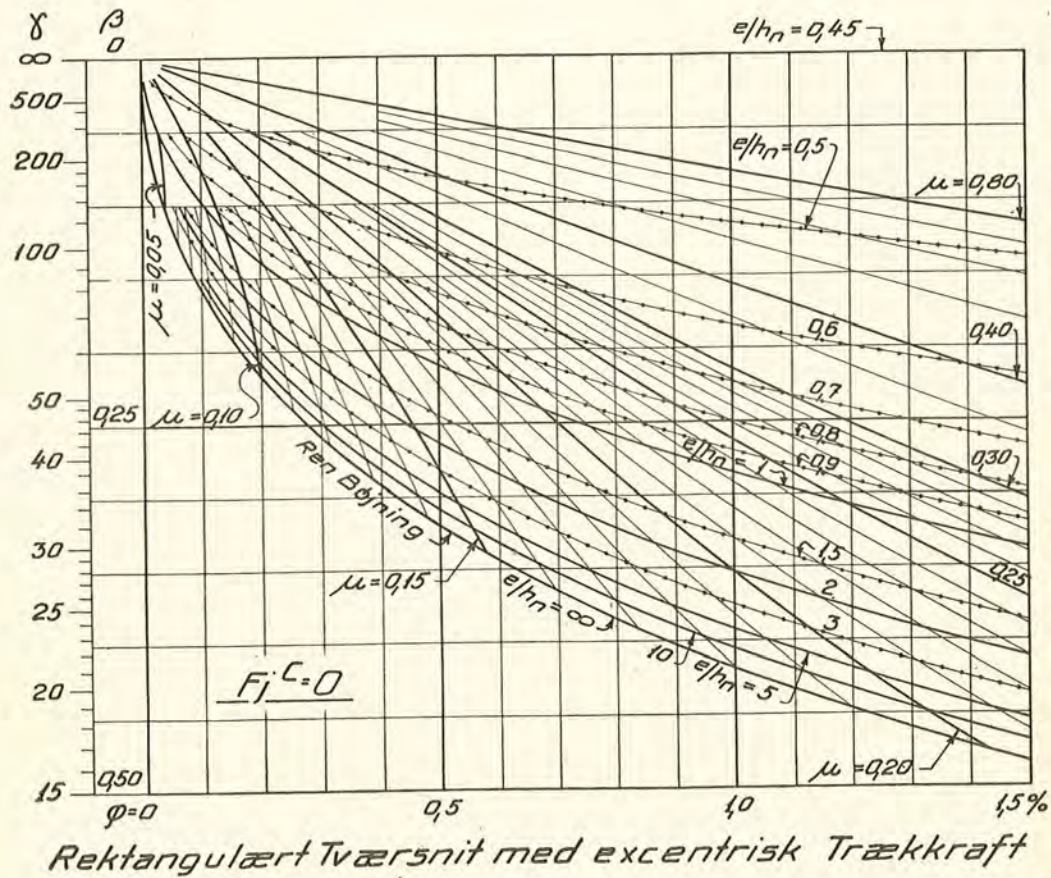


Fig. 32

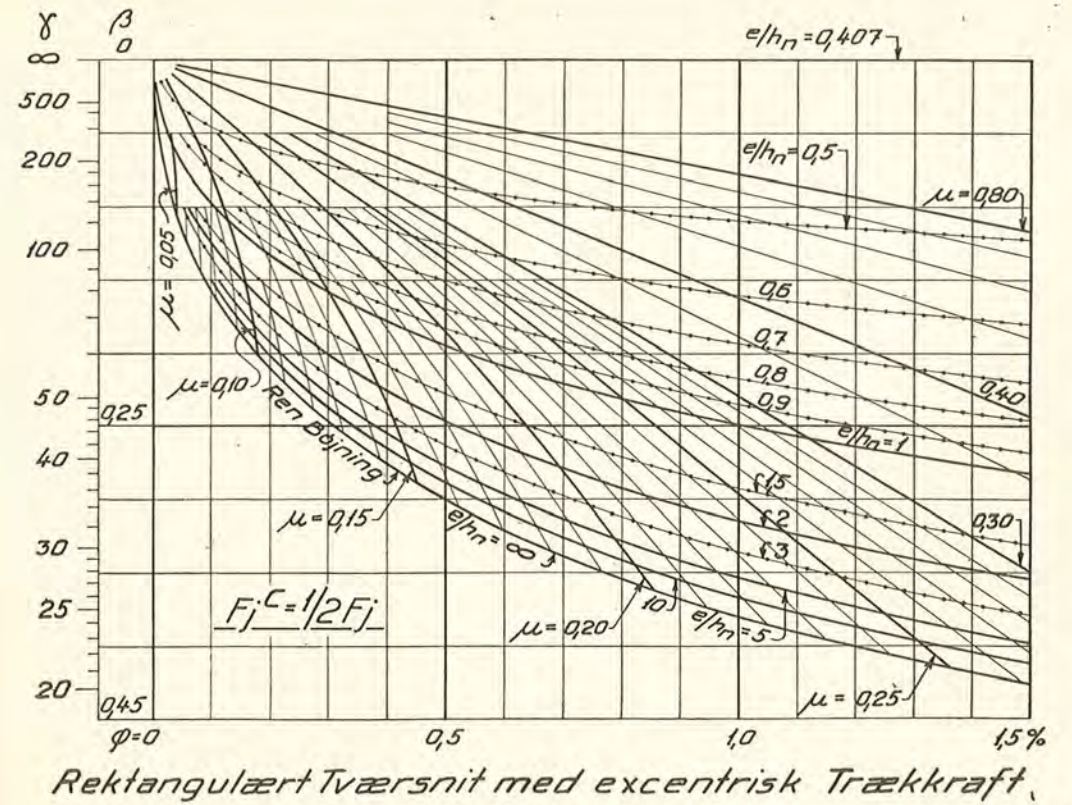


Fig. 33

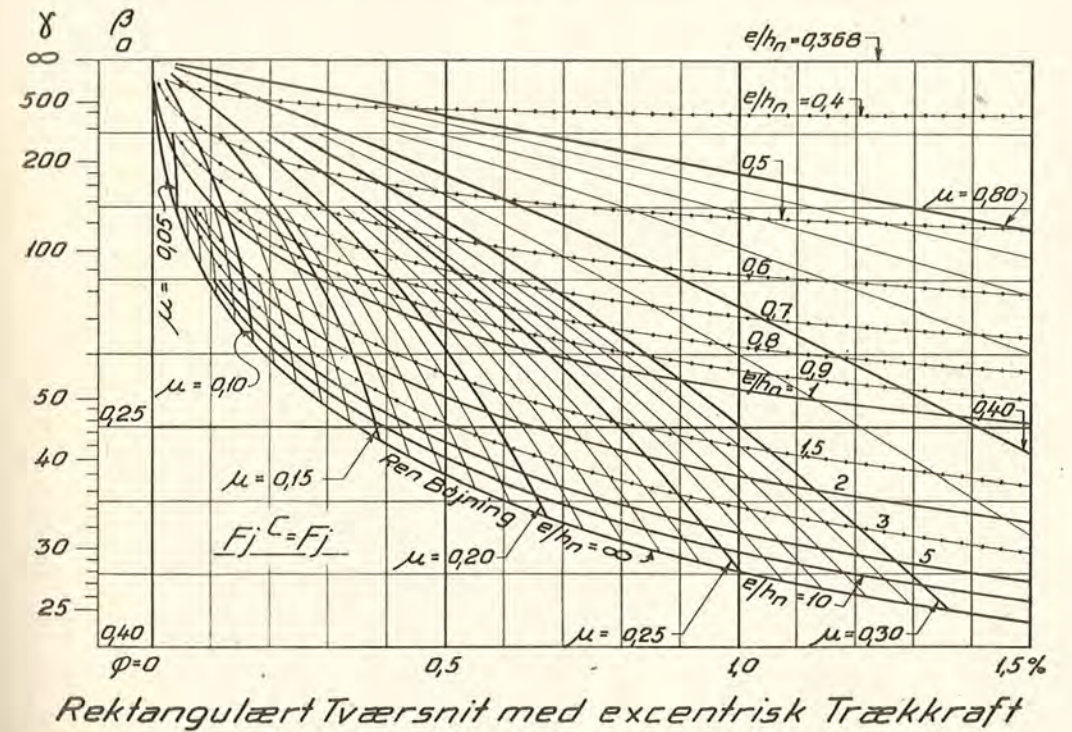


Fig. 34

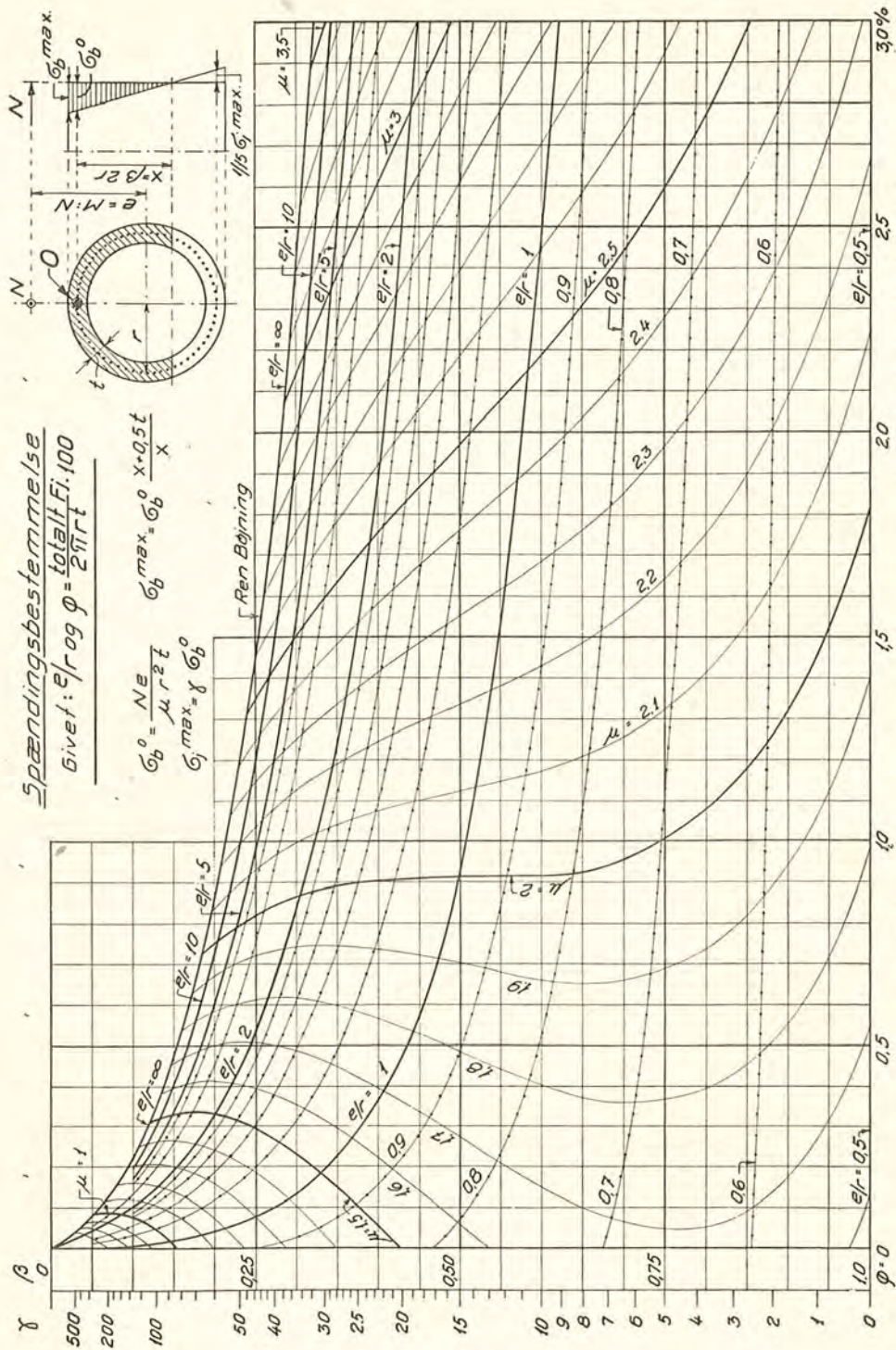


Fig. 35

Diagram for cirkulært Tværsnit med excentrisk Trykkræft

4. T-Bjælker.

T-Bjælker med tyk Plade.

Dersom Nullinien ligger i Pladen, kan Tilfældet direkte henføres til det rektangulære Tværsnit.

T-Bjælker med tynd Plade.

Ser man bort fra de Trykspændinger, der optages af Kroppen, kan som en god Tilnærmelse regnes $h_t = h_n - t/2$.

Vil man medregne Kroppen, kan man transformere Pladens frie Flige til Trykjern og derpaa henføre Tilfældet til det rektangulære Tværsnit.

5. Rørførmel Tværsnit¹⁾.

Man har et rørformet Tværsnit med Middeldiameter $2r$ og lille Godstykkelse t i Forhold til Diameteren. Normalkraften N har Afstanden e fra Rørets Centrum, og x er den vinkelrette Afstand fra Nullinien til Midten O af Godstykkelsen.

Desuden sættes:

$$x = \beta \cdot 2r.$$

Der forudsættes jævnt fordelt Længdearmoring, og er denne F_j for hele Røret, sættes:

$$\varphi = \frac{100 F_j}{2\pi r t}.$$

For dette Tværsnit er i Fig. 35 angivet et Diagram til direkte Spændingsberegning.

Man gaar ind i dette med φ og e/r og aflæser μ , β og γ .

Er σ_b^0 Betonspændingen i Punktet O , har man:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b^0 &= \frac{N \cdot e}{\mu \cdot r^2 \cdot t}, \\ \sigma_b^{\max} &= \frac{x + t/2}{x} \cdot \sigma_b^0, \\ \sigma_j^{\max} &= \gamma \cdot \sigma_b^0. \end{aligned} \right\} (39)$$

Eksempel.

For et givet Tværsnit er $r = 40$ cm, $t = 10$ cm, $\varphi = 1,1\%$, $e = 80$ cm, $N = 16$ t.

Man har da $e/r = 80/40 = 2$. Diagrammet giver $\mu = 2,16$, $\beta = 0,335$, $\gamma = 30$, $x = 0,335 \cdot 2 \cdot 40 = 27$ cm.

¹⁾ For massivt, cirkulært Tværsnit, se: J. J. Bisgaard, Bygn. stat. Meddel., 1955, S. 23.

$$\sigma_b^0 = \frac{16000 \cdot 80}{2,16 \cdot 40^2 \cdot 10} = 37 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b^{\max} = 37 \cdot \frac{27 + 10 \cdot 2}{27} = 44 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_j^{\max} = 30 \cdot 37 = 1110 \text{ kg/cm}^2.$$

§ 12. FORSKYDNINGSSPÆNDINGER OG SKRAA HOVEDTRÆKSPÆNDINGER

a. Bjælker paavirket til ren Bøjning.

1. Konstant Tværsnit.

Forskydningsspændingerne faas af:

$$\tau_b = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b}, \tag{40}$$

$$\tau_b^{\max} = \frac{Q}{h_l \cdot b}.$$

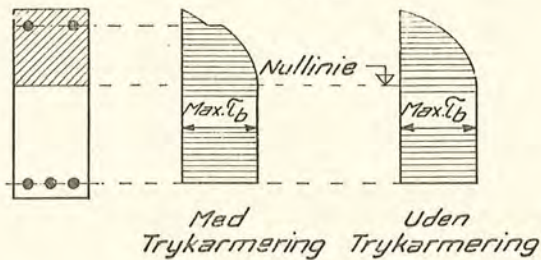


Fig. 36

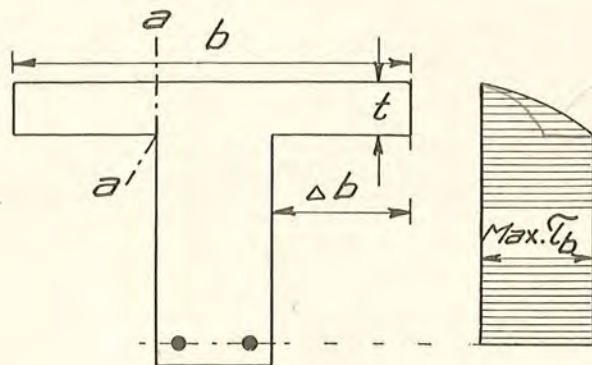


Fig. 37

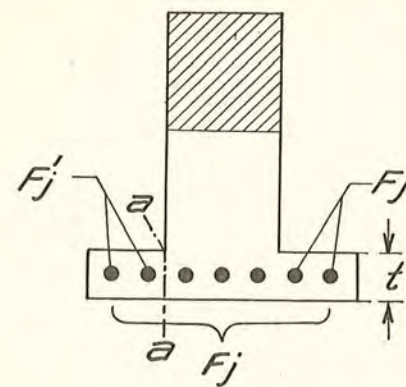


Fig. 38

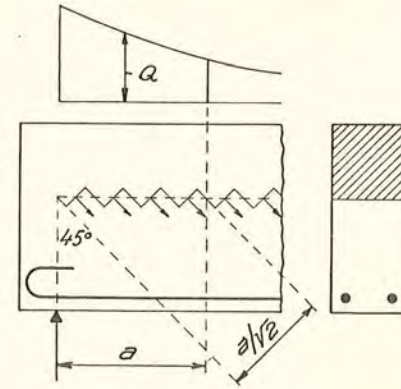


Fig. 39

Med Forudsætningen om, at Betonen ikke tager Træk, er τ_b konstant og lig τ_b^{\max} mellem Trækjernet og Nullinien. Hovedspændingerne gaar her under 45° og er ogsaa lig τ_b^{\max} .

I Fig. 36 er angivet Forskydningsspændingernes Forløb for rektangulært Trærsnit uden og med Trykarmoring.

For et T-Tværsnit er Forløbet af τ_b som vist paa Fig. 37, idet:

$$\tau_b^{\max} = \frac{Q}{h_l \cdot b_0}. \tag{41}$$

I det lodrette Snit a-a ved Roden af Fligen er:

$$\tau_b = \frac{Q \cdot \Delta b}{h_l \cdot b \cdot t}. \tag{42}$$

Adhæsionsspændingen mellem Betonen og Trækjernet er:

$$\tau_{adh} = \frac{Q}{h_l} \cdot \frac{1/4 \pi \cdot d^2}{F_j \cdot \pi \cdot d} = \frac{Q}{4 \cdot h_l \cdot F_j} \cdot d. \tag{43}$$

hvor d er et vilkaarligt Jerns Diameter.

Har man et Tværsnit som Fig. 38, bliver for Snit a-a:

$$\tau_b = \frac{Q}{h_l \cdot t} \cdot \frac{F_j'}{F_j}. \tag{44}$$

Summen af Hovedtrækspændingerne svarende til et vandret Snit i Bjælken beliggende mellem Nullinien og Trækjernene er paa Strækningen a (se Fig. 39):

$$\frac{1}{h_l \cdot \sqrt{2}} \cdot \int_a Q dx. \tag{45}$$

Er τ_b over en vis Størrelse (over $0,1 \cdot r_b$), skal der indlægges Jern til at optage Hovedtrækspændingerne. Herfor vil blive gjort nærmere Rede i § 17 e.

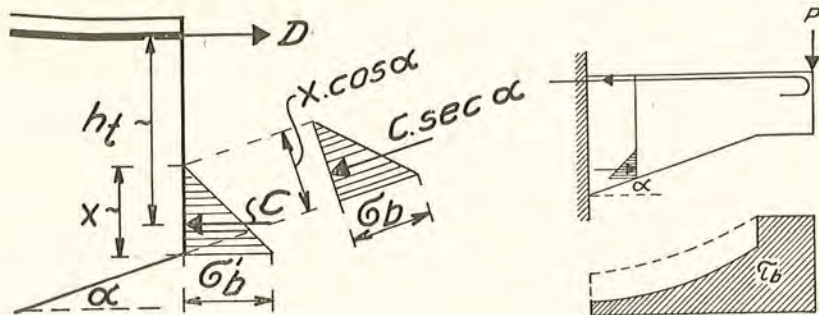


Fig. 40

Fig. 41

2. Variabelt Tværsnit.

Et enkelt Tilfælde skal omtales:

Paa Fig.40 er vist en rektangulær Bjælke med vandret Overside, medens Undersiden hælder Vinklen α . Momentet regnes at give Træk i Oversiden.

Man har for dette Tilfælde:

$$\tau_b^{\max} = \frac{1}{h_f \cdot b} \cdot \left(Q - \frac{M}{h_f} \cdot \text{tg}\alpha \right), \quad (46)$$

og

$$\sigma_b = \sigma'_b \cdot \sec^2 \alpha, \quad (47)$$

hvor σ'_b er Betonspændingen for $\alpha = 0$.

I Fig.41 er vist et Eksempel, hvor det skraverede Areal angiver τ . Det bemærkes, at τ bliver formindsket hen imod Understøtningen, baade fordi Højden vokser, og fordi Bjælkens Underside er skraa.

I øvrigt henvises til den almindelige Teori.

b. Excentrisk Normalkraft.

I Fig.42 er angivet et Eksempel paa Variationen af τ . τ er størst ved Tyngdepunktsaksen og er konstant (τ'_b) fra Nullinien og ned til Trækjernene. Paa denne Strækning gaar Hovedtrækspændingerne under 45° og er lig τ'_b .

Med Hensyn til Ud-

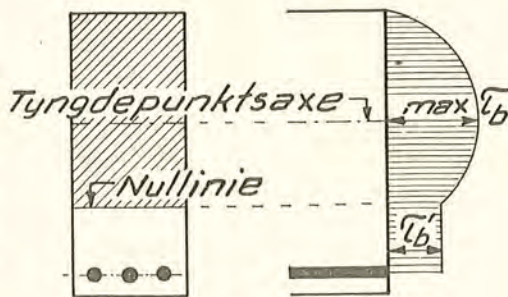


Fig. 42

regningen af τ og Bestemmelsen af den største Hovedtrækspænding henvises i øvrigt til den almindelige Teori.

c. Vridning.

Ved smaa Spændinger regnes med homogent Tværsnit ved Hovedtrækspændingernes Beregning, og disse regnes da optaget alene af Betonen. Ved store Spændinger anvendes *Bredt's Formel* (se *P.M. Frandsen: Bygningsstatik II, 2. Udg. Side 171 og 191*), og der maa indlægges Jern til Optagelse af Trækspændingerne.

§ 13. CENTRALT TRYK

a. Søjler.

Der anvendes *Ritters Formel*:

$$r_s = \frac{r_0}{1 + 0,0001 \cdot \left(\frac{l}{i} \right)^2}, \quad (48)$$

hvor r_s er den tilladelige Søjlepaavirkning, r_0 den tilladelige Trykpaavirkning ($= 0,8 \cdot r_b$), l Søjleens Længde og i det transformerede Søjletværsnits Inertiradius.

Ritters Formel faas ved i Eulerformlen at sætte

$$E_b = 1000 (\sigma_T - \sigma_b),$$

hvor E_b er Elasticitetskoefficienten svarende til σ_b , medens σ_T er Betonens Trykbrudspænding.

Man kan ogsaa skrive:

$$r_s = \frac{r_0}{1 + \left(\frac{l}{i} \right)^2}, \quad (48a)$$

hvor nu l og i maales i henholdsvis m og cm.

For en rektangulær Søjle med mindste Sidelinie a faas, naar man ikke tager Hensyn til Længdearmringens Bidrag til Inertimomentet:

$$r_s = \frac{r_0}{1 + 12 \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2}. \quad (48b)$$

Med $3/4\%$ Længdearmring faas:

$$r_s \sim \frac{r_0}{1 + 11,5 \cdot \left(\frac{l}{a} \right)^2}. \quad (48c)$$

Man bør dog ikke anvende større Værdi af r_s end:

$$r_s = \frac{3}{8} \cdot \frac{r_0}{(l/i)^2}, \quad (48d)$$

som svarer til at sætte $E_b = 1500 \cdot r_0 \text{ kg/cm}^2$ i Eulerformlen. Dette finder Anvendelse ved slanke Søjler (naar Længden er større end ca. 22 Gange mindste Tværmaal).

b. Uden Søjlepaavirkning.

Naar der ingen Fare er for Sideudbøjning ($l=0$), reduceres r_0 ikke. Hvis et Fundament eller lignende med Areal F er centralt belastet over et Areal F_1 , kan man ifølge *Jbten.* forøge den tilladelige Paavirkning paa F_1 til:

$$r = r_0 \cdot \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}, \quad (49)$$

dog aldrig over $2 r_0$.

Det er dog en Forudsætning herfor, at Fundamentet har en saadan Tykkelse, at Linier under

45° udgaaende fra Konturen af F_1 ikke skærer ind i Undersiden. I saa Fald maa F kun regnes som det Areal, der derved afgrænses paa Undersiden (se Fig. 43).

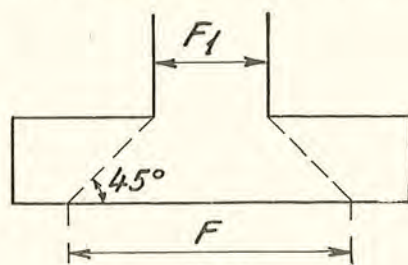


Fig. 43

§ 14. DIMENSIONERING BASERET PAA BRUDSTADIET

I de senere Aar har der været mange Forslag fremme om at basere Dimensioneringen paa Forholdene, som de er paa Brudstadiet. Idet der i øvrigt vedrørende dette skal henvises til *Engelund: Brobygning II*, § 2, og Speciallitteraturen, skal følgende Antydninger gives:

a. Excentrisk Normalkraft.

Der maa her skelnes mellem to Tilfælde, nemlig enten at Bruddet indledes med Trækjernets Flydning, eller at det fremkommer ved Brud i Betonen i den trykkede Zone.

Et rektangulært Tværnsnit med Trækarmring F_j , men uden Trykarmring, er paavirket af en Normalkraft N i Afstanden f fra Trækjernene (Fig. 44). N regnes at indeholde Sikkerhedsgraden.

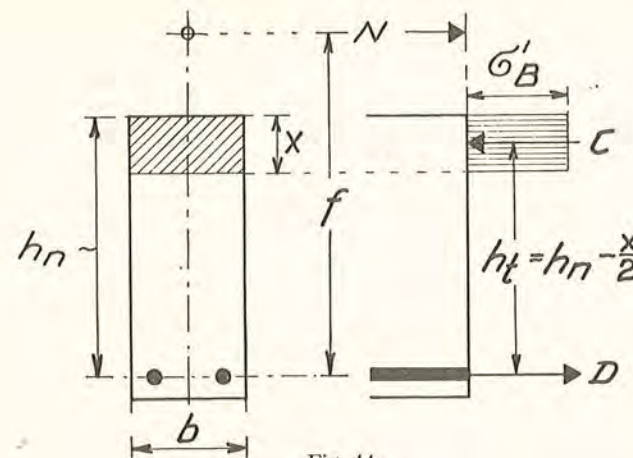


Fig. 44

Dersom Bruddet indledes med Jernets Flydning, har man en konstant Trækraft:

$$D = F_j \cdot \sigma_F$$

og maa desuden have:

$$C = N + D = N + F_j \cdot \sigma_F.$$

Man antager nu, at C fremkalder en jævnt fordelt og for vedkommende Beton karakteristisk Brudspænding σ'_B paa et Areal, der ligger ud til den trykkede Kant. Dette Areals Højde maa da være:

$$x = \frac{C}{b \cdot \sigma'_B},$$

og det Moment, der kan optages af Tværnsnittet altsaa:

$$\begin{aligned} M_{B,j} &= C \left(h_n - \frac{x}{2} \right) = C \left(h_n - \frac{C}{2b \cdot \sigma'_B} \right) \\ &= (N + F_j \cdot \sigma_F) \left(h_n - \frac{N + F_j \cdot \sigma_F}{2b \cdot \sigma'_B} \right), \end{aligned}$$

hvor $M_{B,j}$ er taget omkring Trækjernene. Dette Moment skal være $\geq N \cdot f$.

Dersom x bliver for stor i Forhold til h_n , er en Situation som den forudsatte fysisk usandsynlig, saa hvis x bliver større end f. Eks. $h_n/2$, bør Betondimensionerne forøges eller Betonkvaliteten gøres bedre.

Er det Betonens Knusning, der indleder Bruddet, har Forsøg vist, at man for større Excentriciteter kan regne med en jævnt fordelt Brud-

spænding over et Areal med Højden $x \sim h_n/2$, idet Brudspændingen kan regnes som σ'_B . I dette Tilfælde har man da en fast Værdi:

$$C = \frac{1}{2} b \cdot h_n \cdot \sigma'_B,$$

som giver

$$D = C - N$$

og

$$M_{B,b} = C \left(h_n - \frac{x}{2} \right) = \frac{3}{8} \cdot \sigma'_B \cdot b \cdot h_n^2,$$

hvor $M_{B,b}$ er taget omkring Trækjernene. Dette Moment skal være $\geq N \cdot f$, hvor N indeholder Sikkerhedskoefficienten. Desuden maa man have:

$$F_j \cdot \sigma_F > C - N = \frac{1}{2} b \cdot h_n \cdot \sigma'_B - N.$$

Dersom f bliver lille, er Forudsætningen om $x \sim h_n/2$ ikke mere rigtig. Det er af *Whitney* foreslaaet at regne med:

$$x = 2(h_n - f),$$

hvorved man faar, at $f = h_n/2$ giver $x = h_n$, hvilket er rimeligt.

Man faar i dette Tilfælde:

$$C = b \cdot x \cdot \sigma'_B = 2b(h_n - f) \cdot \sigma'_B$$

og

$$M_{B,b} = 2b(h_n - f) \cdot f \cdot \sigma'_B.$$

Grænsen mellem, hvornaar man skal bruge den ene eller den anden Værdi af $M_{B,b}$, faas ved at sætte dem lige store, hvilket giver:

$$f = \frac{3}{4} \cdot h_n.$$

b. Forskydningspændinger i Bjælker.

Der er af *K. W. Johansen*¹⁾ angivet en Metode til Bestemmelse af Forskydningsarmeringen, der gaar ud fra, at Trækjernene i Brudstadiet i en Bjælke uden Forskydningsarmering ligger løs i Betonen og kun er fastholdt ved Enderne ved Hjælp af Endekroge og en »Friktion«, der fremkommer fra Lejetrykket, og som han har fastslaaet experimentelt. Derved kommer Bjælken til at virke som Bue, og Forskydningspændingerne optages da af denne »Bue«. Da denne Forankring af »Trækstangen« i Reglen ikke er tilstrækkelig, gør han Rede for, hvorledes opbøjede Jern og Bøjler kan styrke Konstruktionen.

¹⁾ *K. W. Johansen*: Om Virkningen af Bøjler og Skraajern i Jernbetonbjælker. Danmarks naturvidenskabelige Samfund, A Nr. 17, Kbh. 1928.

3. Afsnit

KONSTRUKTIONSELEMENTERNES UDFORMNING

§ 15. ALMINDELIGE KONSTRUKTIONSREGLER

a. Betonlaget uden paa Armeringen.

Jbfn. 11.6 foreskriver, at der uden paa de yderste Jern, ogsaa Bøjlerne, skal være mindst følgende Betonlag:

Konstruktioner, hvis Flader ikke er udsat for Vejrlig eller stærk Fugtighed:	1 cm.
Konstruktioner, hvis Flader er udsat for Vejrlig eller stærk Fugtighed:	2 cm.
Udendørs Brobjælker, Brobuer, Brosøjler og Kranskinnebragere:	3 cm.

I særlige Tilfælde, saaledes hvor der er Fare for kemiske eller mekaniske Angreb (f. Eks. i Havvand), gøres Laget eventuelt tykkere.

Afstanden 1 cm er faktisk for lille under Hensyn til Jernenes gode Indstøbning og bør i hvert Fald ved større Betondimensioner, hvor Tabet i Nyttehøjde ikke betyder saa meget, gøres noget større f. Eks. ca. 1,5 cm.

Ved Kamjern o.l. bør man desuden have 1,5 d^1) uden paa selve dette, i hvert Fald i Bjælker.

Selv med den mindste af de ovenfor anførte Dækninger vil Faren for Glidning langs Jernets Periferi altid være større end for Brud langs et Snit, der gaar ud til Overfladen (sml. Fig. 45).

b. Minimumsafstanden mellem parallelle Jern.

Denne fastsættes under Hensyn til, at der skal forefindes saa meget Beton omkring Jernene, at Kraftoverførelse mellem Jern og Beton kan

¹⁾ Sml. § 47 b.

finde Sted, og at en god Omstøbning af Jernene er sikret. Den fri Afstand mellem parallelle Jern i samme Lag skal iflg. *Jbfn.* uden for Stødene være mindst $1,5d$ for Rundjern og $2\sqrt{F}$ for andre Jern. Afstanden maa normalt ikke være under 3 cm. Ved Ærtestensbeton kan man dog gaa ned til 2 cm.

Man maa sørge for, at Stødene er godt spredt, idet en Ophobning af Stød paa eet Sted vil hindre god Omstøbning.

For Rundjern, Kam- og Tentorjern, Istegjern og Vindeljern er nedenfor angivet den Afstand a (regnet fra Midte til Midte af Jern uden for Stødene, se Fig. 45) man kan anvende for Nøddestensbeton. De i Parentes anførte Værdier gælder, naar der ikke findes Overdækningsstød, altsaa f. Eks. for simpelt understøttede Bjælker af moderat Længde.

RUNDJERN:
(d = Diameteren)

d (mm)	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	>30
a (cm)	4,0	4,2	4,4	4,7 (4,6)	5,1 (4,8)	5,5 (5,0)	5,9 (5,5)	6,3 (6,0)	6,7 (6,5)	7,1 (7,0)	7,5	2,5 d

KAMJERN OG TENTORJERN:
(d = Diameteren)

d (mm)	8	10	12	14	>14
a (cm)	3,8	4,0	4,2	4,4	3 d

Den fri Afstand mellem to parallelle Jernlag skal være mindst 1 cm og bør helst tages til 1,5 à 2 cm (se Fig. 45). Ved Kamjern bør man ikke have under $1,5d$.

ISTEGJERN:
(d = det enkelte Jerns Diameter)

d (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20
a (cm)	3,9	4,2	5,0 (4,5)	5,7 (5,4)	6,4 (6,3)	7,2	8,1	9,0

VINDELJERN:
(D = største Tværmaal)

D (mm)	8	10	12	14	17	19	>19
a (cm)	3,8	4,0	4,2	4,4	4,7	4,9	2,5 D

e. Armeringens Forankring og Stødning.

Armeringens Forankring i Betonen er et meget vigtigt Led i Jernbetonens Teknik¹⁾.

Forsøg har vist, at dersom man indstøber en Ende af et lige Rundjern med almindelig Overflade i en Betonklods og paavirker det til Udtrækning, da kan Jernets Vedhængning til Betonen svigte paa Grund af Jernets Tværkontraktion. Denne Virkning begynder ved Klodsens Overflade og kan arbejde sig ind i Betonen og have til Følge, at Jernet trækkes ud. Ved spinklere Jern er Faren for, at Forankringen paa denne Maade skal svigte, dog ikke saa fremtrædende, idet tilfældige Ujævnheder og Bugter paa Jernet danner en passende Hindring, men ved sværere Jern er det en Realitet, som maa tages i Betragtning og imødegaas ved passende Foranstaltninger.

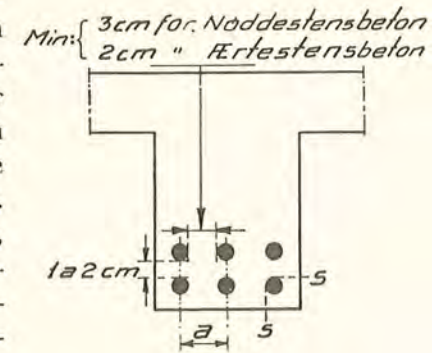


Fig. 45

Forankringen af Armeringsjernene styrkes derfor ofte ved at give Jernene en speciel Udformning, enten lokalt (*Endekroge, Ankerplader*) eller paa hele Længden (*Spiralsnoning, Kamme o.l.*), saaledes at man ikke alene bliver afhængig af Adhæsionen.

Den Længde, der skal til, før et Jern kan regnes fuldt nyttigt, benævnes *Forankringslængden*.

Stødning af Armeringen forekommer, dersom Jernene ikke kan faas eller haandteres i tilstrækkelig lange Længder. I Reglen foregaar Stødningen paa den Maade, at to Jern trækkes saa stort et Stykke tæt forbi hinanden, at det ene Jern er fuldt (tilstrækkeligt) forankret i Betonen, inden det andet holder op. Dette kaldes et *Overdækningsstød*. Det Stykke, de to Jern skal trækkes forbi hinanden, kaldes *Stødlængden* og maa være lig *Forankringslængden*.

¹⁾ Sml. § 47.

Ved Overdækningsstødet foregaar Kraftoverførelsen alene med Betonen som Mellemlid. Ønskes dette undgaaet, kan anvendes Svejsning, Skruemuffer og lignende.

Om Forankringens og Stødenes praktiske Udformning kan i øvrigt gives følgende Regler, der hviler paa et omfattende Forsøgsmateriale.

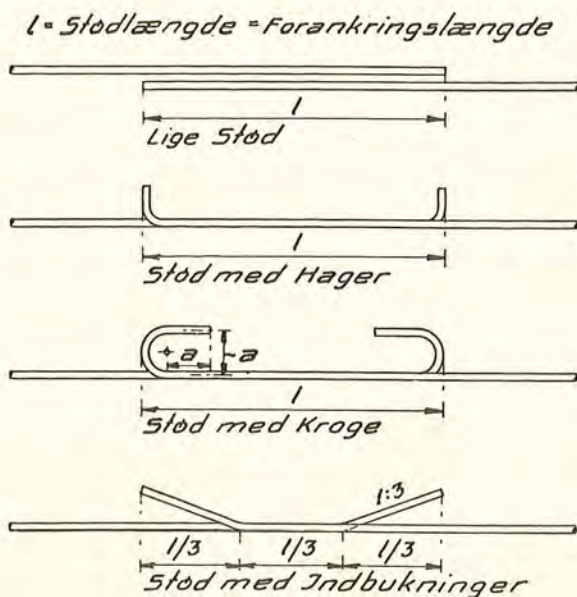


Fig. 46

1. Overdækningsstødet.

Dette har fire Hovedformer, som ses paa Fig. 46, nemlig det lige Stød, Stød med Hager, Stød med Kroge og Stød med Indbukning.

Hagerne gives i Reglen en Længde paa $6d$, dog mindst 5-6 cm, medens Krogene (*Considère-Kroge*) udformes som Fig. 46 viser, idet Længden a er ca. $6d$, men i øvrigt noget forskellig for de forskellige Jerntyper, som neden for nærmere angivet. Ved Indbukningsstødet, der anvendes ved Kamjern og Tentorjern, løber Jernene forbi hinanden i Midten paa $\frac{1}{3}$ af Stødlængden, og de fri Ender bøjes derpaa ind i Betonen under en Hældning 1:3, hvorved man opnaar, at Forankringen finder Sted i Betonens Indre.

Ved Stød uden Kroge kan man som formel Regneregul bruge, at Kraftoverførelsen til Betonen sker jævnt over hele Stødlængden, og ved Stød med Kroge, at selve Krogen tager $\frac{1}{3}$ til $\frac{1}{2}$ af Kraften, medens Resten fordeles jævnt over Stødlængden.

For de almindeligst brugte Armeringsjern kan herefter iflg. *Jbtl.* 11.4 og 5 følgende Regler anvendes:

Rundjern.

Trækjern.

- $d \leq 12$ mm: Lige Stød, Stødlængde $50 d$.
 $d \leq 14$ mm: Stød med Hager, Stødlængde $50 d$.
 $d > 14$ mm: Stød med Kroge, Stødlængde $30 d + 10$ cm.
 Kroge udføres med $a = 6 d$.

Dersom for normal Belastningstilfælde $r_j > 1500$ kg/cm², skal Stødlængden multipliceres med $r_j/1500$.

Trykjern.

Der anvendes i Reglen lige Stød ved alle Jerndiameter. Stødlængde $30 d$.

Kamjern. ($\sigma_F = 4200$ kg/cm²).

Trækjern.

- $d \leq 14$ mm: Lige Stød, Forankringslængde $37 d + 10$ cm.
 $d > 14$ mm: Stød med Indbukning, Forankringslængde $37 d + 10$ cm.
 Kroge udføres med $a = 8 d$.

Dersom for normale Belastningstilfælde $r_j > 2050$ kg/cm², skal Stødlængden multipliceres med $r_j/2050$.

Trykjern.

Der anvendes lige Stød. Stødlængde $23 d$.

Istegjern. (d er Diameteren af det enkelte Jern).

Trækjern.

- $d \leq 12$ mm: Lige Stød, Stødlængde $57 d + 10$ cm.
 $d > 12$ mm: Stød med Kroge, Stødlængde $32 d + 10$ cm.
 Kroge udføres med $a = 8 d$.

Dersom for normal Belastningstilfælde $r_j > 2000$ kg/cm², skal Stødlængden multipliceres med $r_j/2000$.

Trykjern.

Istegjern maa normalt ikke medregnes som Trykarmring.

Tentorjern. ($\sigma_j = 5200 \text{ kg/cm}^2$).

Trækjern.

$d \leq 14 \text{ mm}$: Lige Stød, Stødlængde $40d + 10 \text{ cm}$.
 $d > 14 \text{ mm}$: Stød med Indbukning, Forankringslængde $40d + 10 \text{ cm}$.
 Kroge udføres med $a = 8a 10d$.

Dersom for normal Belastningstilfælde $r_j > 2200 \text{ kg/cm}^2$, skal Stødlængden multipliceres med $r_j/2200$.

Trykjern.

Der anvendes lige Stød. Stødlængde $23d$.

2. Stødning ved Svejsning.

Ved svejste Stød har man den store Fordel, at Stødet ikke tager nogen Plads op.

Ved fuld Stumpsvejsning kan der regnes med $0,8 \cdot r_j$ i Svejsfugen med normal Kontrol af Svejsarbejdet. Ved særlig skarp Kontrol (f. Eks. Røntgenundersøgelser) kan man komme op paa at regne med fuld Styrke.

Det er selvfølgelig en Forudsætning for Anvendelse af Svejsning, at Svejsbarheden er passende god (sml. *Jbfn.* 35.1.1).

3. Stødning ved Skruemuffe.

Heller ikke Muffestødet (Fig. 47) tager megen Plads op.

Dersom Jernet ikke opstukkes, hvad sjældent er Tilfældet, maa man erindre, at man kun kan regne med Kernearealet, indtil man er kommet



Fig. 47. Skruemuffe.

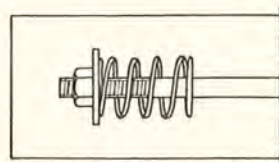


Fig. 48

i saa stor en Afstand fra Stødet, at Adhæsionen mellem Beton og Jern opvejer Svækkelsen.

Forbindelsen beregnes efter de almindelige Regler for Jernkonstruktioner. Der kan i Reglen godt anvendes Højregevind i begge Ender. Muffens Længde skal være mindst $4d$, dens ydre Diameter ca. $1,4d$.

Man maa effektivt sikre sig, at Jernet er skruet langt nok ind i Muffen.

4. Forankring med Underlagsplader.

Forankring af et Jern kan ske ved Anvendelse af Møtrik og Underlagsplade (Fig. 48). I Anlægsfladen mellem Pladen og Betonen kan man tillade stærkt forøgede Spændinger, navnlig hvis man forstærker Betonen lokalt ved Omsnøring med Spiralarmering etc. Møtrik og Plade bør for at sikre fast Anlæg samles ved Heftsvejsning.

Beregningen af Forbindelsen sker ved de fra Jernkonstruktionerne kendte Regler. Underlagspladens Sidelinie bliver ca. $3d$ og dens Tykkelse ca. $1/3d$, hvor d er Jernets Diameter.

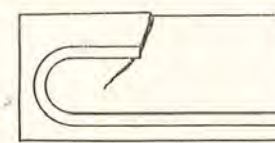


Fig. 49

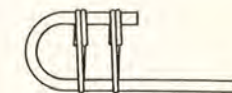


Fig. 50

5. Forankringens og Stødningens sekundære Virkninger.

Det er indlysende, at der lokalt maa indføres kraftige Spændingskoncentrationer og springvis varierende Spændinger i Forankringszonerne, navnlig hvor Kroge anvendes, og disse Forhold er det umuligt rent talmæssigt at vurdere uden i ganske grove Træk.

Særligt vil et Overdækningsstød i Trækzonen give Anledning til meget bratte Spring, idet Betonen her ganske pludselig vil gaa fra Træk uden for Stødet til Tryk inden for dette. Det er derfor en almindelig anerkendt Regel, som dog desværre ikke altid kan overholdes (f. Eks. ikke i rene Trækstænger), at forankre Jernene i en Trykzone.

De konstruktive Foranstaltninger mod disse Virkninger er i øvrigt følgende:

Stødene lægges saa vidt gørligt, hvor Spændingerne er smaa og spredes saa meget som muligt. Ved Bjælker og lignende bør man ikke støde mere end Trediedelen af Jernene i samme Snit, ved Trækstænger endnu mindre og ved Buer ikke mere end Halvdelen.

Jerndimensionerne bør tages saa smaa, at de sekundære Virkninger kan blive passende fordelt, og Betondimensionerne saa store, at de kan optages.

Kroge bør lægges paa Steder, hvor deres sprængende Virkning kan optages af Betonen, og i modsat Fald (se Fig. 49) skal en passende Tværmøtrik (Bøjler o.l.) anbringes. I Fig. 50 er vist et Eksempel paa, hvorledes en saadan Sprængning kan modvirkes, idet der er lagt to saakaldte Nakkebøjler omkring Krogen. Et Bøjleareal paa 15-20% af

Hovedjernet vil være passende (for $\varnothing 25$ f. Eks. to Bøjler $\varnothing 5$). I Fig. 51 er angivet et andet Eksempel paa Tværarmringens Anordning. Endelig er i Fig. 52 vist, hvorledes Krogens Forankring i Betonen kan styrkes.

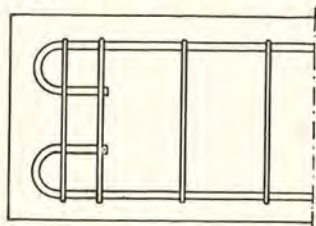


Fig. 51

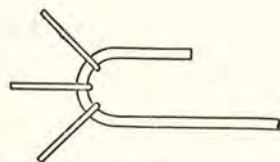


Fig. 52

Forankringerne skal søges anbragt saa symmetrisk som muligt om Tværarsnittets Midte.

d. Trykjernenes Fastholdelse.

Jbfn. 27 bestemmer, at dersom Jernene i Trykzonen medregnes ved Optagelsen af Trykket, skal de fastholdes for hver $15d$ af Tværarmringen, naar det drejer sig om Rundjern, for andre Tværarsnit $60i$ (i er Inertiradien), dog højst 35 cm. Desuden maa Afstanden ikke være større end Betondimensionen i den Retning, hvor Udbøjning er mulig.

Hvis Tværarmringen (Bøjlerne) udføres af spinklere Jern end $\varnothing 7$ mm, skal Summen af disse Jerns Tværarsnitsareal paa en Længde lig den ovenfor angivne maximale Bøjleafstand være mindst 15% af det fastholdte Længdejerns Areal, dog højst Arealet af et $\varnothing 7$ mm.

e. Armeringsjernenes Bukning.

Ved Bukning maa, bortset fra Bøjler o.l., ikke anvendes mindre Bøjningsradius end $3d$, regnet til Jernets Midte. Ved de haardere Jernsorter bør den dog gøres noget større, ved Kamjern saaledes helst $10d$ og Kammene maa ikke ligge paa Bøjningens ydre og indre Side¹⁾.

f. Foranstaltninger mod Revnedannelse.

Beton i Trækzonen vil revne allerede ved en Jernspænding paa ca. 500 kg/cm^2 ²⁾, og Revner her kan derfor almindeligvis ikke undgaas. Man koncentrerer sig derfor om at fordele Revnerne saa meget som muligt for at faa dem passende smaa. Revnedannelsen bliver særlig fremtrædende ved store Jernspændinger. Ved 2000 kg/cm^2 faas saaledes en Forlængelse paa ca. 1 mm pr. m, og vil man holde Revnebredden inden for 0,1 à 0,2 mm, maa man altsaa kun have dem i en Afstand

¹⁾ Ved Tentorjern kan Bøjningsradius gøres $5a$ $7d$.

²⁾ Sml. § 48.

af 10 à 20 cm. Det er navnlig de Revner, der stammer fra Belastninger, som er permanente eller virker i længere Perioder, man maa have sin Opmærksomhed henvendt paa, og disse maa ikke gerne komme op over de ovennævnte 0,1 à 0,2 mm. Ved en sjældnere forekommende bevægelig Belastning kan man godt tolerere Revner paa 0,2 à 0,4 mm, idet disse Revner jo almindeligvis vil være delvis lukkede.

Midlerne til at holde Revnestørrelsen inden for rimelige Grænser er at tage passende smaa Jerndimensioner og fordele Jernet saa meget som muligt over Tværarsnittet, samt, og dette gælder navnlig ved de store Jernspændinger, at anvende Kamjern o.l., der noget bedre fordele Revnerne. I særlig vanskelige Tilfælde kan det være nødvendigt at anbringe en sekundær, spinkel og tætmasket Armering mellem Hovedtrækjernene og Overfladen.

Revner kan ogsaa fremkomme fra Temperatur, Svind og Krybning, dersom Konstruktionen ikke kan følge de deraf flydende Bevægelsestendenser. Ogsaa her anvender man spinkel og godt fordelt Armering, eventuelt med Kamme, og desuden søger man at formindske Svind og Krybning ved passende Forholdsregler under Betonens Udførelse. Det Armeringsareal, man bør anvende, kan i Reglen kun fastsættes efter et groft Skøn, f. Eks. mellem 0,3 à 0,6% af det fulde Betonareal for gennemgaaende Vægge. Da Armeringen øges med Betontværarsnittet, bør dette holdes saa lille som muligt.

Ved Konstruktioner, hvor Revnedannelse absolut maa undgaas (f. Eks. Vandbeholdere), maa Betondimensionerne gøres saa store, at Betontrækspændingerne ikke kommer op over $15\text{--}20 \text{ kg/cm}^2$ ved rent Træk og $20\text{--}25 \text{ kg/cm}^2$ ved Bøjning, ligesom Konstruktionerne maa anordnes saaledes, at Bevægelser fra Temperatur, Svind og Krybning frit kan foregaa. Armeringen skal dog i alle Tilfælde være saa stor, at den alene kan tage Paavirkningen med tilladelige Spændinger, dersom Betonen revner.

g. Minimumstrækarmring.

Da det kan give Anledning til et pludseligt Brud, dersom Trækarmringen er saa lille i Forhold til Betonen, at denne sidste kan tage hele Trækket uden Jernets Medvirken, foreskriver man ofte visse mindste Armeringsprocenter, saaledes at Betonen er revnet, inden Jernet svigter.

For rent Træk faar man et Begreb om Sagen ved:

$$F_b \cdot \sigma_{b,\text{Træk}} + 15 \cdot F_j \cdot \sigma_{b,\text{Træk}} < F_j \cdot \sigma_j,$$

hvoraf:

$$\varphi > 100 \cdot \frac{\sigma_{b, \text{Træk}}}{\sigma_j - 15 \cdot \sigma_{b, \text{Træk}}}$$

Med $\sigma_{b, \text{Træk}} = 25 \text{ kg/cm}^2$ og $\sigma_j = 3700 \text{ kg/cm}^2$ faas:

$$\varphi > 0,75\%$$

For Bøjning faar man:

$$\frac{1}{6} \cdot b \cdot (1,1 h_n)^2 \cdot \sigma_{b, \text{Træk, Bøjn}} < 0,9 \cdot h_n \cdot F_j \cdot \sigma_j$$

hvoraf

$$\varphi > 22 \cdot \frac{\sigma_{b, \text{Træk, Bøjn}}}{\sigma_j} \quad \text{--- } 22 \cdot \frac{50}{3700}$$

Med $\sigma_{b, \text{Træk, Bøjn}} = 50 \text{ kg/cm}^2$ og $\sigma_j = 3700 \text{ kg/cm}^2$ faas:

$$\varphi > 0,3\%$$

§ 16. PLADER

a. Enkeltspændte Plader.

Pladetykkelsen tages sjældent under 8 cm, ved Tage og lignende let belastede Konstruktioner kan man dog gaa ned til 6 cm. Af Hensyn til en passende Stivhed bør h_n ikke være under $1/30$ af Spændvidden regnet mellem Momentnulpunkterne. Hvor Stivheden spiller en mindre Rolle, kan man dog godt gaa endnu længere ned, dog ikke under $1/45$.

Hvor Endeunderstøtningen er Murværk, gøres Vederlagsdybden gerne $1/2$ Sten, sjældnere $1/4$ Sten. Dersom Pladen parallel med Bæretningen begrænses af en Mur, bør Pladen ogsaa føres ind i denne, blandt andet for at forankre Muren. Er Pladen mellemunderstøttet af en opgaaende Mur, føres Pladen ofte ubrudt igennem.

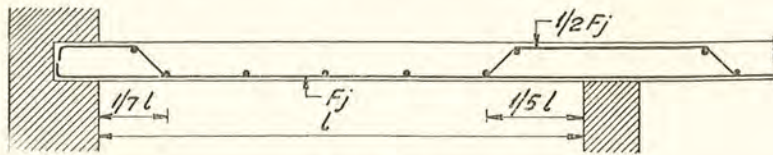


Fig. 53

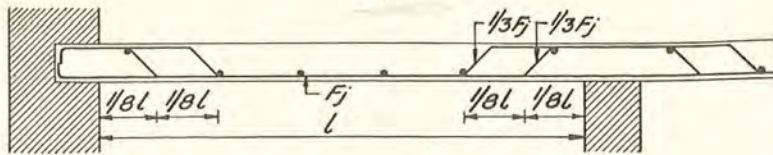


Fig. 54

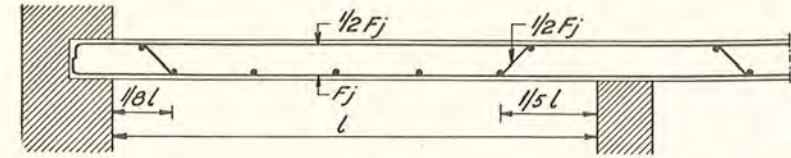


Fig. 55

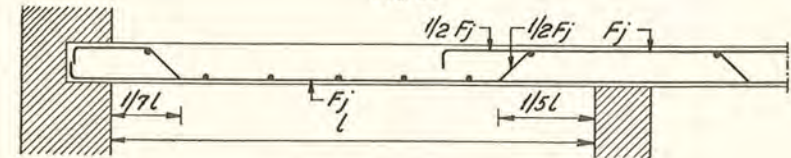


Fig. 56

Hovedarmeringens Maximumsafstand gøres sjældent over 25 cm og heller ikke over 2 Gange Pladetykkelsen. Navnlig ved store Enkeltkræfter bør denne sidste Regel overholdes. Af praktiske Grunde bør man ikke gøre Minimumsafstanden mindre end 10-12 cm. Jerndiameteren bør ikke tages under ca. 7 mm.

Ved Plader, som man sædvanlig anvender dem i Husbygning, anbringes intet særligt Jernlag i Pladens Overside, men man opbøjer Halvdelen eller to Trediedele over Understøtningerne. I første Tilfælde lægges Opbakningen (se Fig. 53) i $1/7$ af Spændvidden fra Understøtningen ved en simpelt understøttet Endeunderstøtning og $1/5$ af Spændvidden for en Mellemunderstøtning. I andet Tilfælde (se Fig. 54) bøjes $1/3$ af Jernene op i $1/4$ af Spændvidden fra Understøtningen og $1/3$ i $1/8$ af Spændvidden fra Understøtningen.

Vil man have samme Jernareal over Understøtningen som midt i Faget, kan dette faas som vist paa Fig. 55 og 56.

Paa tværs af Bæretningen lægges Fordelingsjernene, der mindst bør have et Areal paa 20% af Hovedjernene og ved koncentreret Belastning endnu mere (f. Eks. 30-50%). Udover at virke fordelende paa Belastningen tjener de til at optage de Momenter, som fremkommer i Pladen paa Grund af Tværdeformationen fra Bøjningsmomentet, og til at modvirke Revnedannelse. De lægges i en Afstand af 20-25 cm, fastbindes til Hovedjernene med ca. 1 mm Bindetraad, sædvanligvis i hvert andet Krydsningspunkt, og bør opbøjes med Halvdelen over Understøtningerne (Fig. 57) i en Afstand af $2l$ à $3l$ fra disse. Jerndiameteren kan tages helt ned til 5 mm.

Hvor Pladejernene er bøjet op over en krydsende Bjælke, vil man lade Pladejernene ligge over Bjælkejernene for ikke at tabe uforholdsmæssigt i Nyttethøjde.

Pladejernene stødes i Reglen svarende til de forhaandenværende Jernlængder, til Gængæld spredes Stødene meget omhyggeligt.

Hvis man ønsker at forstærke Indspændingstværsnittet, kan dette ske ved at anbringe en Konsol (Fig. 58). Dersom denne er mere stejl end 1 : 2, bør man kun regne med 1 : 2.

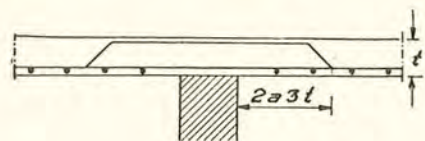


Fig. 57

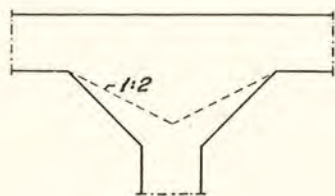


Fig. 58

Ved Bestemmelse af Momenterne regnes i Reglen med delvis Indspænding, og som Spændvidde kan uden større Fejl anvendes den fri Afstand mellem Understøtningerne.

Er α Forholdet mellem Jernarealerne over Understøtningerne a og b og Plademidten, faas af Lign. (1):

$$M = \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \cdot (\alpha_a + \alpha_b)} \cdot M_0 = c \cdot M_0 \quad (50)$$

og for ensformig fordelt Totalbelastning:

$$M = \frac{1}{8 \cdot (1 + \frac{1}{3} \cdot (\alpha_a + \alpha_b))} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{\kappa} \cdot q \cdot l^2. \quad (50a)$$

Dette giver for $\alpha_a = \alpha_b$ følgende Værdier for c og κ :

$\alpha =$		$1/3$	$1/2$	$2/3$	1
Mellemfag	$c =$	0,82	0,75	0,69	0,60
	$\kappa =$	9,8	10,7	11,6	13,3
Yderfag	$c =$	0,90	0,86	0,82	0,75
	$\kappa =$	8,9	9,3	9,8	10,7

Ved Aabninger i Plader kan man eventuelt undgaa at lægge Ribber omkring Hullet og nøjes med at forøge Armeringen lokalt. I Fig. 59 er vist en Plade med Spændvidde l , hvori der er anbragt en Aabning $a \cdot b$.

Beregningen kan udføres paa følgende Maade:

De langs Aabningen liggende to Pladestrimler B betragtes som »skjulte Bjælker«, der dels skal bære den direkte Belastning og dels Reaktionen fra Pladestykkerne p_1 . B og p_1 beregnes paa sædvanlig

Maade. Denne Løsning er selvfølgelig kun mulig, dersom Pladetykkelsen er saa stor, at de paa Grund af Hullet lokalt forøgede Betonspændinger kan optages.

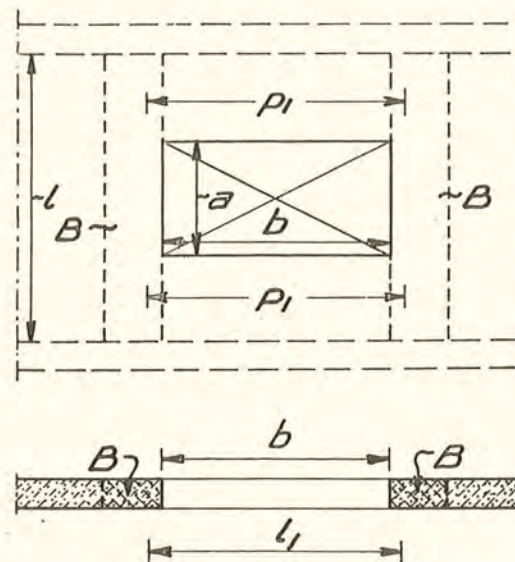


Fig. 59

b. Krydsarmerede, rektangulære Plader understøttet langs alle fire Sider.

Pladetykkelsen tages sjældent under 8 à 10 cm, og af Hensyn til Stivheden gøres h_n ikke gerne mindre end $1/50$ af den korte Spændvidde k .

Jernene kan arrangeres paa samme Maade som Hovedarmeringen ved enkeltspændte Plader, idet man dog ikke bør gaa meget ned under 15 cm Afstand mellem Jernene. Selv om det vilde være rationelt at lægge Jernene paa den korte Led nederst, beroer det mere paa et Tilfælde, om dette bliver gjort. Nyttethøjden regnes i Reglen lige stor for begge Bæreretninger og svarende til Tyngdepunktet for de to Jernarealer.

Med Hensyn til Beregningen af Snitkræfterne henvises til Specialliteraturen og for ensformig fordelt Totalbelastning til § 7, hvor Lign. (4) kan omskrives til:

$$M_k = \frac{q \cdot k \cdot l}{12 \cdot (1 + m) + 6 \cdot \frac{(\alpha_1 + \alpha_3) \cdot c + (\alpha_2 + \alpha_4) \cdot m}{1 + c}} \quad (51)$$

Elementær Jernbeton.

hvor $M_l = m \cdot M_k.$

$M_1 = \alpha_1 \cdot M_k$

Her er $c = l/k$, og α er Forholdet mellem Jernarealerne over en Understøtning og den tilsvarende Midte. Ved en simpel Understøtning skal man sætte $\alpha = 0$.

For en kvadratisk Plade med $M_k = M_l$ og samme Jernareal over alle Vederlag er:

$$M_k = \frac{1}{24 + 3 \cdot \alpha \cdot s} \cdot q \cdot k^2 = \frac{1}{\kappa} \cdot q \cdot k^2, \quad (51a)$$

hvor s er Antallet af indspændte Understøtninger.

κ kan tages af Tabellen:

$\alpha =$		0	$1/3$	$1/2$	$2/3$	1
$s = 0$	$\kappa =$	24	24	24	24	24
$s = 1$	$\kappa =$	24	25	25,5	26	27
$s = 2$	$\kappa =$	24	26	27	28	30
$s = 3$	$\kappa =$	24	27	28,5	30	33
$s = 4$	$\kappa =$	24	28	30	32	36

Ved mindre Aabninger i krydsarmerede Plader kan man beregne dem som ellers og derpaa i Pladezonen nærmest Hullets Rand lægge et Jernareal svarende til de af Hullet afbrudte Jern. Pladetykkelsen maa være saa stor, at Betonspændingen ikke bliver for stor omkring Hullet.

c. Andre Pladeformer.

Man faar ikke sjældent Brug for andre Pladeformer end de allerede omtalte.

Eksempelvis skal nævnes trekantede Plader, kvadratiske Plader understøttet langs to eller tre Sider og cirkulære Plader.

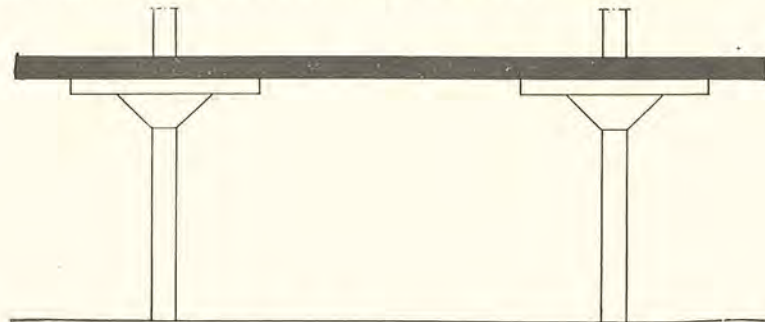


Fig. 60. Paddehat-Etage.

Der skal ogsaa nævnes det ribbeløse Dæk (Paddehatdækket), hvor Bjælkerne er bortfaldet, og hvor Søjlerne i Stedet er forsynet med kraftige Kapitæler eventuelt med Puder mellem Kapitæl og Plade (Fig. 60).

At komme ind paa den nærmere Udformning og Beregning af disse Konstruktioner vil føre for vidt, og man skal derfor nøjes med at hen-vise til den særlige Literatur herom, bl. a. *P. M. Frandsen: Elasticitets-teori* og *K. W. Johansen: Brudlinieteorier*.

§ 17. BJÆLKER

a. Almindelige Konstruktionsregler.

De to vigtigste Bjælketyper er den rektangulære Bjælke og T-Bjælken. Denne sidste kan fremkomme, naar man ønsker at give en fritliggende Bjælke et særligt Trykhoved, eller naar man har en Etage med sammenstøbte Plader og Bjælker.

Medens den rektangulære Bjælke har det fælles med Pladen, at Forskydningsspændingernes Optagelse kun sjældent kræver videre Jernarmering, er det modsatte Tilfældet med T-Bjælken.

Bjælkehøjden vælges i Reglen i Forhold til Spændvidden, ca. $1/10$ à $1/12$ af denne er det almindelige, og man bør af Stivhedshensyn nødigt gaa under et h_n paa mindre end $1/20$ à $1/25$ af Afstanden mellem Momentnulpunkterne. Bredden skal bl. a. være saa stor, at der er Plads til Jernet. Man gaar sjældent under 12–15 cm og normalt heller ikke under ca. $1/4$ af Højden.

Bærejernes Antal maa i Fagmidten nødigt tages under 6–8 og maa normalt ikke lægges i mere end to Lag. Halvdelen til tre Fjerdedele af disse Jern bøjes i Reglen op over Understøtningen. En øvre Armering skal iflg. *Jbfn.* føres igennem ved Bjælker med Indspænding, men ogsaa ved simpelt understøttede Bjælker bør den forefindes. Den øvre Armerings Areal kan tages til $1/7$ à $1/10$ af Arealet af Hovedjernene, dersom de negative Momenter ikke kræver mere.

Vil man regne med Trykjernet, maa dette fastholdes ved Bøjlerne som angivet i § 15. Er $\varphi_c > 1,5\%$, maa den overskydende Del over $1,5\%$ kun medregnes i F_j^c med Trediedelen.

Bjælkerne er normalt forsynet med Bøjler, der omfatter de langsgaaende Jern. Bøjleafstanden bør ikke være over 35 cm og ikke meget under 15 cm uden paa ganske korte Strækninger. Paa Fig. 61 er vist forskellige Bøjletyper. Den lukkede Bøjle er den nu almindeligst anvendte. Mindste anvendte Bøjledimension er $\varnothing 5$ mm, og man kommer

sjældent op over \varnothing 10 à 12 mm. Hvis ikke andre Hensyn gør sig gældende, kan man tage Bøjlearealet som 0,1 til 0,2% af det vandrette Snit i Bjælkekroppen.

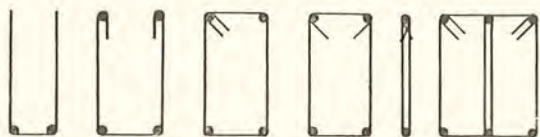


Fig. 61

Lejedybden paa Murværk gøres normalt ikke under 1 Sten dyb og ikke under ca. 10 Gange Hovedjernenes Diameter. Trykket paa Murværket skal undersøges, og er det stort¹⁾, kan man blive nødt til at mure nogle (4 à 5) Skifter stærkere Murværk under Vederlaget, eller man kan gøre Bjælkekroppen bredere rent lokalt.

Ønsker man at forstærke Betontværsnittet over en Mellemunderstøtning, kan dette gøres ved en Konsol (Fig. 62), ved en vandret Forøgelse

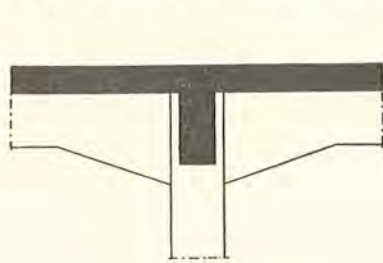


Fig. 62

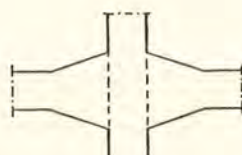


Fig. 63

af Kropbredden (Fig. 63) eller ved begge Dele. Hvis Hældningen paa disse Forstærkninger er over 1:2, bør man kun regne med 1:2.

Bjælker i Husbygning o.l. beregnes i Reglen altid som delvis indspændte (se § 6).

b. Rektangulære Bjælker.

Om de rektangulære Bjælker er der egentlig nu ikke andet at bemærke, end at man skal have sin Opmærksomhed henvendt paa deres Sidestabilitet, dersom de ikke er styret i denne Retning af tilstødende Konstruktionsdele.

¹⁾ For tilladeligt Tryk paa Murværk se: *Normer for Beregning af Husbygningskonstruktioner*, Udg. 1930.

c. T-Bjælker.

Den nyttige Pladebredde er omtalt i § 10 d, 3.

Naar T-Bjælker er fritliggende, forsynes Trykhovedet med en tværgående Bøjlearmering, der sikrer de frie Fliges Sammenhæng med Kroppen, og i de yderste Hjørner anbringes fire spinklere Jern (Fig. 64).

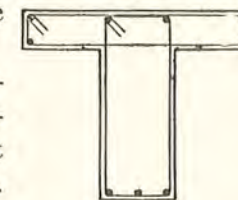


Fig. 64

Indgaar Bjælken i en Etageplade, vil Sammenhængen mellem Trykhoved og Plade i Reglen være tilstrækkelig sikret derigennem, at Pladejernene løber over paa tværs af Bjælken. Kun i enkelte Tilfælde vil det være paakrævet at lægge en ekstra tværgående Armering.

Den Omstændighed, at Trykhovedet ogsaa faar Spændinger paa Grund af dens Funktion som Plade, behøver man almindeligvis ikke at tage Hensyn til. Bærer Pladen nemlig i samme Retning som Bjælken, vil disse to Virkninger ganske vist formelt adderes, men i Virkeligheden vil Pladestrimlen nærmest Bjælken være aflastet for Plademomentet paa Grund af Sammenhængen med Bjælken. Og bærer Pladen paa tværs af Bjælken, har man en to-axet Spændingstilstand, og dette vil i Henhold til Forsøg ikke være farligere end en een-axet Spændingstilstand.

Da man gerne vil undgaa Konsoller ved Understøtningen, fordi de er upraktiske og dyre at udføre, er det negative Moment, der kan optages her, relativt lille paa Grund af den lille Bredde af Trykhovedet. Man bliver derfor ofte nødt til at regne med de i Bjælkens Underside gennemløbende Jern som Trykjern og maa da fastholde dem med Bøjler efter Forskrifterne. Dette Trykjern kan i øvrigt forøges paa en billig Maade ved at lade det tilsvarende Jern fra Nabofaget løbe et lille Stykke ind forbi Vederlaget.

Et hurtigt Skøn over, hvor stort et Moment Vederlagssnittet kan tage, kan faas af Lign. (24a)¹⁾.

For $r_b/r_j = 75/1300$ faas saaledes:

$$M = (14,7 + 7,9 \cdot \varphi_c) \cdot b \cdot h_n^2$$

og for $r_b/r_j = 75/2200$:

$$M = (11,2 + 7,1 \cdot \varphi_c) \cdot b \cdot h_n^2.$$

M faas i kgm, naar b indsættes i m og h_n i cm ; $h_c : h_n = 0,1$.

¹⁾ $M = [1 : c_1^2 + 0,15 \cdot r_b(1 - h_c : h_n)(1 - (h_c : h_n) : \beta)] \cdot \varphi_c \cdot b \cdot h_n^2$.

d. Bjælker og Plader med skarpt Knæk eller Krumning.

Paa Fig. 65 er vist en Bjælke med et skarpt Knæk og med Trækjernene liggende i den indadgaaende Side. Da der her er en Tendens til, at Jernene i Hjørnet rives sidelæns ud af Betonen, maa de fastholdes.

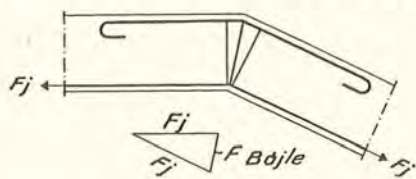


Fig. 65

Dette kan ske med Bøjler som Fig. 65 viser, og Bøjlearealet kan bestemmes ved at tegne en Krafttrekant med Jernarealerne som Kræfter. Bøjlerne bør lukkes om

et Jern i Tryksiden, idet man derved opnaar baade en bedre Forankring af Bøjlerne og en Fastholdelse af Betonen i Trykzonen, som paa Grund af det udadgaaende Knæk har en Tendens til at sprænges af.

Man faar et jævner Spændingsforløb ved at afrunde Knækket som Fig. 66 viser. Det samlede Bøjleareal bliver omtrent det samme som ved det skarpe Knæk og skal fordeles jævnt over Krumningen. Mere

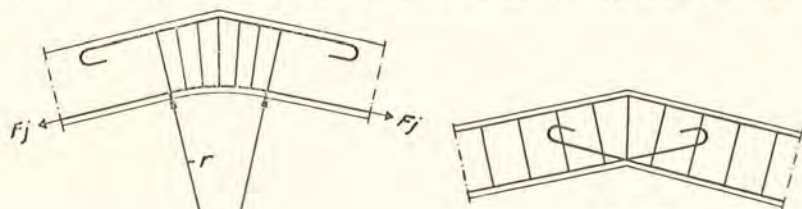


Fig. 66

korrekt er det at bestemme Bøjlearealet pr. Længdeenhed af Krumningen som F_j/A afrundingens Radius. Andre Eksempler paa, hvorledes Sagen kan klares, er vist i Fig. 67 og 68.

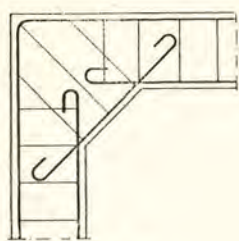


Fig. 68

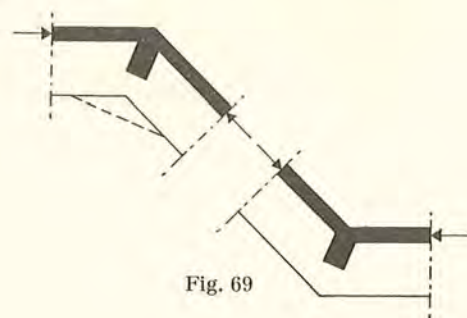


Fig. 69

Fligene i en T-Bjælke er stærkt udsat for at blive sprængt af, og dette gælder baade i et indadgaaende og et udadgaaende Knæk. Det kan her blive nødvendigt at anbringe en bjælkeagtig Forstærkning som Fig. 69 viser. Simplest er det dog at gøre Bjælkehøjden saa stor i Hjørnet (vist punkteret i Figuren), at man helt kan undlade at medregne Fligene.

e. Forskydningsarmeringen.

Vedørende Forskydningsspændingernes Beregning henvises til § 12, idet det gentages, at iflg. *Jbfn.* kan de regnes optaget alene af Betonen, naar de er under $0,1 \cdot r_b$ og skal optages alene af Jernet, naar de er over $0,1 \cdot r_b$, og er de over $0,3 \cdot r_b$, skal Betondimensionerne forøges. For ikke at faa uforholdsmæssig megen Forskydningsarmering bør man dog holde sig under $0,2 \cdot r_b$.

Det er navnlig ved T-Bjælker, hvor Kropbredden er lille i Forhold til Trykhovedets, at Forskydningsarmering er nødvendig, ved rektangulære Bjælker og navnlig ved Plader er det sjældnere Tilfældet.

Den praktiske Udførelse af Beregningen er følgende:

Paa Grundlag af Transversalkraftkurven bestemmes det Punkt, hvor τ er $0,1 \cdot r_b$, og den samlede vandrette Forskydningskraft K paa Strækningen a fra dette Punkt til nærmeste Understøtning bestemmes (sml. Fig. 39) ved:

$$K = \int_a^Q \frac{Q}{h_t} dx. \quad (52)$$

I Husbygning o.l. anvendes sædvanligvis Transversalkraftkurven for Totalbelastning. Ved mere betydningsfulde Konstruktioner (f. Eks. Brobygning) anvendes sædvanligvis Maximaltransversalkraftkurven, men er dette for urimeligt meget paa den sikre Side, kan man basere sig paa et passende Udvalg af Belastningsopstillinger.

Som Forskydningsarmering anvendes Bøjler og Jern, der opbøjes fra Bjælkens Underside, naar de kan undværes til Dækning af den positive Momentflade. De opbøjes i Reglen under 45° . Til Optagelse af de skraa Hovedtrækspændinger virker et Jern under 45° med sit fulde Areal, medens Bøjlerne kun virker med $1:\sqrt{2}$ af deres Areal.

Er paa Strækningen a Bøjlearealet F_B og Arealet af de under 45° opbøjede Jern F_S , skal man have, at de samlede skraa Hovedtrækspændinger:

$$\frac{K}{\sqrt{2}} \leq (F_B \cdot \sqrt{\frac{1}{2}} + F_S) \cdot r_j$$

eller

$$F_B + F_S \cdot \sqrt{2} \geq \frac{K}{r_j} \quad (53)$$

Anvendes forskellig Jernmateriale i Bøjler og Skraajern, kan man regne begge udnyttet samtidig, altsaa:

$$F_B \cdot r_{j.B} + F_S \cdot \sqrt{2} \cdot r_{j.S} \geq K. \quad (53a)$$

Et Skraajern, der er opbøjet under $45^\circ \pm v$, kan regnes at give et Bidrag til F_S , som faas ved at multiplicere dets Tværnsitsareal med $\cos v$. v bør ikke gøres større end 15° .

Det gælder herefter om at faa Forskydningsarmeringen arrangeret paa en saadan Maade, at den dækker Transversalkraftkurven saa godt

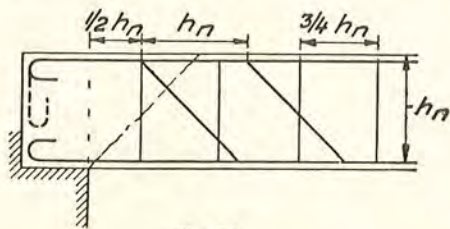


Fig. 70

og saa jævnt som muligt, og man skal derfor sprede Opbøjningerne. Det regnes for god Praksis ikke at have mere end $3/4 \cdot h_n$ mellem Bøjlerne og ikke mere end h_n mellem Skraajernes Opbøjninger (Fig. 70). Det sidste er ikke altid let at overholde,

naar der kun er faa Skraajern til Disposition, saa ogsaa af denne Grund skal man ikke vælge for faa Hovedjern.

Lige op ad Understøtningen er der (Fig. 70) en stærk Tendens, til at en Revne skal danne sig. Der skal derfor helst forefindes Skraajern med øverste Knæpunkt i en Afstand af ca. $0,5 \cdot h_n$ fra Understøtningens Forkant, ligesom den første Bøjle ogsaa skal placeres her eller endnu nærmere ved Understøtningen.

Ved en simpel Understøtning kan det ofte være vanskeligt at faa tilstrækkelig Forankringslængde for det sidst opbøjede Skraajern. En forøget Forankringslængde kan faas som vist punkteret i Fig. 70¹⁾.

For at faa en effektiv Forankring af Bøjlerne, skal man ikke tage dem for svære. Som en Rettesnor skal angives, at man kan bruge $\phi 5$ mm indtil h_n er 25 cm, $\phi 6$ mm for h_n mellem 25 og 40 cm, $\phi 7$ mm for h_n mellem 40 og 60 cm og derefter ikke større Diameter end $1/80 \cdot h_n$.

Bøjlearealet bør, som tidligere nævnt, aldrig tages under 0,1 à 0,2% af det vandrette Snit i Bjælkekroppen.

¹⁾ De nederste Jern i Fig. 70 vil – med en Revne som vist – faa Træk, og der maa tages Hensyn hertil ved Bestemmelsen af disse Jerns Areal og Forankring og i særlig Grad, hvis $\tau_b > 0,1 r_b$.

Med Revnen gaaende under 45° kan Trækket næppe blive væsentlig større end Reaktionen, og Forankringen forstærkes ved Modtrykket fra Lejet.

§ 18. SØJLER

a. Central Belastning.

Der anvendes tre Hovedformer: Den almindelige Søjle, Søjlevæggen og den beviklede Søjle. Desuden kan Jernbetonpæle medtages her. De armeres alle med en Længdearmering (i Trykkets Retning) og en Tvær-

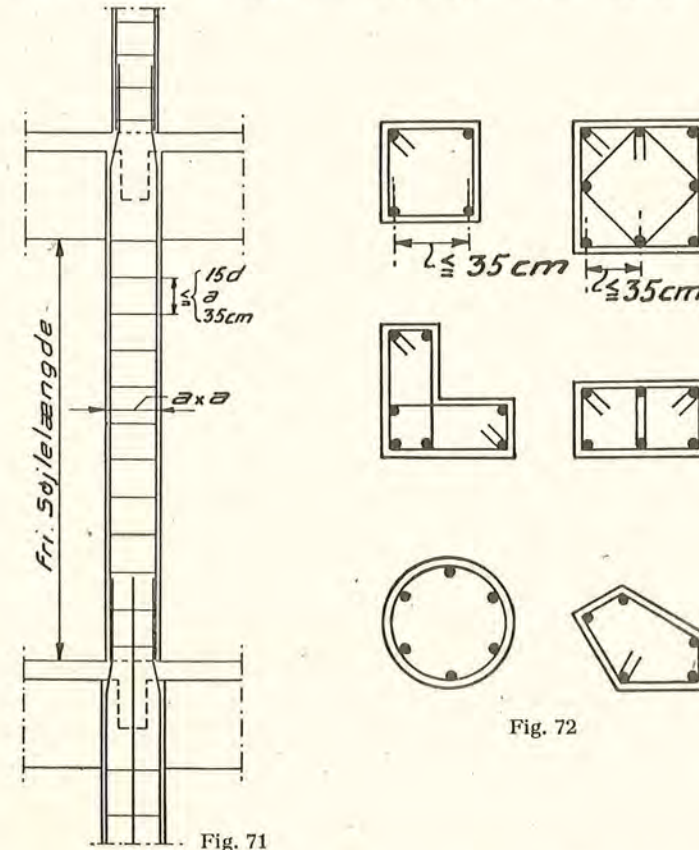


Fig. 71

Fig. 72

armering. Kun Længdearmeringen regnes at forøge Betontværsnittets Stivhed (Inertimoment) og Areal, Tværarmeringen betinger kun en større tilladelig Paavirkning.

Rankineformlen anvendes ved central Belastning, se § 13.

1. Den almindelige Søjle.

Paa Fig. 71 er vist et Eksempel paa en saadan Søjle.

Tværsnitsformen gøres altid saa simpel som mulig. Den kvadratiske eller rektangulære er den almindeligst anvendte, men den kan i øvrigt

vælges efter Formaålet. Minimumstværraalet er sjældent under 15 cm. Paa Fig. 72 er vist forskellige, almindeligt anvendte Tværnsitsformer.

Længdejernene skal iflg. *Jbfn.* udgøre mindst 0,75% af det nødvendige Betonareal. Længdejernene for en Søjle, der af andre Grunde har faaet større Betondimension end Styrkehensynet kræver, kan saaledes reduceres. Afstanden mellem Længdejernenes Axer, maalt langs Søjlels Periferi, maa ikke være over 35 cm.

Det transformerede Betonareal, hvoraf altsaa ogsaa Inertimomentet skal beregnes, er:

$$F = F_b + 15 \cdot F_j^c. \quad (54)$$

Er F_j^c over 3% af F_b , maa den overskydende Del over 3% kun medregnes med Trediedelen.

Hvert enkelt af Længdejernene skal fastholdes med Bøjler efter de i § 15 angivne Regler. I Fig. 72 er vist forskellige Bøjlearrangementer. Det er af Vigtighed, at Bøjlerne anbringes paa en saadan Maade, at de ikke hindrer en forsvarlig Udførelse af Støbearbejdet.

Bøjlerne berettiger iflg. *Jbfn.* til en Forøgelse af r_s , idet denne maa multipliceres med en Konstant:

$$k = 1 + 15 \cdot \frac{1,5}{1 + 2\beta} \cdot \frac{F_j^c}{F}, \quad (55)$$

hvor β er Forholdet mellem Bøjleafstanden og Søjlels mindste Tværdimension, medens F_j^c er Arealet af en tænkt Længdearmring med samme Volumen som Bøjlerne. Dette Tillæg betyder dog med den sædvanligvis anvendte Bøjlearmring saa lidt, at det kan negligeres. F_j^c maa ikke regnes større end $3F_j^c$.

En stor Tværrmring betyder, har Forsøg vist, en stærk Forøgelse af den egentlige Brudbelastning, men samtidig ogsaa en meget stor Forøgelse af Sammentrykningen. For at udelukke at Søjlerne faar for stor Sammentrykning, indfører man da den Regel, at Trykspændingen, beregnet for Betonarealet alene, ikke maa overstige $2 \cdot r_s$.

En centralt paavirket Søjlels største tilladelige Belastning maa heretter ikke overstige den mindste af følgende to Værdier:

$$\left. \begin{aligned} k \cdot r_s (F_b + 15 \cdot F_j^c), \\ 2 \cdot r_s \cdot F_b. \end{aligned} \right\} (56)$$

Ved Udregningen af r_s anvendes som Regel for l Søjlels frie Skafte-længde, se Fig. 71.

Er Armeringsprocenten φ_c , har man:

$$\left. \begin{aligned} F_b &= \frac{P}{(1 + 0,15 \cdot \varphi_c) \cdot r_s} = F_b' \cdot \left(1 + \left(\frac{l}{i}\right)^2\right), \\ F_b' &= \frac{P}{(1 + 0,15 \cdot \varphi_c) \cdot r_0}. \end{aligned} \right\} (57)$$

Denne Ligning løses i Reglen lettest ved Forsøg.

For det rektangulære Tværnsit $a \cdot b$ med mindste Sidelinie a , har man specielt:

$$a \cdot b = F_b' \cdot \left(1 + 11,5 \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2\right). \quad (58)$$

Er a givet, faar man:

$$b = \frac{F_b'}{a} \cdot \left(1 + 11,5 \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^2\right), \quad (58a)$$

og er b givet, faar man en 3. Grads Ligning i a , som lettest løses ved Forsøg.

Er Søjlen kvadratisk, faas:

$$a^2 = \frac{1}{2} \cdot F_b' \cdot \left(1 + \sqrt{1 + 46 \cdot \frac{l^2}{F_b'}}\right), \quad (58b)$$

hvor a er cm, l er m og F_b' er cm^2 .

Eksempel.

En kvadratisk Søjle skal bære 120 t. $l = 4,5$ m, $\varphi_c = 1\%$, $r_0 = 60$ kg/cm^2 .

$$F_b' = \frac{120000}{1,15 \cdot 60} = 1740 \text{ cm}^2,$$

$$a^2 = 870 \cdot \left(1 + \sqrt{1 + 46 \cdot \frac{4,5^2}{1740}}\right) = 1950 \text{ cm}^2,$$

$$a = 44 \text{ cm}, F_j^c = 19,5 \text{ cm}^2 \sim 8 \text{ o } 18, \text{ Bøjler } \text{o } 7 \text{ pr. } 27 \text{ cm.}$$

$$F_j^c = \frac{\pi}{4} \cdot 0,7^2 \cdot 4 \cdot \frac{0,44}{0,27} = 2,5 \text{ cm}^2,$$

$$k = 1 + 15 \cdot \frac{1,5}{1 + 2 \cdot \frac{27}{44}} \cdot \frac{2,5}{1950 \cdot 1,15} = 1,01.$$

2. Søjlevæggen.

Dersom et rektangulært Søjletværsnit er over 10 Gange længere, end det er bredt, tillader *Jbfn.*, at den lodrette Armering gaar ned til 0,5% af det nødvendige Tværsnitsareal. Afstanden mellem Jernene maa ikke overstige 25 cm.

Er Jerndiameteren af de lodrette Jern over 12 mm, skal de fastholdes med Bøjler efter de samme Regler, som gælder for almindelige Søjler, men for Jern herunder kan man i Stedet anvende vandrette Længdejern, der mindst skal udgøre 0,25% af det fulde Betonareal og ikke maa have større indbyrdes lodret Afstand end 15 Gange de lodrette Jerns Diameter. De lodrette og vandrette Jern skal sammenbindes i alle Krydsningspunkter.

Ved Vægge med højst 12 cm Tykkelse kan man nøjes med et Jernnet i Midten, men maa da kun regne med Væggens halve Tykkelse i Søjleformlen.

Er der Aabninger i Væggen, maa der selvfølgelig tages Hensyn til dette ved Fastsættelse af det virksomme Søjletværsnit.

Enkeltkræfter kan regnes at fordele sig under 45° ned gennem Væggen til dennes halve Højde. Er Enkeltkræfterne saa tæt ved hinanden, at disses Fordelingsomraader griber ind over hinanden, maa dette tages i Betragtning.

3. Beviklede Søjler.

Forsøg har vist, at dersom en cirkulær Søjle (Fig. 73) forsynes med Længdearmring og en Spiralarmering med lille Skruegangshøjde (eller med tætsiddende cirkulære Bøjler), der omslutter denne, vil en saadan Søjle være i Stand til at tage en stærkt forøget Belastning i Forhold til en almindelig Søjle. Samtidig vil den faa en meget stor Sammentrykning, og længe inden Bruddet sker, vil den uden for Omsnøringen liggende Betonskal være bortsprængt.

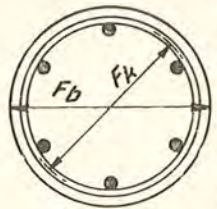


Fig. 73

Det, der sker, er, at Betonen bliver udsat for en tre-axet Spændingstilstand (Tryk i alle Retninger) fra det axiale Tryk og Trækspændinger i Beviklingen.

Dette er et Forhold, som ikke alene kan nyttiggøres ved egentlige Søjler, men ogsaa ved Lejeflader og lignende, hvor en særlig stor Trykstyrke er ønskelig.

Det foreliggende Erfaringsmateriale kan sammenfattes i følgende af *Jbfn.* angivne Beregningsregler:

Arealet F_j^c af Længdejernene skal være mindst 0,75% af Arealet F_b af Søjlels fulde Tværsnit, der skal være cirkulært eller i hvert Fald 8-kantet.

Beviklingens Skruegangshøjde (henholdsvis Afstanden mellem Bøjlerne) maa højst være $\frac{1}{5}$ af Diameteren og maa ikke overstige 8 cm. Af Hensyn til Støbningen skal den være mindst 3 cm større end Beviklingsjernets Diameter.

Idet F_k er Arealet af Betonkærnen regnet til Midten af Beviklingen, idet F_j^c er Arealet af en tænkt Længdearmring med samme Volumen som Beviklingen, og idet:

$$F = F_k + 15 \cdot F_j^c,$$

kan r_s multipliceres med:

$$k = 1 + \frac{45 \cdot F_j^c}{F}, \quad (59)$$

saaledes at for central Belastning:

$$P < k \cdot r_s \cdot F. \quad (60)$$

F_j^c maa højst regnes til $3F_j^c$.

For at begrænse Sammentrykningen og for at eliminere Faren for Bortsprængning af Yderskallen, skal man desuden have:

$$P < 2 \cdot r_s \cdot F_b. \quad (60a)$$

Ved Beregningen af r_s skal man anvende Kærnearealet (og Længdejernene).

Beviklede Søjler bruges kun sjældent, da de er dyre paa Grund af det store Jernforbrug og den runde Form. Kun hvor det er af afgørende Betydning, at Søjlen ikke tager for megen Plads op, er de berettigede.

Ved slanke Søjler faar man større Bæreevne ved at beregne dem som almindelige Søjler.

4. Pæle.

Færdigstøbte Jernbetonpæle anvendes hyppigt ved Funderingsarbejder, naar de øverste Jordlag ikke er bæredygtige.

De virker i det færdige Bygværk ganske som Søjler og kan beregnes som disse.

Søjlelængden vil i Reglen kunne regnes til Nul i almindelig Husbygning.

Af Hensyn til den haarde Medfart, Pælene faar under Ramningen, skal man iflg. *Jbfn.* 32 anvende noget strengere Regler for Tværarme-

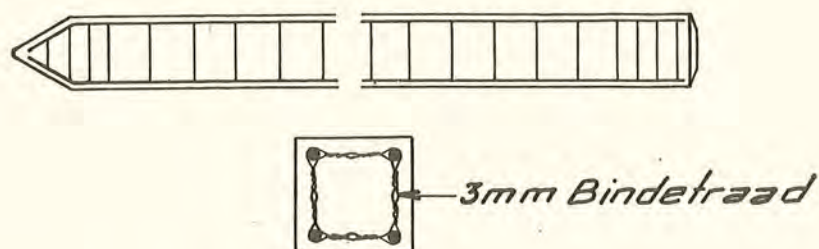


Fig. 74

ringen, idet Afstanden mellem Bøjlerne hverken maa være over 10 Gange Længdearmringens Diameter, Pælens mindste Tværdimension eller 20 cm, og i Hoved og Spids skal Afstanden være det halve heraf. Bøjlerne skal være mindst \varnothing 5 mm.

Man kan ogsaa som Tværrmering anvende 3 mm stramt sammensnoede Bindinger, der sættes med samme Afstand som Bøjlerne (Fig. 74). I hver Binding skal der være mindst 2 Parter (2 \varnothing 3 mm), i Hoved og Spids 3 à 4.

Pælene støbes liggende og skal være stærke nok til at taale Transporten. De løftes i Reglen i to Punkter, og ved at vælge disse, som angivet paa Fig. 75, faar man Momenterne $\frac{1}{8} \cdot g \cdot l^2$, $\frac{1}{24} \cdot g \cdot l^2$ og $\frac{1}{46} \cdot g \cdot l^2$.

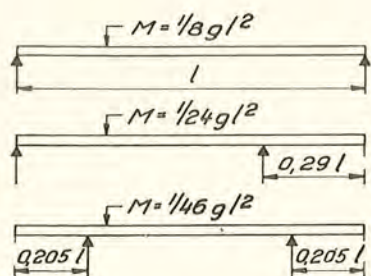


Fig. 75

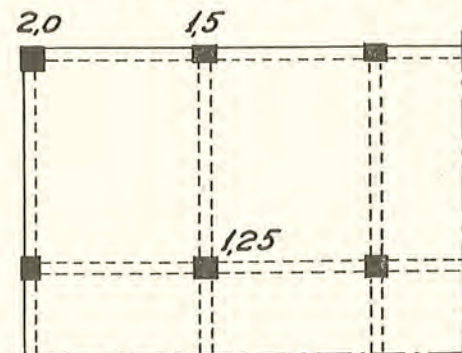


Fig. 76

b. Excentrisk paavirkede Søjler.

Naar Søjler er støbt sammen med en Etages Bjælker eller Plader, vil Søjlerne faa en excentrisk Belastning (Moment) hidrørende fra Belastningen paa Etagen. Selvom man ikke har taget Hensyn til dette ved Etagens Beregning, maa man dog have sin Opmærksomhed henvendt herpaa, naar Søjlen skal undersøges.

Man kan iflg. Jbfn. 30 tage Hensyn hertil ved at forøge den umiddel-

bart paa Søjlen hvilende Belastning (men ikke fra eventuelle Etager højere oppe) ved at multiplicere den med en Faktor, der er afhængig af Forbindelsen mellem Etage og Søjle. Naar Søjlen er belastet eensidigt i to Retninger (f. Eks. en Hjornesøjle) er Faktoren 2, den er 1,25, naar den belastes af gennemgaaende Bjælker og Plader (f. Eks. en indvendig Søjle), og i alle andre Tilfælde er den 1,5 (f. Eks. en Fadesøjle). Der er givet Eksempler paa alle tre Tilfælde paa Fig. 76 med Faktorerne paaskrevet.

For at en Bjælke eller Plade skal kunne regnes gennemgaaende, maa den paa de to Sider af Søjlen i det væsentlige have samme Stivhed.

Dersom en Søjle med Axialbelastningen P er paavirket af Momenter af væsentlig Størrelse, maa en særlig Undersøgelse gennemføres. Saa-danne Momenter kan hidrøre dels fra en Tværbelastning paa Søjlen og dels fra Indspænding i Nabokonstruktionerne.

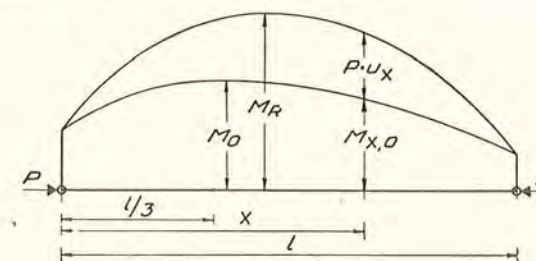


Fig. 77

Man betragter (Fig. 77) en Søjle med konstant Tværsnit og fastholdte Understøtninger.

Det resulterende Moment kan skrives som:

$$M_{x,R} = M_{x,0} + P \cdot u_x,$$

hvor u_x er Søjlsens resulterende Udbøjning og $M_{x,0}$ saaledes det Moment, der optræder for $u_x = 0$.

Lader man nu, idet man forudsætter, at Momentkurven forløber uden Spring, M_0 være den største Værdi af $M_{x,0}$ omkring Midten (f. Eks. paa den midterste Trediedel af Søjlen), og er u den største Værdi af u_x , kan man regne det største Moment omkring Midten som:

$$M_R = M_0 + P \cdot u.$$

Den største Udbøjning u_0 for $M_{x,0}$ alene kan beregnes og skrives paa Formen:

$$u_0 = \frac{1}{k} \cdot \frac{M_0}{EI} \cdot l^2. \quad (61)$$

Eksempelvis er $k=9,6$ for en ensformig fordelt Totalbelastning, $k=\pi^2$ for en sinusformet Momentflade, $k=12$ for en Enkeltkraft paa Midten og $k=8$ for konstant Moment.

Ved en kendt Udvikling¹⁾ faar man:

$$u = u_0 \cdot \frac{P_E}{P_E - P} = \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{M_0}{P_E - P}, \quad (61a)$$

hvor:

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}. \quad (62)$$

Altsaa er:

$$M_R = M_0 + u_0 \cdot \frac{P_E}{P_E - P} \cdot P = M_0 \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{P}{P_E - P} \right). \quad (63)$$

Som en god Tilnærmelse kan man sætte:

$$M_R = M_0 \cdot \frac{P_E}{P_E - P}. \quad (63a)$$

Man har herefter svarende til Brudstadiet, idet n er Sikkerhedsgraden:

$$\sigma = \frac{n \cdot P}{F} + \frac{n \cdot M_0}{W} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{n \cdot P}{P_E - n \cdot P} \right) \leq \sigma_B.$$

Dette kan omskrives til:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M_0}{W} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{n \cdot P}{P_E - n \cdot P} \right) \leq r'_b, \quad (64)$$

hvor r'_b er den tilladelige Paavirkning.

Inertimomentet I i Lign. (62) udregnes for $E_j/E_b = 15$.

Er der Tryk over hele Tværsnittet, og er Tværsnittet rektangulært, faas:

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + 15 (F_j + F_j^c) \left(\frac{h}{2} - h_c \right)^2 - F \cdot a^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \left(1 + 1,8 (\varphi' + \varphi'_c) \left(0,5 - \frac{h_c}{h} \right)^2 \right) - F \cdot a^2, \end{aligned} \quad (65)$$

hvor:

$$F = b \cdot h + 15 (F_j + F_j^c) = b \cdot h (1 + 0,15 (\varphi' + \varphi'_c)) \quad (65a)$$

og

$$a = \frac{15 (F_j - F_j^c) \left(\frac{h}{2} - h_c \right) + 0,15 (\varphi' - \varphi'_c) \left(1 - \frac{h_c}{h} \right)}{1 + 0,15 (\varphi' + \varphi'_c)} \cdot h, \quad (65b)$$

idet man har sat:

¹⁾ A. Ostenfeld: Teknisk Elasticitetslære, § 64, 4. Udg. 1924. P.M. Frandsen: Bygningsstatik II, Art. 25, 2. Udg. 1944.

$$\frac{100 \cdot F_j}{b \cdot h} = \varphi', \quad \frac{100 \cdot F_j^c}{b \cdot h} = \varphi'_c.$$

Desuden er:

$$W_b = \frac{I}{\frac{h}{2} + a}, \quad W'_b = \frac{I}{\frac{h}{2} - a}, \quad (65c)$$

hvor W_b svarer til den største Kantspænding σ_b (ved F_j^c) og W'_b til den mindste Kantspænding σ'_b (ved F_j).

Man skal da have:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{P}{F} + \frac{M_0}{W_b} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{n \cdot P}{P_E - n \cdot P} \right) \leq r'_b, \quad (\text{Tryk}) \\ \sigma'_b &= \frac{P}{F} - \frac{M_0}{W'_b} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{n \cdot P}{P_E - n \cdot P} \right). \quad (\text{Tryk}) \end{aligned} \right\} (66)$$

Skærer Nulllinien Tværsnittet, maa dennes Beliggenhed skønnes, og dersom den efterfølgende Spændingsberegning giver en væsentlig anden Beliggenhed, maa en Omregning finde Sted.

For rektangulært Tværsnit kan følgende Formler anvendes (Fig. 78):

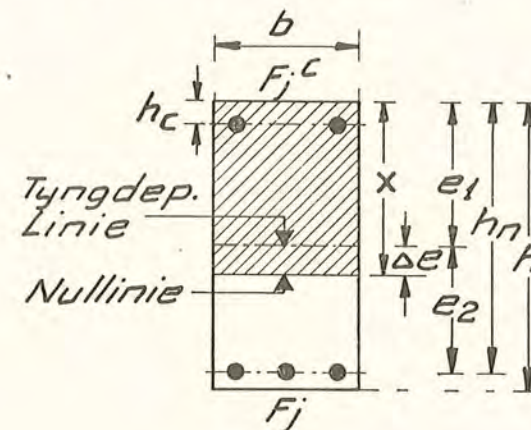


Fig. 78

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{3} \cdot b \cdot x^3 + 15 \cdot F_j (h_n - x)^2 + 15 \cdot F_j^c (x - h_c)^2 - F \cdot \Delta e^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_n^3 (4\beta^3 + 1,8 \cdot \varphi (1 - \beta)^2 + 1,8 \cdot \varphi_c \left(\beta - \frac{h_c}{h_n} \right)^2) - F \cdot \Delta e^2, \end{aligned} \quad (67)$$

hvor:

$$F = b \cdot x + 15 (F_j + F_j^c) = b \cdot h_n (\beta + 0,15 (\varphi + \varphi_c)) \quad (67a)$$

og

Elementær Jernbeton.

$$\Delta e = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 + 15 \cdot F_j^c (x - h_c) - 15 \cdot F_j (h_n - x)}{F}$$

$$= \frac{0,5 \cdot \beta^2 + 0,15 \cdot \varphi_c \left(\beta - \frac{h_c}{h_n} \right) - 0,15 \cdot \varphi (1 - \beta)}{\beta + 0,15 (\varphi + \varphi_c)} \cdot h_n. \quad (67b)$$

Desuden er:

$$W_b = \frac{I}{x - \Delta e}, \quad W_j = \frac{I}{15 (h_n - x + \Delta e)}. \quad (67c)$$

Fig. 22 kan ogsaa bruges til Udregning af I . Man gaar ind i Diagrammet med $\beta = x/h_n$ og φ_c og aflæser η og φ ($= \varphi_0$ i Lign. 68). Man har da:

$$I = 0,15 \cdot \eta (1 - \beta) \varphi_0 \cdot b \cdot h_n^3 + 0,15 (\varphi - \varphi_0) (1 - \beta)^2 \cdot b \cdot h_n^3 - F \cdot \Delta e^2$$

$$= 0,15 (1 - \beta) b \cdot h_n^3 (\eta \cdot \varphi_0 + (1 - \beta) (\varphi - \varphi_0)) - F \cdot \Delta e^2, \quad (68)$$

hvor:

$$\Delta e = \frac{15 \cdot F_j - 0,15 \cdot \varphi_0 \cdot b \cdot h_n (h_n - x)}{F} = \frac{0,15 (\varphi - \varphi_0) (1 - \beta)}{\beta + 0,15 (\varphi + \varphi_c)} \cdot h_n. \quad (68a)$$

Man skal da have:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{P}{F} + \frac{M_0}{W_b} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{n \cdot P}{P_E - n \cdot P} \right) \leq r'_b, & \text{(Tryk)} \\ \sigma_j &= -15 \cdot \frac{P}{F} + \frac{M_0}{W_j} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{n \cdot P}{P_E - n \cdot P} \right) \leq r_j. & \text{(Træk)} \end{aligned} \right\} (69)$$

Man skal herefter have fastsat en passende Værdi for Elasticitetskoefficienten E til Anvendelse i Lign. (62).

For centralt Tryk regnes i Ritters Søjleformel med Værdien:

$$E = 1000 \left(\sigma_T - \frac{n \cdot P}{F} \right),$$

og for ren Bøjning regnes i Brudstadiet med:

$$E = 140000 \text{ kg/cm}^2.$$

Som en passende Værdi af E skal herefter regnes med:

$$E = 1000 \left(\sigma_T - \frac{n \cdot P}{F} \right), \quad (70)$$

hvor F' er Arealet af den trykkede Del af Tværsnittet. Større Værdi end $E = 1500 \cdot r_0 \text{ kg/cm}^2$ bør ikke anvendes.

Med Hensyn til den tilladelige Paavirkning, da er denne $r_0 = 0,8 \cdot r_b$ for centralt Tryk, medens den er r_b , dersom Nullinien skærer Tværsnittet.

For de mellemliggende Stadier kan regnes:

$$r'_b = r_b \left(1 - 0,2 \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma_b} \right), \quad (71)$$

hvor σ_b og σ'_b er henholdsvis største og mindste Betonspænding. Naar Nullinien skærer Tværsnittet, er σ'_b saaledes Nul og $r'_b = r_b$.

Det bemærkes, at Momentet i Reglen foreligger udregnet i Forhold til en Axe gennem Tyngdepunktet for det fulde Tværsnit. Skærer Nullinien Tværsnittet, flytter Tyngdepunktet sig, og det Moment, man skal anvende som M_0 , skal da tages om dette nye Tyngdepunkt.

Eksempel.

Søjle $30 \cdot 30 \text{ cm}$, $F_j = F_j^c = 4,5 \text{ cm}^2$, $h_c = 3 \text{ cm}$. Ensformig fordelt Totalbelastning ($k = 9,6$).

$$F = 30^2 + 15 \cdot 9 = 900 + 135 = 1035 \text{ cm}^2,$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 900 \cdot 30^2 + 135 \cdot 12^2 = 67500 + 19500 = 87000 \text{ cm}^4,$$

$$W = 87000/15 = 5800 \text{ cm}^3.$$

$$r_b = 75 \text{ kg/cm}^2, \quad n = 4, \quad \sigma_T = 240 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1) \quad P = 40 \text{ t}, \quad M_0 = 1,6 \text{ tm}, \quad l = 300 \text{ cm}.$$

Der skønnes at være Tryk over hele Tværsnittet.

$$P/F = 40000/1035 = 39 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E = 1000 (240 - 4 \cdot 39) = 85000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot 85000 \cdot 87000}{300^2} = 800 \text{ t}.$$

$$M_R = M_0 \left(1 + \frac{\pi^2}{9,6} \cdot \frac{4 \cdot 40}{800 - 4 \cdot 40} \right) = M_0 \cdot 1,27.$$

$$\sigma = 39 \pm \frac{160000}{5800} \cdot 1,27 = 39 \pm 35 = \left. \begin{aligned} &74 \text{ kg/cm}^2, \\ &4 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned} \right\}$$

Der er, som antaget, Tryk over hele Tværsnittet.

$$r'_b = 75 \left(1 - 0,2 \cdot \frac{4}{74} \right) = 74 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{\max}.$$

$$2) \quad P = 16 \text{ t}, \quad M = 2,4 \text{ tm (henført til det fulde Tværsnits Tyngdepunkt)}, \quad l = 300 \text{ cm}.$$

x skønnes til 15 cm .

$$F = 30 \cdot 15 + 135 = 450 + 135 = 585 \text{ cm}^2.$$

$$\Delta e = \frac{\frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 15^2}{585} = 5,8 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 15^3 + 135 \cdot 12^2 - 585 \cdot 5,8^2 = 34000 \text{ cm}^4.$$

$$W_b = \frac{34000}{15 - 5,8} = 3700 \text{ cm}^3, W_j = \frac{34000}{15(12 + 5,8)} = \frac{1920}{15} \text{ cm}^3.$$

$$1000 \left(240 - 4 \cdot \frac{16000}{517} \right) = 116000 \text{ kg/cm}^2 > 1500 \cdot 60 = 900000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E = 90000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot 90000 \cdot 34000}{300^2} = 335000 \text{ kg}.$$

$$M_0 = 2,4 - \Delta e \cdot P = 2,4 - 0,058 \cdot 16 = 1,5 \text{ tm}.$$

$$M_R = M_0 \left(1 + \frac{\pi^2}{9,6} \cdot \frac{4 \cdot 16}{335 - 4 \cdot 16} \right) = M_0 \cdot 1,24.$$

$$\sigma_b = \frac{16000}{585} + \frac{145000}{3700} \cdot 1,24 = 27 + 48 = 75 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_j = 15 \left(-27 + \frac{145000}{1920} \cdot 1,24 \right) = 15(-27 + 94) = 15 \cdot 67 \\ = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$x = 27 \cdot \frac{75}{75 + 67} = 14,5 \text{ cm (skønnet til 15 cm)}.$$

§ 19. BUER

Buekonstruktioner anvendes foruden i Brobygning en Del til Tage over Haller o. l.

Buer skal armeres med mindst 0,25% baade i Over- og Undersiden. Ved Buer, hvor Bredden er over 10 Gange Tykkelsen (Hvælvinger), kan man dog gaa ned til 0,20%, men ved disse skal man til Gengæld anbringe en Fordelingsarmering paa mindst 30% af Længdearmeringen.

Hovedarmeringen skal fastholdes med Bøjler efter de samme Regler, som gælder for Søjler.

Da der i Reglen er Tale om baade Tryk og Bøjning, bestemmer man den tilladelige Paavirkning paa Betonen af Lign. 71.

Iøvrigt henvises til *Engelund: Brobygning II*.

§ 20. TRÆKSTÆNGER

Ved Trækstænger skal Jernet alene tage Snitkraften, og Betonens Mission er saaledes kun at beskytte Jernene. Anvendes Overdækningsstød, tjener Betonen dog i Stødomraaderne til at overføre Trækkræfterne i Jernet, hvilket foraarsager, at der her kommer Tryk i Betonen.

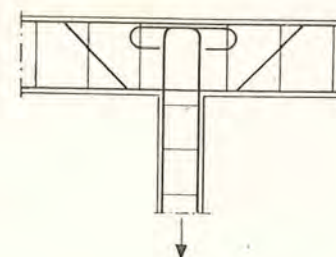


Fig. 79

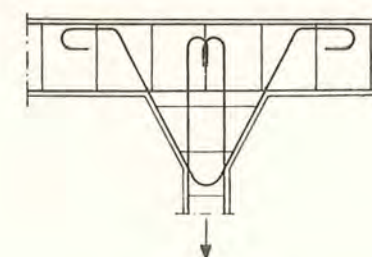


Fig. 80

Stødene maa spredes godt. Bedre er det dog at udføre Stødene ved Svejsning eller at anvende Skruemuffer.

Hvor Trækstængerne slutter til den øvrige Konstruktion, maa man have sin Opmærksomhed henvendt paa, at Jernet bliver ført godt ind i denne og bliver ordentlig forankret. Bedst er det at anvende Ankerplader eller lignende. Fig. 79, 80 og 81 viser forskellige Maader at udføre denne Forankring paa.

Ved Trækstænger med Tværbelastning vil Trækket formindske Bøjningsmomentet hidrørende fra Tværbelastningen. Lign. 69 kan anvendes, naar man erstatter P med $\frac{P}{2}$.

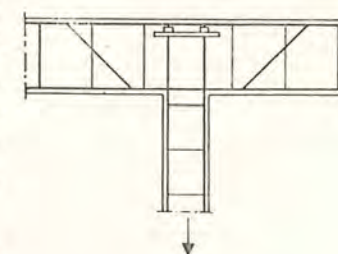


Fig. 81

§ 21. VRIDNING

Armeringen af en stangformet Konstruktionsdel paavirket til Vridning kan ske paa to Maader.

Den ene Maade er at anvende en Spiralarmering (Fig. 82), der, for at gaa i Hovedtrækspændingernes Retning, helst skal danne 45° med Stangaxen. Er der skiftende Paavirkning, maa der anbringes baade en højre- og en venstregaaende Spiral. Saa længe Spiralen gaar under 45° , kan Længdearmeringen undværes, men af Montagehensyn anbringes der dog alligevel i Reglen en svagere Længdearmering.

Bredts Formel giver, at den Spiralarmering, gaaende under 45° , der skal skære et Normalsnit, er:

$$F_j = \frac{M_v}{2\sqrt{2} \cdot r_j} \cdot \frac{O}{F_k}, \quad (72)$$

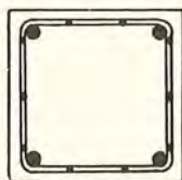
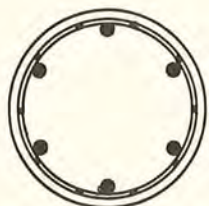
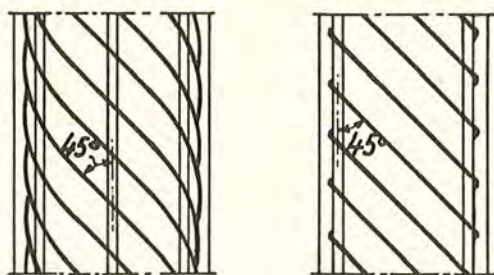


Fig. 82

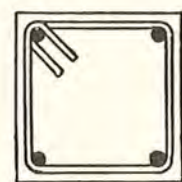
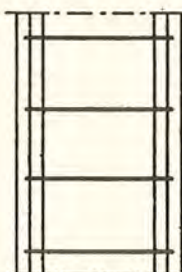
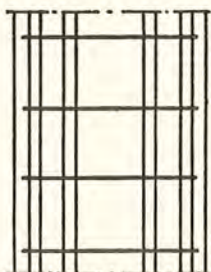


Fig. 83

hvor M_v er det vridende Moment, F_k Arealet af den Del af Tværsnittet, der ligger inden for Spiralen og O Periferien af F_k .

For et cirkulært Tværsnit faas heraf:

$$F_j = \frac{M_v}{\sqrt{2} \cdot r_j \cdot \rho}, \quad (73)$$

hvor ρ er Spiralens Radius.

For et rektangulært Tværsnit, hvor »Spiralen« er $a \cdot b$, faas:

$$F_j = \frac{M_v}{\sqrt{2} \cdot r_j} \cdot \frac{a + b}{a \cdot b}. \quad (74)$$

Den anden Maade at udføre Armeringen paa er (Fig. 83) at anvende Længdejern og Bøjler, og i saa Fald kan uden videre tages skiftende Paavirkninger, men den er i øvrigt ikke saa god som Spiralarmring.

For at være i Stand til at tage de under 45° gaaende Hovedtrækspændinger skal Arealet af Længdejernene i Tværsnittet være lig $\frac{1}{4}\pi \cdot d^2 \cdot O/a$, hvor d er Bøjlediameteren, O Periferien af F_k og a Bøjleafstanden. Eller sagt med andre Ord: Længdejernenes teoretiske Volumen skal være det samme som Bøjlernes. Desuden skal Længdejernenes Areal være $1:\sqrt{2}$ Gange den tilsvarende Spiralarmring (under 45°).

For at begrænse Risikoen for Revnedannelse maa man ikke have større Hovedtrækspændinger i Betonen end $0,3 \cdot r_b$, idet disse beregnes som for et homogent Materiale.

Det er ikke særlig almindeligt i Praksis at drage Nytte af Jernbetonens Vridningsmodstand.

§ 22. FUNDAMENTER

Fundamenternes Opgave er at overføre Konstruktionernes Tryk enten direkte til Jorden eller med Funderingspæle som Mellemlid til dybere liggende Jordlag.

Udformningen af Fundamenterne er selvfølgelig stærkt afhængig af de foreliggende Omstændigheder saavel hvad angaar selve Jordens Beskaffenhed som Bygværkets Egenskaber (Udstrækning, Vægt m.m.).

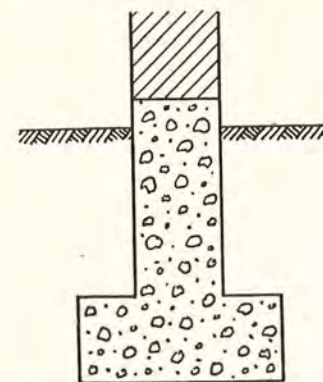


Fig. 84

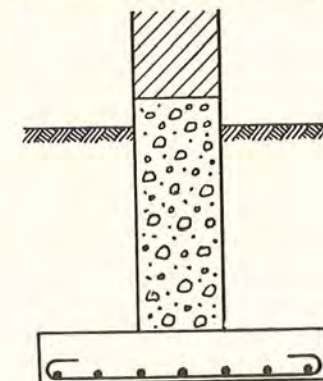


Fig. 85

I det følgende skal omtales nogle af de mest almindeligt anvendte Typer.

Ved gennemgaaende Bygningsdele (Mure og lign.) lader man i Reglen ogsaa Fundamentet være gennemløbende, og det udføres ofte af

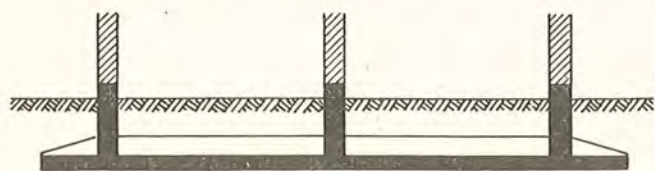


Fig. 86

Grovbeton (Fig. 84). Det gøres saa bredt forneden, at Trykket paa Grunden bliver under det tilladelige. Dersom Fundamentsbredden skal være særlig stor, kan man udføre den nederste Del af Jernbeton (Fig. 85).

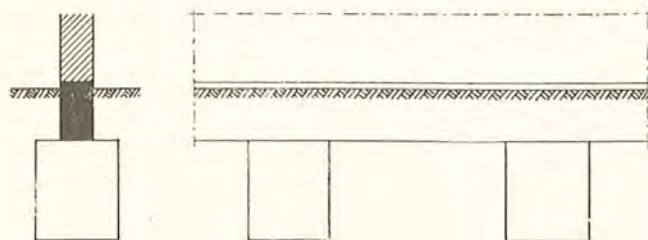


Fig. 87

Ved særlig daarlig Bund kan der blive Tale om at udføre en gennemgaaende Fundamentsplade af Jernbeton under hele Bygværket, som Fig. 86 antyder. Man kan ogsaa ved en gennemgaaende Mur have

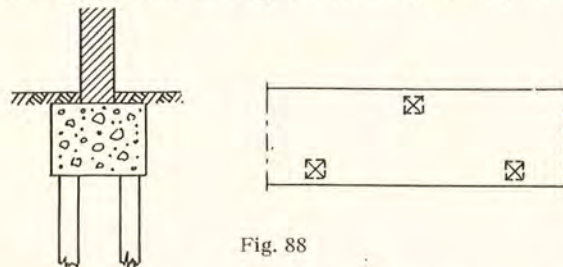


Fig. 88

spredte Fundamenter forbundet med en gennemgaaende Jernbetonbjælke (Fig. 87), og dette er særlig fordelagtigt, hvis den bæredygtige Grund ligger et Stykke nede.

Anvendes Pæle under et gennemgaaende Bygværk, sættes de under

dette i en Afstand, som svarer til Belastningen, og forskudt ud fra Midtlinien, som Fig. 88 viser. Er der for langt mellem Pælene, kan det blive paakrævet at armere Svellen over disse.

Ved mere koncentrerede Bygningsdele (Søjler og Piller) faar Fundamenterne en tilsvarende kompakt Form. Jernbetonsøjler kan funderes

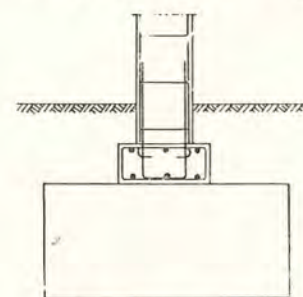


Fig. 89

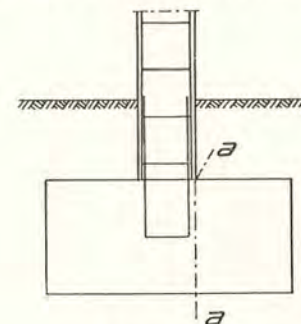


Fig. 90

paa Grovbetonklodser, men man maa da (Fig. 89) indskyde en Jernbetonpude, som har saa stor en Flade, at Trykket paa Grovbetonen bliver tilladeligt¹⁾. Man kan ogsaa udføre Klodsen af saa god Beton, at Pudden kan undværes, som Fig. 90 viser. Det uarmerede Snit a—a maa

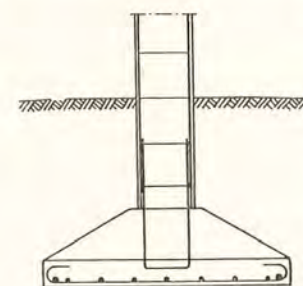


Fig. 91

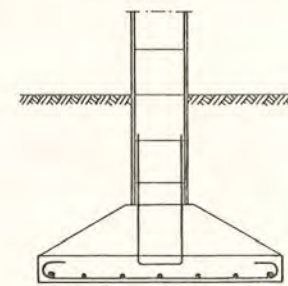
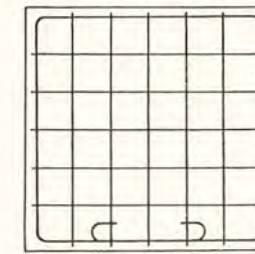
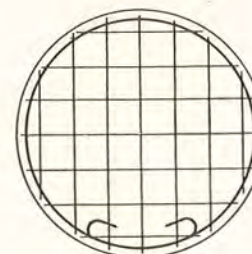


Fig. 92



¹⁾ Bemærk ogsaa § 13 b.

da undersøges for Bøjning, og Bøjningsspændingen skal være mindre end $0,2 \cdot r_b$ og aldrig over 5 à 6 kg/cm². Endelig kan Fundamentsklodsen armeres.

Paa Fig. 91 er vist et cirkulært, kegleformet Fundament (Diameter d_1) for en Jernbetonsøjle (Diameter d_0). Er Søjlen kvadratisk, regnes d_0 som Diameteren i Cirklen med samme Areal.

Lægges et Diametralsnit, bliver Momentet i dette:

$$M = \frac{P}{2} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{d_1}{\pi} - \frac{2}{3} \cdot \frac{d_0}{\pi} \right) = \frac{P}{3\pi} (d_1 - d_0),$$

hvoraf:

$$F_j = \frac{P (d_1 - d_0)}{3\pi \cdot h_n \cdot r_j} \quad (75)$$

I hver især af to paa hinanden vinkelrette Diametralsnit lægges F_j . Vil man bruge Ringarmering, skal Ringene have Arealet $0,5 \cdot F_j$. En Kombination af begge Armeringsmaader vil være at foretrække.

Paa Fig. 92 er vist en kvadratisk Fundamentsklods med Sidelinie a_1 .

Er Søjle's Sidelinie a_0 , faas for et lodret Centralsnit parallel med Sidelinien:

$$M = \frac{P}{2} \left(\frac{1}{4} \cdot a_1 - \frac{1}{4} \cdot a_0 \right) = \frac{P}{8} (a_1 - a_0),$$

hvoraf:

$$F_j = \frac{P (a_1 - a_0)}{8 \cdot h_n \cdot r_j} \quad (76)$$

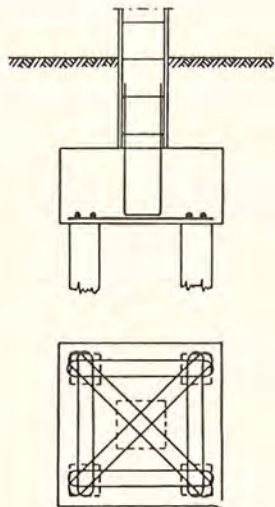


Fig. 93

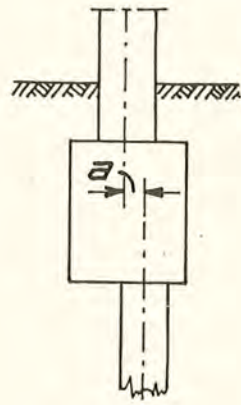


Fig. 94

Ved et Søjlefundament med Pæle skal man saa vidt muligt anbringe Pælegruppen centralt under Søjlen, hvorved de kan regnes at faa lige store Tryk, dersom de har samme Dimension, og er de af forskellig Størrelse, vil de normalt bære Belastningen svarende til deres Arealer.

I Fig. 93 er vist et Pælefundament med Armering. Denne findes ved at udregne Momentet paa lignende Maade som ovenfor.

Ved mere komplicerede Pælefundamenter maa Beregningen af Pæletrykkene udføres som angivet i *Engelund: Brobygning II*, § 17d¹⁾, og

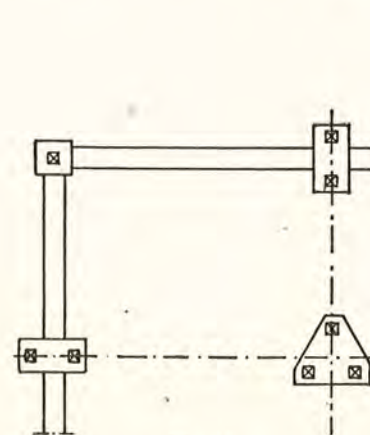


Fig. 95

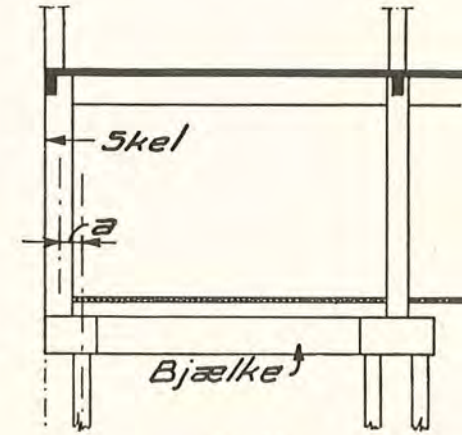


Fig. 96

det kan eventuelt blive nødvendigt at ramme Skraapæle for at faa Kræfterne optaget paa rationel Maade.

Et fritliggende Søjlefundament med een à to Pæle er (Fig. 94) uheldigt, da man ikke kan ramme Pæle helt nøjagtigt, men maa regne med mindst 10 à 15 cm Fejl i deres Placering i Planen og derved kan faa indført en uønsket Excentricitet. Man bør derfor have tre Pæle under et saadant Fundament. Er Fundamentet støttet af andre Konstruktionsdele (Bjælker og lign.), falder denne Betænkelighed bort. Paa Fig. 95 er vist Eksempler herpaa.

Ved Søjler i Skelmure kan det ofte være vanskeligt at faa Fundamentet anbragt symmetrisk under Søjlen. For at skaane Søjlen og Pælene for et fra denne Excentricitet kommende Moment, kan man lægge en Fundamentsbjælke som Fig. 96 viser.

¹⁾ Se ogsaa *Nøkkentved: Beregning af Pæleværker*, Kbh. 1924.

§ 23. DILATATIONSFUGER

Foruden som alle andre Materialer at faa Længdeændringer fra Temperaturvariationer, er Betonen underkastet Deformationer fra Svind og Krybning, og den derved stærkt forøgede Deformationsvirksomhed, som, dersom den ikke kan komme til Udløsning, kan give ikke uvæsentlige Materialanstrengelser og maaske skadelig Revnedannelse, maa derfor i særlig Grad tages i Betragtning ved Jernbetonkonstruktioners Anordning og Udførelse.

Den mest rationelle Maade at imødegaa denne Virkning paa er selvfølgelig at anvende Konstruktioner, der uden væsentlig Tvang kan

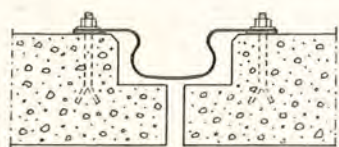


Fig. 97

følge med i Længdeændringerne. Midlerne her er rationelt udførte Lejer og saa slanke og saa stærkt armerede Konstruktionsled, at de kan taale Bevægelserne uden at tage Skade, og at opdele Bygværket ved Dilationsfuger i adskilte Enheder af passende Ud-

strækning. Saadanne Fuger kan brugsmæssigt være til stor Ulempe og maa ofte lukkes, saa de er uigennemtrængelige for Vand, Luft o. s. v. og selvfølgelig paa en saadan Maade, at den frie Bevægelse i Fugen ikke er hindret. Paa Fig. 97 er vist et Eksempel herpaa.

Et ikke uvigtigt Middel til at begrænse Bevægelserne er at arrangere Støbningen i Sektioner paa en saadan Maade og til saadanne Tidspunkter, at Svind og Krybning er i hvert Fald delvis afsluttet, inden Konstruktionen er blevet sammenhængende.

I Husbygning er det ikke almindeligt at have Dilationsfuger. Selv i helstøbte Bygninger paa 100–120 m Længde undgaar man dem i Reglen, da de er meget vanskelige at faa udført tilfredsstillende, ligesom man har Besvær med de gennemgaaende tekniske Installationer. Man finder sig da i Revnedannelsen og sørger blot for ved Længdearmering og hensigtsmæssig Støbning, at Revnerne bliver saa godt fordelt og saa smaa som muligt.

§ 24. ØKONOMISKE SYNSPUNKTER

Et Bygværk skal altid tilfredsstillende vise brugsmæssige Krav, som kan være af meget forskelligt Indhold, og det skal da udformes med passende Hensyn hertil. Der vil i Reglen være Mulighed for flere Løsninger. Blandt disse skal man udvælge den bedst egnede, og her spiller de økonomiske Hensyn selvsagt en stor Rolle.

For at komme til Bunds i de prismæssige Forhold vil det ofte være nødvendigt at opstille detaillerede, sammenlignende Beregninger mellem de foreliggende Muligheder, idet de forskellige Faktorer kan virke ind paa hinanden paa en ganske uoverskuelig Maade, som kun kan klarlægges gennem en dybtgaaende Undersøgelse, og hvor man selvfølgelig maa have sin Opmærksomhed henledt paa alle Slags Konstruktionsmaterialer.

Vi vil dog herefter indskrænke os til alene at betragte Jernbetonen, og her kan følgende almindelige Retningslinier angives:

Da det er ca. 5 Gange saa dyrt at optage et Tryk med Jern som at optage det med Beton, skal man bruge saa lidt Jern som muligt i Trykzonerne.

Højden af Bjælkekonstruktioner o. l. skal afpasses efter Prisforholdet mellem Jern og Beton (altsaa høje Bjælker, naar Jernprisen er høj).

Anordningen af Konstruktionerne har sin store Betydning. Navnlig gælder dette Understøtningernes (Søjlers og Vægges) Afstande, idet de, hvis ikke særlig vanskelige Funderingsforhold forefindes, ikke skal tages større, end Brugshensyn kræver.

Simple Former og regelmæssig Inddeling med mange ens Konstruktionsdele giver billige Støbeforme.

Nedenfor skal anføres nogle almindelige Undersøgelser, som giver et Fingerpeg i Retning af de mest økonomiske Proportioner for et givet Konstruktionsled, men man maa ikke glemme, at saadanne maaske i sig selv økonomisk udformede Led ved deres Vægt indvirker paa den øvrige Konstruktion og derved maaske kan gøre de efterfølgende bærende Led for dyre.

I øvrigt vil mindre Afvigelser (f. Eks. indenfor 10%) af de angivne Værdier for de mest økonomiske Konstruktionshøjder o. l. i Reglen ikke give nogen væsentlig Foringelse af Økonomien.

a. Enhedspriser.

Prisen paa 1 m³ Beton færdig udstøbt benævnes k_b , Prisen paa 1 kg Armering færdig anbragt benævnes k_j , og Prisen paa 1 m² Form opstillet og nedtaget benævnes k_f .

Disse Priser kan konstateres svarende til Tid og Sted, idet man bemærker, at det alene er det relative Forhold mellem dem, der har Betydning.

Ved et Prisniveau i Ro har man hidtil kunnet regne med følgende: Naar $k_b = 100$ Kr., er $k_j = 1$ Kr. for St. 37 og $= 1,2$ Kr. for St. 48 o. l.,

medens $k_j = 7$ Kr. Denne sidste Pris omfatter kun selve Beklædningen med en første Afstivning (ialt ca. 1,3 cbf. Træ pr. m² Form), idet det øvrige Træforbrug vil holde sig nogenlunde konstant.

Med disse Priser vil der blive regnet.

b. Den enkeltspændte Plade.

Idet man kan se bort fra det konstante Tillæg fra Forskallingen og Betonlaget under Armeringen, er Prisen for 1 m² Plade:

$$K = k_b \cdot \frac{h_n}{100} + k_j \cdot v_j,$$

hvor v_j er Vægten i kg af Armeringen pr. m² Plade, og h_n er cm.

Man har:

$$F_j = \frac{100 \cdot M_{100}}{0,9 \cdot h_n \cdot r_j} \text{ cm}^2,$$

hvor M_{100} regnes i kgm/m og r_j i kg/cm².

Regnes med 20% Fordelingsarmering, faas:

$$v_j = F_j \cdot 1,2 \cdot 0,9 = \frac{M_{100} \cdot 100}{0,9 \cdot h_n \cdot r_j} \cdot 1,1 = \frac{120 \cdot M_{100}}{r_j \cdot h_n} \text{ kg},$$

og altsaa:

$$K = k_b \cdot \frac{h_n}{100} + k_j \cdot \frac{120 \cdot M_{100}}{r_j \cdot h_n},$$

$$\frac{dK}{dh_n} = \frac{k_b}{100} - k_j \cdot \frac{120 \cdot M_{100}}{r_j \cdot h_n^2} = 0,$$

$$h_n = \sqrt{\frac{12000 \cdot k_j}{r_j \cdot k_b}} \cdot \sqrt{M_{100}} = c_\sigma \cdot \sqrt{M_{100}}, \quad (77)$$

idet man sætter:

$$c_\sigma = \sqrt{\frac{12000 \cdot k_j}{r_j \cdot k_b}}. \quad (77a)$$

Med $r_j = 1300$ kg/cm² er:

$$c_\sigma = \sqrt{\frac{12000 \cdot 1}{1300 \cdot 100}} = 0,304, \quad (77b)$$

og med $r_j = 2200$ kg/cm²:

$$c_\sigma = \sqrt{\frac{12000 \cdot 1,2}{2200 \cdot 100}} = 0,256. \quad (77c)$$

Styrkehensyn kræver, at:

$$c_\sigma \geq c_1.$$

For 75/1300 er $c_1 = 0,260 < c_\sigma = 0,304$, og for 75/2200 er $c_1 = 0,298 > c_\sigma = 0,256$.

c. Krydsarmerede Plader.

Med de samme Enheder som for den enkeltspændte Plade er Summen af Armeringen i begge Retninger for 1 m² Plade:

$$F_j = 100 \cdot \frac{M_k + M_l}{0,9 \cdot h_n \cdot r_j} \text{ cm}^2,$$

hvoraf:

$$v_j = F_j \cdot 0,9 = 100 \cdot \frac{M_k + M_l}{h_n \cdot r_j} \text{ kg pr. m}^2$$

og

$$\begin{aligned} h_n &= \sqrt{\frac{10000 \cdot k_j}{r_j \cdot k_b}} \cdot \sqrt{M_k + M_l} \\ &= \sqrt{\frac{10000 \cdot \frac{M_k + M_l}{M_k} \cdot k_j}{r_j \cdot k_b}} \cdot \sqrt{M_k} = c_\sigma \sqrt{M_k}, \end{aligned} \quad (78)$$

idet man sætter:

$$c_\sigma = \sqrt{\frac{10000 \cdot \frac{M_k + M_l}{M_k} \cdot k_j}{r_j \cdot k_b}}. \quad (78a)$$

Styrkehensyn kræver, at:

$$c_\sigma \geq c_1.$$

Er eksempelvis $M_k = M_l$, faas:

$$c_\sigma = \sqrt{\frac{20000 \cdot k_j}{r_j \cdot k_b}}, \quad (78b)$$

som for $r_j = 1300$ kg/cm² giver $c_\sigma = 0,392$ og for $r_j = 2200$ kg/cm² giver $c_\sigma = 0,316$.

d. Pladebjælker.

Prisen pr. m for en Pladebjælke er bortset fra en Konstant:

$$K = k_b \cdot b \cdot h : 100 + k_j \cdot v_j + k_f (2h : 100 + b),$$

hvor h er cm og b er m.

Styrkehensyn kræver, at:

$$h = 1,1 \cdot h_n = 1,1 \cdot c_1 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}},$$

og

$$F_j = \frac{100 \cdot M}{0,9 \cdot h_n \cdot r_j},$$

og desuden er:

$$v_j = 1,1 (F_j + F_j^c) = 1,21 \cdot F_j \text{ kg},$$

hvor F_j er cm^2 , M er kgm , h_n er cm og r_j er kg/cm^2 .

Efter nogen Regning faar man for en simpelt understøttet Bjælke:

$$h_n^2 = M \left(\frac{0,5 \cdot c_1^2 \cdot k_b}{k_f} + \frac{6200 \cdot k_j}{r_j \cdot k_f} + \frac{90 \cdot c_1^2}{h_n} \right),$$

$$b = \frac{c_1^2 \cdot M}{h_n^2}.$$

Denne Udvikling giver imidlertid Dimensioner, der i Reglen er ubrugelige for Praksis. Eksempelvis faas med $75/1300 \text{ kg/cm}^2$ og Momentet 10000 kgm , at $h_n = 110 \text{ cm}$ og $b = 5,5 \text{ cm}$. Men den giver i hvert Fald den Oplysning, at man skal have b saa lille, som Forholdene tillader.

Stiller man sig dernæst den Opgave at finde den mest økonomiske Højde, dersom b er givet, kan følgende opstilles:

Bortset fra en Konstant kan Prisen pr. m Bjælke skrives som:

$$K = k_b \cdot b \cdot h_n : 100 + k_j \cdot v_j + k_f \cdot 2 \cdot h_n : 100.$$

Trækjernet er:

$$F_j = \frac{100 \cdot M}{0,9 \cdot h_n \cdot r_j},$$

og Trykjernet sættes til $F_j^c = 0,1 \cdot F_j$.

Man kan da regne for en simpelt understøttet Bjælke:

$$v_j = F_j \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 135 \cdot \frac{M}{h_n \cdot r_j},$$

og for en kontinuerlig Bjælke ca. 10% mere:

$$v_j = 150 \cdot \frac{M}{h_n \cdot r_j}.$$

For en simpelt understøttet Bjælke er:

$$K = k_b \cdot b \cdot h_n : 100 + k_j \cdot 135 \cdot \frac{M}{h_n \cdot r_j} + k_f \cdot 2 \cdot h_n : 100,$$

$$\frac{dK}{dh_n} = k_b \cdot b : 100 - k_j \cdot 135 \cdot \frac{M}{h_n^2 \cdot r_j} + k_f : 50,$$

$$h_n = \sqrt{\frac{13500 \cdot k_j}{(k_b + 2 \cdot k_f : b) \cdot r_j}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = c_o \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad (79)$$

idet man har sat:

$$c_o = \sqrt{\frac{13500 \cdot k_j}{(k_b + 2 \cdot k_f : b) \cdot r_j}}. \quad (79a)$$

For $r_j = 1300 \text{ kg/cm}^2$ er:

$$c_o = \sqrt{\frac{0,104}{1 + 0,14 : b}} \quad (79b)$$

og for $r_j = 1800 \text{ kg/cm}^2$ er:

$$c_o = \sqrt{\frac{0,090}{1 + 0,14 : b}}. \quad (79c)$$

For en kontinuerlig Bjælke er:

$$h_n = \sqrt{\frac{15000 \cdot k_j}{(k_b + 2 \cdot k_f : b) \cdot r_j}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = c_o \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad (80)$$

idet man har sat:

$$c_o = \sqrt{\frac{15000 \cdot k_j}{(k_b + 2 \cdot k_f : b) \cdot r_j}}. \quad (80a)$$

For $r_j = 1300 \text{ kg/cm}^2$ er:

$$c_o = \sqrt{\frac{0,116}{1 + 0,14 : b}} \quad (80b)$$

og for $r_j = 1800 \text{ kg/cm}^2$ er:

$$c_o = \sqrt{\frac{0,100}{1 + 0,14 : b}}. \quad (80c)$$

c_o maa selvfølgelig ikke være mindre end c_1 , da Betonspændingerne i saa Fald vil blive for store.

e. T-Bjælken.

For denne er, idet Kropbredden er b_0 (i m) og t Pladetykkelsen (i cm):

$$K = k_b \cdot b_0 (h_n - t) : 100 + k_j \cdot v_j + k_f \cdot 2 (h_n - t) : 100,$$

$$\frac{dK}{dh_n} = k_b \cdot b_0 : 100 + k_j \cdot \frac{dv_j}{dh_n} + k_f : 50 = 0.$$

Da v_j er den samme som for Pladebjælken, kan det mest økonomiske h_n beregnes af Formlerne (79) og (80), idet man for b sætter b_0 .

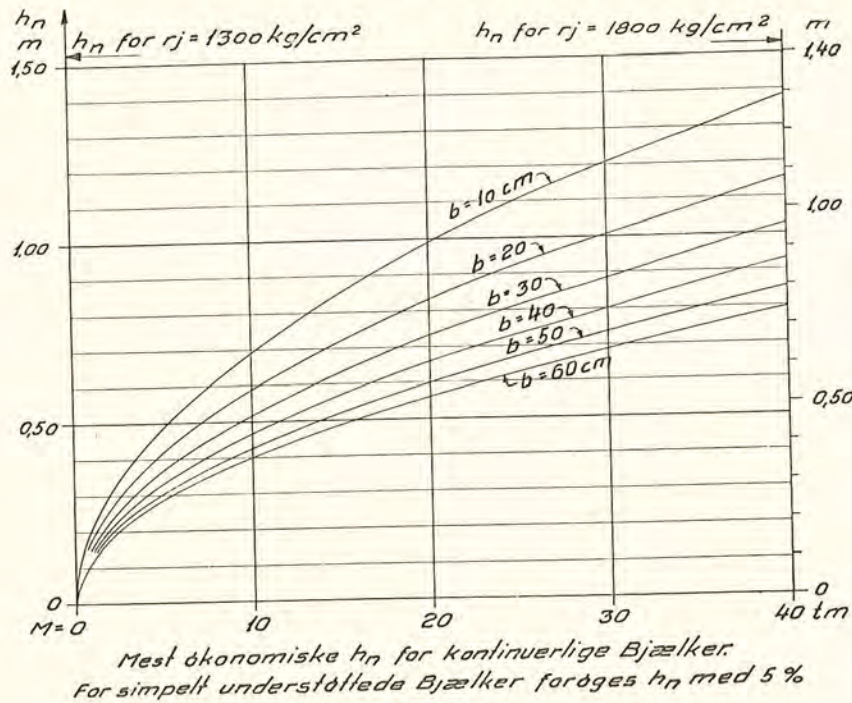


Fig. 98

I Fig. 98 er angivet Relationen mellem M og h_n for forskellige Værdier af b_0 .

Man maa desuden sikre sig, at Betonspændingerne og Forskydnings-spændingerne ikke bliver for store.

Den mindste anvendelige b_0 vil give det billigste Resultat.

f. Søjler.

Centralt belastede Søjler er mest økonomiske, naar de udføres med den foreskrevne Minimumsarmering.

§ 25. SÆRLIGE KONSTRUKTIONER

a. Teglstensdæk og lignende.

I Husbygning ønsker man ofte at have plant Loft, fri for synlige Jernbetonribber, ligesom man gerne vil have en forøget Varme- og Lydisolation.

Dette kan opnaas ved, som vist i Fig. 99, at anbringe en pudset Forskalling nedenunder Bjælkerne.

Man kan ogsaa anbringe nogle Udfyldningsblokke af f.Eks. Moler som Fig. 100 viser. Disse Blokke har ikke nogen væsentlig Styrke og kan derfor ikke medregnes som bærende. Styrken kommer saaledes alene fra de smaa armerede Ribber mellem Blokkene og fra Jernbetonpladen, der ligger over disse.

Ved at tage Blokke med en passende Trykstyrke (i Reglen hule Blokke af Tegl eller Klinkerbeton) og af en lignende Form som Molerblokkene, saaledes at der ogsaa her fremkommer betonfyldte Kanaler, hvori Armeringen kan anbringes (Fig. 101), kan man lade det hele bære som en Plade med Tykkelse lig Blokkenes Højde.

Der findes forskellige Systemer af Blokke, f. Eks. »Bauma«, »Røseler« og »Sperle«.

Trykstyrken paa disse Teglstensblokke er omkring 300 kg/cm², og paa Grund af Hulrummet maa

man nedsætte den tilladelige Paavirkning til ca. 50 kg/cm², idet man saa regner, som om det var en massiv Plade. n regnes lig 15. Det volder visse Vanskeligheder at faa det negative Moment over Understøtningerne optaget, og man bør derfor ikke regne dette større end Halvdelen af Momentet i Midten. Til at faa optaget det negative Moment har

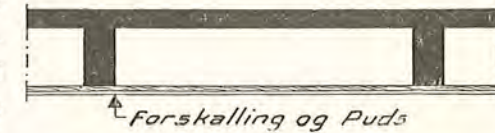


Fig. 99

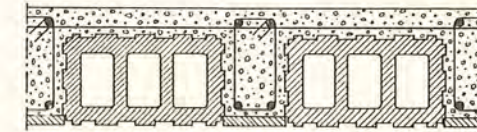


Fig. 100

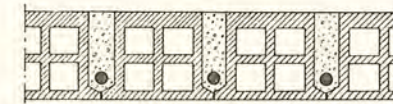


Fig. 101

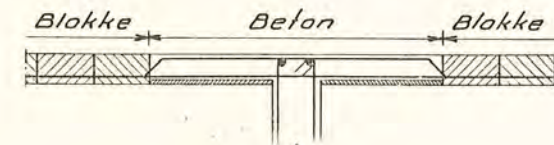


Fig. 102

man nogle specielle »negative« Blokke, men man kan ogsaa helt udelade disse i en Zone langs Understøtningen og i Stedet fylde ud med Beton, og denne Zone kan da anvendes som Trykhoved i en eventuel tværgaaende T-Drager (se Fig. 102). Der anvendes ikke Bøjler. Jernene opbøjes efter de samme Regler, som gælder for alm. Jernbetonplader.

Vægten af 1 cm Teglstensdæk kan regnes til 10 kg/m^2 .

Hvis en saadan Etageplade skal virke som vandret Afstivning i Bygværket, maa man, dersom det drejer sig om større Afstand end 15–20 m, udstøbe et Betonlag (Overbeton) over Blokkene paa 2–3 cm og armere dette Lag paa Tværs af Ribberne med f.Eks. $\varnothing 7$ pr. 25 cm. Blokkene kommer da, i hvert Fald delvis, kun til at virke som en Udfyldning, og Fordelen ved at anvende dem kan derved blive problematisk.

Teglstensdæk bør kun anvendes til moderate Belastninger og er ikke egnet til store, koncentrerede Kræfter. Stenene faas i Størrelse (Højde)

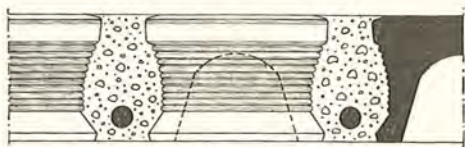


Fig. 103

fra 10 til 24 cm og kan anvendes paa Spændvidder op til ca. 7 m. Vedrørende yderligere Oplysninger henvises til de forhandlende Firmaers Dimensioneringstabeller etc.

Dersom man ønsker, at der skal kunne komme Lys gennem en Jernbetonplade (ved Lyskasser, overdækkede Gaarde, Tage etc.), kan man anvende Glasblokke, de saakaldte Betonglas (Fig. 103). De faas i mange Typer og Størrelser og baade runde og firkantede. De er saaledes formede, at der kan lægges Armeringsjern i Fugerne imellem dem i to Retninger, og naar disse Fuger udstøbes med Beton, bliver Konstruktionen bærende. Man skal være noget forsigtig med at medtage Glasset i Styrkeberegningen.

b. Armerede Murstenskonstruktioner.

Ved at indlægge en Armering i Murværk kan man gøre dette i Stand til at tage Trækspændinger, hvorved Momenter kan optages. Armeringen maa i Hovedsagen følge Fugerne, idet anden Placering vil volde praktiske Vanskeligheder. Saavel Hovedarmering som Tværarmering (Bøjler) kan anvendes, men Bøjlerne er ikke saa lette at anbringe. For at Jernet skal fylde mindst muligt i Fugerne, skal man tage smaa Jern med stor Styrke (f.Eks. St. 52). Da Murværk kun kan tage ganske smaa Trækspændinger, maa man indskrænke sig til Konstruktioner, hvor Forskydningspændingerne og derigennem de skraa Hovedtrækspændinger er ringe.

Der kan anvendes almindelige Teglsten, men bedre er det at bruge Hultegl med mange smaa Huller (Fig. 104), da dette giver større og mere

regelmæssig Styrke. Brudstyrken af Teglstene ligger iflg. nogle svenske Forsøg fra $150\text{--}200 \text{ kg/cm}^2$ taget af Bruttotværsnittet.

Mørtelen, der anvendes til Opmuringen, maa være med stor Cementindhold, dels for at give Styrke, dels for at forhindre Kalken i at angribe Jernet. Blandingsforholdet (efter Rumfang) 1 Cement, $\frac{1}{3}$ Kalk, 3 Sand kan f.Eks. anvendes. Fugerne maa fyldes særlig omhyggeligt med Mørtel.

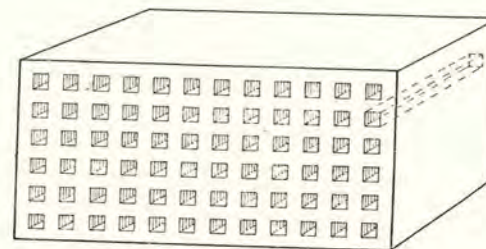


Fig. 104

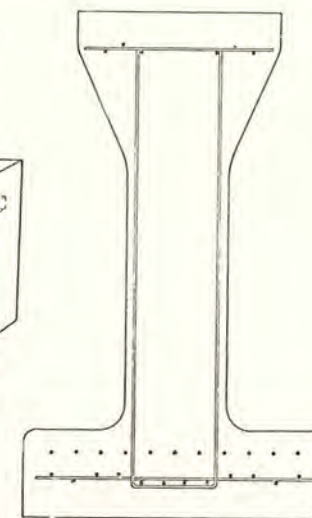


Fig. 105

Adhæsionen mellem Jern og Mørtel er ca. 40 kg/cm^2 , mellem Mursten og Mørtel ca. 7 kg/cm^2 , og Trækbrudstyrken mellem Tegl og Mørtel er ca. 2 kg/cm^2 , Forskydningsbrudstyrken i Bjælker er ca. 7 kg/cm^2 .

Man kan iflg. Granholm¹⁾, naar den ovenfor angivne Mørtel anvendes, regne med følgende tilladelige Paavirkninger:

Trykspænding 30 kg/cm^2 , Adhæsion Jern-Murværk 8 kg/cm^2 , Forskydning (skraa Hovedtrækspændinger) 2 kg/cm^2 .

Elasticitetskoefficienten er ca. 100000 kg/cm^2 for $\sigma = 0$ og ca. 50000 kg/cm^2 for $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$. Der kan i Spændingsberegningerne anvendes $n = 35$.

Spændingsberegningen gennemføres i øvrigt som for Jernbeton, saaledes regnes ikke med Bøjningstrækspændinger.

e. Forspændte Konstruktioner.

Det vil modvirke Revnedannelsen i Jernbeton, dersom man giver Jernet en Trækspænding, inden Betonen størkner omkring den. Den praktiske Mulighed for saaledes at forspænde Jernet maa dog siges med

¹⁾ Granholm: Armerede Tegelkonstruktioner. Chalmers Tekniska Högskolas Handlingar Nr. 16, 1943.

vore nuværende Hjælpemidler at være begrænset til meget specielle Tilfælde.

Paa Grund af Svind og Krybning vil en given Forspænding altid tabe sig noget, man maa regne med 2000 à 3000 kg/cm², hvis man ikke tager særlige Forholdsregler ved Betonens Udstøbning og Hærdning, i saa Fald kan man komme ned paa 1500 kg/cm². For at faa noget rigtigt ud af Forspændingen maa man derfor anvende Staalsorter med stor Styrke. Det skal i øvrigt bemærkes, at netop gennem Forspænding faar man en Udvej til rigtig at nyttiggøre disse Staalsorter, som anvendt i almindelig Jernbeton giver Anledning til forøget Revnedannelse, fordi Elasticitetskoefficienten er konstant, og Jernspændingen forøges.

En særlig Omtale skal gives den saakaldte Strengbeton¹⁾ (*System Hoyer*), hvor Armeringen bestaar af Klavertraad med 1 til 3 mm Diameter og med Flydegrænse paa f. Eks. 20000 kg/cm². Heraf kan fabriksmæssigt fremstilles f. Eks. Bjælker (Fig. 105), der anvendes i Stedet for valsedede Jernbjælker.

Ved Fremstillingen spændes Traadene over en Bane paa Jorden i en Længde af 100–200 m og gives ved Hjælp af hydrauliske Dunkrafter den tilsigtede Forspænding. Derefter sættes der en Form op omkring Traadene, og Betonen udstøbes og binder af, medens Traadene staar i Spænd.

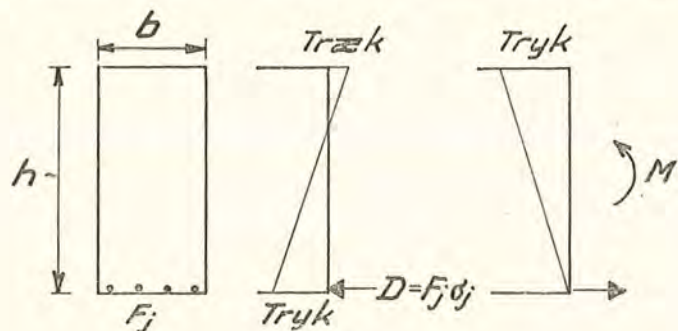


Fig. 106

Efter endt Hærdning kan man afkorte den lange Betonbjælke til passende Længder.

Traadens Forankring i Betonen er meget effektiv, man regner med, at Forankringslængden kun behøver at være 25d (d = 2 mm, Forankringslængde 5 cm). Dette kommer af, at Diameteren er lille, og at den frie Traadende taber sin Tværkontraktion og derfor udvider sig og kiler mod Betonen.

Det man ønsker at opnaa ved Forspændingen er, at Anbringelsen af Belastningen ikke fremkalder Trækspændinger i Betonen i Bjælkens

¹⁾ Hoyer: Der Staalsaitenbeton, Band I, Berlin 1939.

Trækside. Ved et simpelt Eksempel skal herefter antydes, hvorledes dette kan opnaas.

Man har (se Fig. 106) et rektangulært Tværsnit $b \cdot h$ med en Træk- armering F_j med den kendte Forspænding σ_j^0 . Det antages, at Jernet ligger saa nær Overfladen, at man kan regne $h = h_n$, og at F_j er saa lille, at man kan regne $F = b \cdot h$ og $W = \frac{1}{8} \cdot b \cdot h^2$. Inden Dunkraften udløses, har Jernet altsaa Spændingen σ_j^0 og Betonen Spændingen Nul, idet man ser bort fra Sekundærvirkningerne fra Svind og Krybning. Naar Dunkraftene udløses, har Jernet Spændingen σ_j og Betonen paa Jernets Plads Spændingen σ_b' .

Man maa have, at Forkortelsen af Beton og Jern er den samme, altsaa:

$$\sigma_b' = \frac{1}{n} (\sigma_j^0 - \sigma_j),$$

og at Jernet virker som en Trykkraft:

$$D = F_j \cdot \sigma_j.$$

Spændingen i den nederste Kant er da:

$$\sigma_b' = \frac{1}{n} (\sigma_j^0 - \sigma_j) = \frac{D}{F} + \frac{D}{W} \cdot \frac{h}{2} = 4 \cdot \frac{F_j \cdot \sigma_j}{F},$$

hvoraf:

$$\sigma_j = \sigma_j^0 \cdot \frac{F}{4 \cdot n \cdot F_j + F}.$$

Et Moment M alene giver forneden Trækspændingen:

$$\sigma_b^0 = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot M}{F \cdot h},$$

og skal den resulterende Spænding i Betonen her være Nul, maa man have:

$$\sigma_b' = \sigma_b^0,$$

hvoraf findes:

$$F_j = F \cdot \frac{\sigma_b^0}{4 (\sigma_j^0 - n \cdot \sigma_b^0)}.$$

Dersom der ikke findes Belastning paa Bjælken, vil det forspændte Jern give Trækspændinger foroven. Dette modvirkes ved ogsaa her at have lidt forspændt Jern. Da dette Jern formindsker Trykket i Under- siden, bliver Forholdene noget mere kompliceret end ovenfor. Det vil dog føre for vidt at komme nærmere ind herpaa.

d. Melankonstruktioner.

Ved en Melankonstruktion forstaar man en Konstruktion, som er fremkommet ved at omstøbe en Jernkonstruktion, der i sig selv er fritbærende, men som ikke er gjort saa stærk, at den alene kan bære det færdige Bygværks Belastninger. Fig. 107 viser et Eksempel paa en Melanbjælke.

Denne Jernkonstruktion kommer saaledes til at indgaa som Armering i Betonen, hvorved der fremkommer en Slags Jernbetonkonstruktion. Man supplerer ofte med almindelig Armering.

Ved at anvende en saadan Fremgangsmaade opnaar man forskellige Fordele, som kan være af Betydning ved visse Opgavers Løsning. Ved Bygninger med store Etagehøjder og store Spændvidder (og ved Broer over dybe Slugter) kan man saaledes undgaa at bygge kostbare Stil-

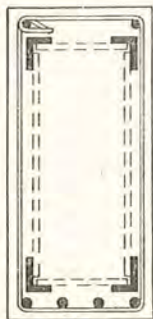


Fig. 107

ladser til Bæring af Støbeformene, idet disse kan op-hænges i Jernkonstruktionen. At Stilladser ikke fore-findes, kan have Betydning i Bygninger, idet man saa paa et tidligt Tidspunkt har Rummet frit til Udførelse af andre Arbejder (f. Eks. Maskinmontage) meget før, end det ellers vilde være Tilfældet.

Da Jernkonstruktionen har Spændinger fra sin egen Vægt og Vægt af Forme og Beton, inden Betonen størkner omkring den og bliver bærende, maa der fremkomme visse nye Komplikationer i Styrkeberegningen. I *Engelund*: Brobygning II er der gjort Rede herfor, og der skal derfor her kun gives en Antydning af de væsentlige Ejendommeligheder, som fremkommer i Spændingsberegningen.

De Spændinger, som Jernkonstruktionen faar, inden Betonen er bærende, benævnes Egenspændinger, og til disse skal adderes de Spændinger, som fremkommer ved den fortsatte Belastning (af Melan-konstruktionen).

Derved kan Spændingen i Jernkonstruktionen (Melanarmeringen) godt komme op over det tilladelige, uden at man derfor vil anse Melan-konstruktionen for ubrugelig, naar blot Betonen eller en almindelig Armering samtidig træder i Virksomhed paa passende Maade.

Har man eksempelvis i en Bjælkes Trækside Melanarmeringen F'_j og almindelig Armering F''_j , begge liggende i samme Afstand fra den tryk-kede Kant, er Egenspændingen σ'_j og Spændingsstigningen i Melan-konstruktionen $\Delta\sigma_j$, da er det samlede Træk:

$$D = F'_j (\sigma'_j + \Delta\sigma_j) + F''_j \cdot \Delta\sigma_j.$$

For nu at faa normal Sikkerhed mod Brud, maa man have:

$$\sigma_j = \frac{D}{F'_j + F''_j} < r_j,$$

og desuden maa man sikre sig, at den virkelige Spænding i F'_j , som jo er $\sigma'_j + \Delta\sigma_j$, ikke kommer for nær til Flydegrænsen¹⁾.

Man vil lægge Mærke til, at Betonens Forlængelser svarer til $\Delta\sigma_j$ og derfor er mindre end i en almindelig Jernbetonkonstruktion, hvilket har en gunstig Indvirken paa Revnedannelsen i Træksiden.

§ 26. UARMEREREDE BETONKONSTRUKTIONER

Selv om det maaske kan siges at ligge lidt uden for denne Bogs Rammer, skal en kort Omtale af uarmerede Betonkonstruktioner finde Sted, i Hovedsagen paa Grundlag af *Jbfn.* 38 — 44.

De tilladelige Spændinger²⁾ regnes for samme Betonkvalitet kun til ca. 50% af de Værdier, der gælder for Jernbeton, idet den af Armeringen betingede Sejghed er bortfaldet.

Med tilladelig Trykstyrke r_0 regnes Bøjningstrykstyrken r_b til $1,25 \cdot r_0$. Trækspændinger vil man sædvanligvis ikke regne med uden i særlige Konstruktioner saasom Fundamenter, Kældermure og Hvælvninger, og i hvert Fald maa man aldrig regne med dem i Støbefuger. Naar de kan medregnes, er den tilladelige Værdi $0,2 \cdot r_b$, dog højst 6 kg/cm². Tilladelig Forskydningsspænding kan sættes til $0,1 \cdot r_b$.

Er eksempelvis $r_b = 30$ kg/cm², faar man saaledes $r_0 = 24$ kg/cm², Bøjningsspændingen 6 kg/cm² og Forskydningsspænding 3 kg/cm².

a. Etageplader.

I Beboelseshuse og Bygninger med lignende Belastningsforhold kan man udføre Etageadskillelserne af uarmeret Beton udstøbt mellem Jernbjælker (Fig. 108), naar Betontykkelsen er mindst 12 og 15 cm for



Fig. 108

Bjælkeafstande paa henholdsvis 1,0 og 1,2 m regnet fra Midte til Midte. Dette gælder, naar den tilfældige Belastning bæres direkte af Betonen. Er dette ikke Tilfældet, altsaa naar et Trægulv eller lignende hviler

¹⁾ Problemet er betydelig mere kompliceret end det fremgaar af denne korte Omtale, og det kan i Virkeligheden kun løses rationelt ved at dimensionere paa Brudstadiet.

Se saaledes *Moe*: Bygn. stat. Meddel., Aarg. XI, 1940, og *Jbfn.* 36.1.

²⁾ Sml. § 51 b.

direkte paa Jernbjælkerne, kan disse Betontykkelser nedsættes til 10 og 12 cm. Disse Tykkelser er betinget af en vis Betonkvalitet, omtrent svarende til Blandingsforholdet 1 : 3 : 5 (Terningstyrke 160 kg/cm²).

b. Piller og Vægge.

Centralt belastede Piller maa ikke være mindre end 25 · 25 cm i Tværmaal og Vægge ikke mindre end 12 cm i Tykkelse. Mindste Tværsnitsdimension a maa ikke være mindre end $\frac{1}{35} \cdot l$, hvor l er den frie Højde.

Naar $l \leq 12a$, behøver man ikke at regne med Søjlepaavirkning, derefter skal den tilladelige Trykpaavirkning multipliceres med $(12 \cdot a/l)^2$.

c. Buer og Hvælvinger.

Buer og Hvælvinger af uarmeret Beton anvendes en Del i Brobygning (se *Engelund*: Brobygning II).

I Husbygning og lign. anvendes de sjældnere og da i Reglen som indspændte Buer. Buemidtlinien maa formes som Tryklinie til Middelbelastningen for at faa saa lidt Tendens til Trækspændinger som muligt, og for de sædvanligt forekommende tilfældige Belastninger skal man helt undgaa Trækspændinger og kun tolerere dem ved mere exceptionelle Belastningskombinationer.

Den tilladelige Trykpaavirkning, der som før nævnt er r_0 for centralt Tryk og $1,25r_0$ for Bøjning, kan for Mellemtilfælde fastsættes paa Grundlag af Lign. (71).

For at sikre sig imod, at en Forøgelse af den bevægelige Belastning skal fremkalde en farlig Situation, bestemmer *Jbth.*, at Paavirkningerne ikke maa blive mere end tre Gange saa store som de tilladelige, naar den bevægelige Belastning forøges til det dobbelte, idet man ved denne Beregning helt skal se bort fra Trækspændingerne i Betonen.

4. Afsnit

ARBEJDETS UDFØRELSE

Udførelsen af Jernbeton kan opdeles i tre ret adskilte Afsnit, nemlig *Forskallingsarbejdet*, *Jernarbejdet* og *Betonstøbningen*.

Der er dog alligevel et intimt Sammenspil imellem dem, hvilket allerede ved Projekteringen maa tages i Betragtning, for at det teknisk og økonomisk rigtige Resultat skal opnaas. Konstruktøren maa derfor have et indgaaende teoretisk og praktisk Kendskab til disse Forhold, saaledes at han kan vælge de rigtige Fremgangsmaader i hvert enkelt Tilfælde.

I det følgende er der i Hovedsagen tænkt paa Udførelsen af Husbygningskonstruktioner o.l., medens de mere specielle Fremgangsmaader, som finder Anvendelse i Brobygning, Vandbygning o. s. v., kun undtagelsesvis vil blive omtalt.

§ 27. FORSKALLINGSARBEJDET

a. Træforskalling.

Træ er det Materiale, som hyppigst anvendes til Forskallingsarbejdet saavel til selve Støbformen som til Afstivning og Stillads.

Der anvendes Fyr og Gran i de almindeligt forekommende Handelskvaliteter, og godt, vellagret Træ er at foretrække, ligesom det skal være nøjagtigt udsavet.

Ved Træ paavirket til Bøjning, maa der ikke findes store gennemgaaende Knaster i Træksiden.

De Dimensioner, der mest anvendes, er 1" og $\frac{5}{4}$ " Brædder, $1\frac{1}{2}$ " og 2" Planker i Bredder fra 4" til 6", samt 4" · 4" Tømmer, savskaaret eller hugget.

Træmaterialerne kan sædvanligvis anvendes 3 til 5 Gange.

Til Samlingen anvendes som oftest Søm og Spiger, og 4-kantede Søm bør foretrækkes frem for runde, da de holder bedre i Træet. Man regner med, at et Søm skal være 3 Gange saa langt som Tykkelsen af det Brædt, det fastholder, naar der skal ske en egentlig Kraftoverføring, et 1" Brædt skal altsaa spigres med 3" Søm. Tjener Sømmene alene til løs Hæftning af Træet, kan mindre Længder anvendes. En Sømforbindelse maa kun paavirkes til Forskydning, aldrig til Træk. Man maa passe paa ikke at faa for store lokale Ophobninger af Søm, da dette kun forringer Styrken.

Egentlige Tømmerforbindelser bruges kun sjældent til Samling af Træet, og det samme gælder Gitterkløer, Bulldogplader o.l.

Forskallingsarbejdet udføres af Tømrersvende eller af særligt uddannede Arbejdsfolk. Det bør ledes af en faglært Tømrerformand.

Til Arbejdets Udførelse anvendes det sædvanlige Tømrerværktøj. Ved større Arbejder kan det dog være hensigtsmæssigt at opstille en Maskinsav.

1. Beklædningen.

Beklædningen (Støbeformen, Støbebrædderne eller -flagerne) begrænser Betonen.

Der anvendes i Reglen 1" og $\frac{5}{4}$ " Brædder, ru eller høvlet, og Bredden er fra 4" til 6". Breddere Brædder er uheldige, da de svinder for meget.

Ru Brædder anvendes, naar man ikke lægger saa megen Vægt paa Betonoverfladens Udseende, og naar Betonen skal pudses, idet Pudsen binder bedre paa en ujævn Overflade.

Ved Høvlingen bliver Brædderne nøjagtigt lige tykke, hvorved en jævnere Støbefflade kan opnaas. Da Høvlingen giver et Tab i Tykkelse paa 1,5 à 2 mm pr. høvlet Side og derigennem mindre Styrke og Stivhed, nøjes man ofte med kun at høvle den ene Side. Det er ikke ualmindeligt, at man i saa Tilfælde vender den tilbageblevne ru Side ind imod Betonen, da dette giver mere Karakter over Betonoverfladen. Dette har til Gengæld den Ulempe, at Betonen hænger mere ved Brædderne, som derfor ikke kan genanvendes saa ofte med et tilfredsstillende Udseende af Betonoverfladen, som det er Tilfældet ved Støbning mod den høvlede Side. Ved Høvling paa begge Sider kan man vende Bræddet, naar den ene Side er blevet for slidt. Vil man være sikker paa, at Brædderne har nøjagtigt samme Bredde, kanthøvles de.

Undertiden anvendes pløjede (pl.) eller høvlede og pløjede (hpl.) Brædder, hvilket giver en særlig tæt og jævn Støbeform. Dette er dog en ekstra Bekostning, dels fordi Pløjningen giver et Tab i Bræddernes

effektive Bredde paa 13 à 15 mm pr. Fuge, og dels fordi Not og Fjer er meget tilbøjelige til at gaa itu ved Formens Nedtagning, og Brædderne derfor ikke kan genanvendes saa ofte. Pløjning bør derfor kun anvendes, naar Tæthed og Jævnhed er særlig paakrævet.

Støbeformen oplægges som enkelte Brædder (ved Plader og Vægge) eller som Flager (ved Bjælker, Søjler, Fundamenter, Kældervægge o.l.).

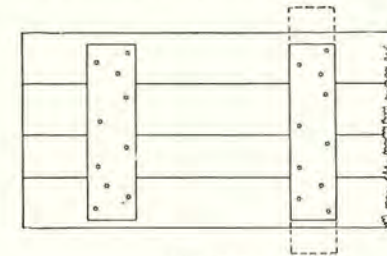


Fig. 109



Fig. 110

Flagerne samles (tildannes) paa et solidt Flagebord af Planker. Flagerne gøres ikke større, end at de bekvemt kan bæres af 2 Mand, hvilket vil sige højst 5 m². Efter den Anvendelse, der skal gøres af dem, udføres de i den Størrelse, som betinges af de forhaandenværende Brædder eller efter nøjagtigt Maal i Længde og Bredde. De samles med Revler, d. v. s. tværgaaende Brædder, der sømmes som Fig. 109 viser. Sømmene slaas sædvanligvis i fra Revlesiden og er saa lange (sædvanlig $2\frac{1}{2}$ " eller 3"), at de kan opbøjes (vejnes). Skal Revlerne kun tjene til at sammenholde Brædderne, sidder de med en Afstand af ca. 1 m og udføres af spinkle Brædder (f. Eks. 1" · 4"), men skal de tjene til egentlig Afstivning under Støbningen, maa Afstand og Dimension vælges under Hensyntagen hertil, og de maa eventuelt gaa ud over Flagekanten, som vist punkteret paa Fig. 109. For at skaffe Tæthed i Stødfugen sætter man ofte den yderste Revle, saa den rager 1 à 2 cm ud over Kanten (Fig. 110).

Dobbeltkrumme Forme kan vanskelig udføres i Træ.

De enkeltkrumme Forme kan udføres ved Svøbning af Brædderne, men dog ikke, naar Radius er mindre end 6 à 8 m og da kun ved Brædder paa 1" eller derunder. Brædderne maa sømmes kraftigt i et stift Underlag for at bevare Krumningen. En Flage udført paa denne Maade ses paa Fig. 111.

Desuden kan enkeltkrumme Forme udføres med Brædderne i Frembringerretningen. Bræddernes Bredde maa ikke være større, end at de følger Krumningen uden større Afvigelse, dersom man ikke vil til-danne deres Støbeside med Krumning. Medens Fugerne i de konkave

Formes Støbeside af sig selv bliver tætte, er dette ikke Tilfældet med de konvekse, og det kan derfor her blive paakrævet at smigstryge Bræddernes Kanter. Krumningen fremkommer ved at sømme Brædderne paa bueskaarne Afstivninger eller Revler (Fig. 112). Paa Fig. 113

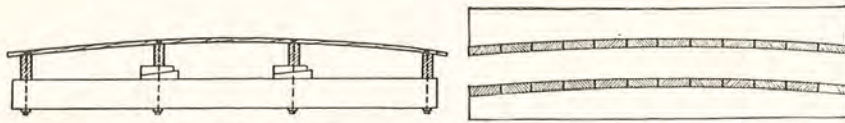


Fig. 111

Fig. 112

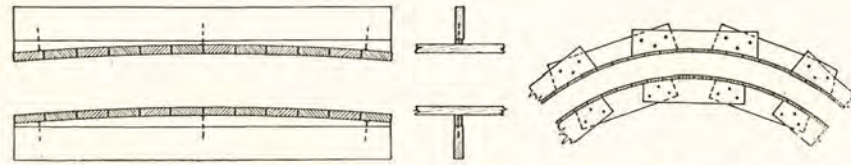


Fig. 113

Fig. 114

er Bueskæringen udført paa en særlig Paaforing for ikke at svække selve Revlen. Ved stærke Krumninger kan anvendes sammenslaede Buestillinger (Fig. 114).

I de sidste Aar er man begyndt at anvende fabriksudførte Flager (Formplader, Fig. 115), hvor Brædderne i Stedet for med Revler er

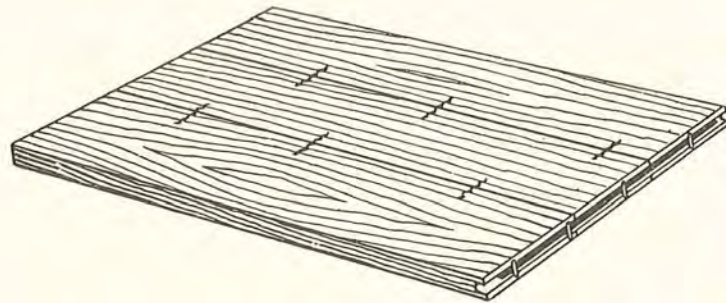


Fig. 115

sammenholdt med gennemboret Staaltraad el. lign. Man opnaar derved, at Flagerne bliver glatte paa begge Sider. De faas i Bredder paa 50 cm og i Længde paa 100, 150 og 200 cm. De kan anvendes 5-6 Gange.

Støbeformen beklædes undertiden med Krydsfiner, haarde Fiberplader o.l.

I Reglen smører man Støbeformen inden Støbningen med Olie, Pe-

troleum el. lign. for at Betonen ikke skal binde til Træet. Undertiden tjener en Overkostning med Hvidtekalk det samme Formaal.

Desuden vandes Støbeformen umiddelbart inden Støbningen, idet man ønsker at hindre, at Træet skal trække Fugtigheden ud af Betonen.

Støbebrædderne kan kun bære frit ca. 50-90 cm svarende til de Belastninger, der kommer paa dem og maa derfor afstives. Dette sker ved Underlag, Rideplanker etc.

2. Underlaget.

Underlaget (Strøerne) kaldes det Led, der direkte bærer en vandret eller omtrent vandret Støbeform, og som lægges af paa Rideplanker, Remme etc., saaledes at Belastningen overføres fra Strø til Rideplanke ved Tryk paa Sidetræ i begge Anlægsflader (Fig. 116).

Det tilsvarende Led ved Vægge benævnes Afstivningen og Oplændere, hvis de er lodrette (Fig. 120).

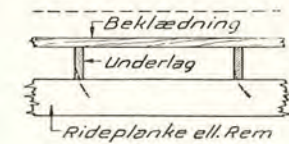


Fig. 116

Der anvendes til Underlaget som oftest Brædder og Planker, sjældnere Tømmer. Spændvidden er sjældent over 1,8 à 2,0 m. Strøen heftes til sin Understøtning ved Stiksøm (Fig. 116).

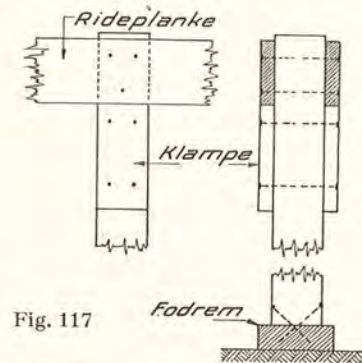


Fig. 117

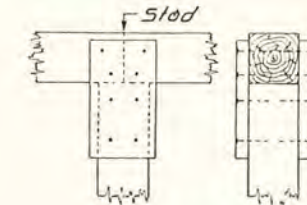


Fig. 118

3. Rideplanker.

Rideplankerne sømmes paa Siden af Stolper etc., og denne Forbindelse kan styrkes ved en Klampe som Fig. 117 viser. Der anvendes 3 à 4 Søm i baade Rideplankerne og Klampe.

Dimensioner og Spændvidder er som ved Strøerne.

4. Remme.

I Stedet for Rideplanker kan anvendes Remme. Disse hviler ovenpaa Stolperne (Fig. 118 og 119). Remmen støttes af Klamper. Denne An-

ordning kan overføre indtil ca. 2500 kg til Stolperne, men kræver, at Stolperne skal skæres nøjagtigt i Højde.

Det kan forekomme, at man understøtter Støbeformen direkte paa Remme (eller Rideplanker).

5. Klampsbrædder.

Svarende til Rideplanker og Remme anvendes ved Vægforskalling Klampsbrædder (Laasebrædder), der i Reglen understøttes af Bolte

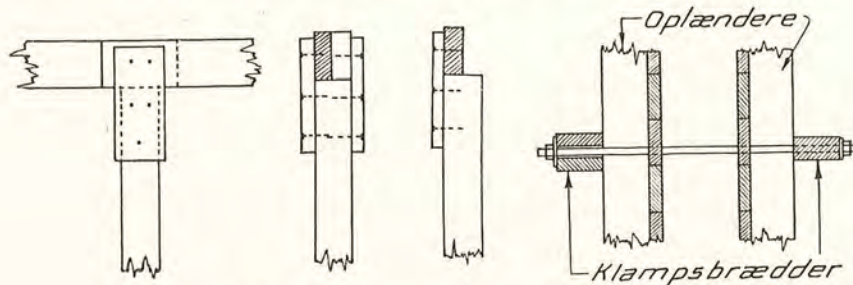


Fig. 119

Fig. 120

el. lign., som gaar igennem Betonstøbningen over til den modstaaende Form. Dersom man bruger to Brædder i Stedet for eet, kan Boring i Klampsbrættet undgaas (Fig. 120).

6. Stolperne.

Til Stolper anvendes saa godt som altid 4" · 4" Tømmer. De staar i Reglen lodret, men kan ved skraa og buede Konstruktioner ogsaa være hældende. Stolpeafstanden er sjældent over 2 m. Skal Stolperne stødes, sker det ved at sætte Enderne imod hinanden og dække Fugen med mindst to Brædder paa 60–70 cm Længde (Fig. 121).

Stolperne afstives med vandrette Sværter (f. Eks. 1" · 4" sømmed med 2 Stk. 3" Søm) siddende i en lodret Afstand af ca. 2 m og desuden med

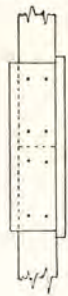


Fig. 121

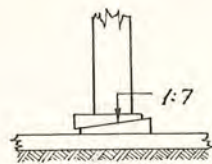


Fig. 122

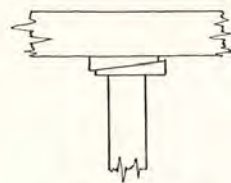


Fig. 123

Skraasværter i en saadan Udstrækning, at Opstillingen bliver rumlig stabil. Dersom de vandrette Sværter kan føres ud og støttes paa allerede udførte Konstruktioner (f. Eks. murede Vægge), kan Skraasværterne undværes.

Udgaar Stolpe-Opstillingen fra et Betongulv, kan Stolperne stilles

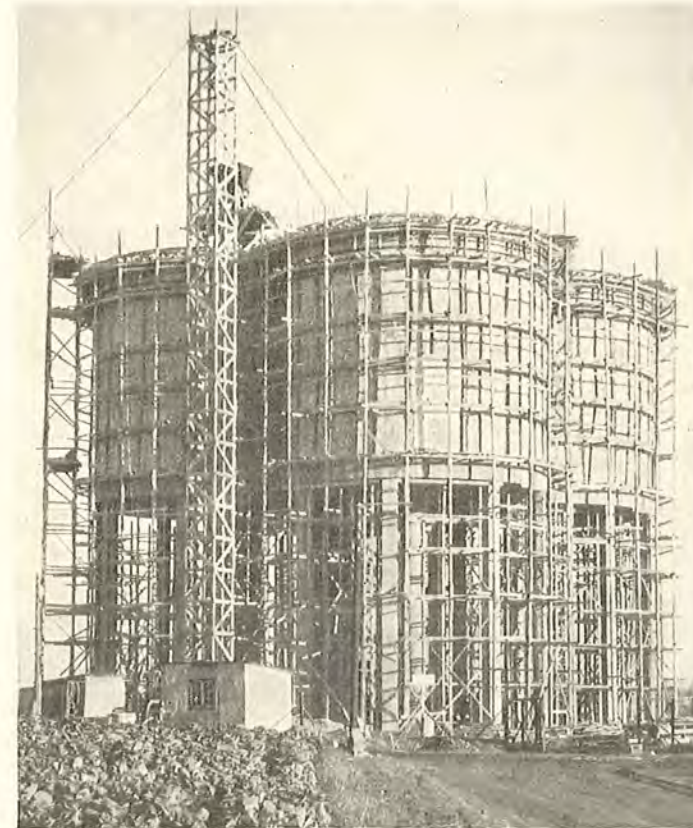


Fig. 124. Stillads og Hejsetaarn.

direkte paa dette, men ofte har man dog et Brædt paa Fladen til at stille dem paa. Staar Opstillingen derimod paa Jorden, lægger man en Fodrem (Fig. 117) under Stolpen. Dennes Dimension maa svare til det Tryk, som man tør give Jorden, en 2" · 6" Planke er det almindelige. Fodremmen stemples omhyggeligt ned mod Jorden, og det er godt at have et tyndt Lag Sand til at lægge den paa. Ved meget daarlig Bund anvendes Svellelag.

En 4" · 4" Stolpe er med normal Afsværtning i Almindelighed ri-
Elementær Jernbeton.

gelig stærk. Man bruger dog næsten aldrig spinklere Stolper, fordi saadanne ikke kan holde til Sømningen.

Undertiden lægges et Kilesæt mellem Fodsvelle og Stolpe (Fig. 122), saaledes at man kan justere Højden. Man kan dog ikke drive paa disse Kiler, naar Afsværtningen, navnlig Skraa-Afsværtningen er tilstede.

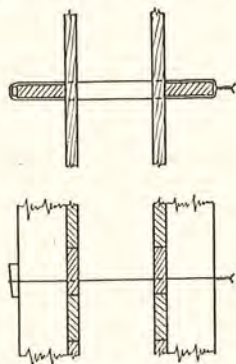


Fig. 125

Det kan man derimod, naar Kilerne anbringes foroven mellem Stolpe og Rem (Fig. 123). Kilerne skal have Smig ikke stejlere end 1:7 og skal helst være af haardt Træ.

Et Eksempel paa en Stolpeopstilling er vist i Fig. 124.

7. Bindinger, Bolte og Formklamper.

Bindinger, Bolte og Formklamper anvendes til at sammenholde modstaaende Støbeforme.

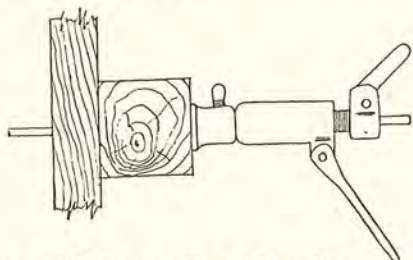


Fig. 127. Tilspænding af Formklampe.

Bindingerne udføres i Reglen af 3 mm Bindetraad, der føres i to Parter gennem Formen og spændes med Smaakiler (Fig. 125). En saadan Binding bør ikke belastes med større Træk end 150-250 kg, og selv i saa Tilfælde risikerer man, at Formen giver sig lidt, idet Traadene skærer sig ind i Træet.

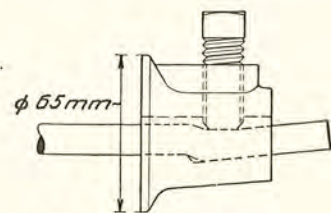


Fig. 126. Formklampe.

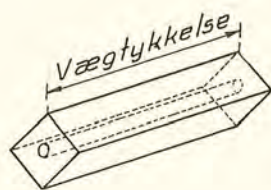


Fig. 128

Bolte anvendes i $\frac{1}{4}$ ", $\frac{3}{8}$ " og $\frac{1}{2}$ " Størrelse, kun undtagelsesvis i $\frac{5}{8}$ ". Der anvendes 4-kantede Underlagsplader med Sidelinie lig 3 à $3\frac{1}{2}$ Gange Boltediameteren og med Tykkelse ca. $\frac{1}{10}$ af Sidelinien.

En Formklampe er vist paa Fig. 126. Det er en støbt Bøsning med et Bryst med Diameter 65 mm. Hullet i Bøsningen tillader Passage af et 10 à 12 mm Rundjern og er udført med en skarp Bugt, saaledes at en Skrue, der sidder paa Siden af Bøsningen, spænder Rundjernet ind

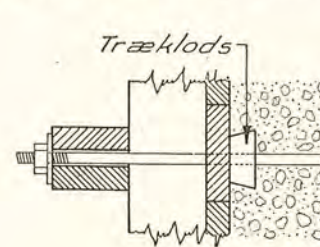


Fig. 129

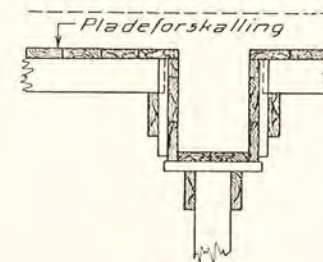


Fig. 130

i Bugten, hvorved en effektiv Fastholdelse kan opnaas. Det er af Vigtighed, at der føres en omhyggelig Kontrol med Skruens Tilspænding. Inden Skruen spændes, kan Formklampen spændes ind imod Formen ved Hjælp af en speciel Nøgle (Fig. 127).

Dersom Bolte og Formklampsjern skal kunne tages ud af Betonen, maa de løsnes, saasnart Betonen er stivnet. Man kan ogsaa (Fig. 128) føre Boltene igennem en gennemhullet Betonklods, som efterlades i Betonen. Denne Klods tjener tillige til at holde Afstanden mellem de to Forde. Af Hensyn til Støbningen bør denne Klods anbringes med Diagonalen lodret.

Ved tykke Mure er det ofte svært at faa Boltene ud af Betonen. Man kan her anvende en lille, underskaaret Træklods (Fig. 129), som senere stemmes ud, Boltene mejsles over i Bunden af Hullet, hvorefter dette fyldes med Beton.

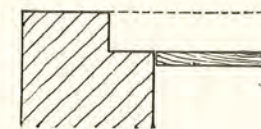


Fig. 131

8. Pladeforskalling.

Paa Fig. 130 er vist en Pladeforskalling (Dæksforskalling). Støbeformen lægges op i løse Brædder og sømnes i Underlaget med 2" eller $2\frac{1}{2}$ " Søm, højst 1 Stk. i hvert Brædt. Dersom Begrænsningen er lodrette Forde, gaar Pladeforskallingen (Dækket) ind over denne, som Fig. 130 viser, og sømnes med to Søm i hvert Brædt. Ved Mure sker Tilslutningen, som Fig. 131 viser.

Stød i Dæksbrædderne lægges enten over to tætliggende Strøer, eller direkte over en enkelt. Strøerne skal dog gerne i sidste Tilfælde være over $\frac{5}{4}$ " tykke.

9. Bjælkeforskalling.

Formen opstilles i Flager efter Maal i Reglen med Brædderne paa langs ad Bjælken. Paa Fig. 130 og 132 er vist forskellige Maader at

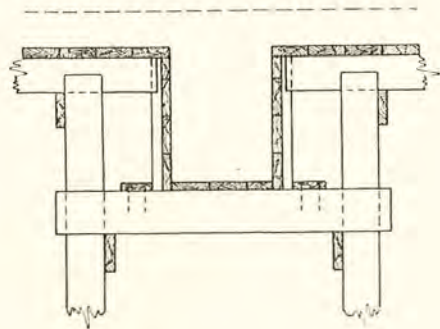


Fig. 132

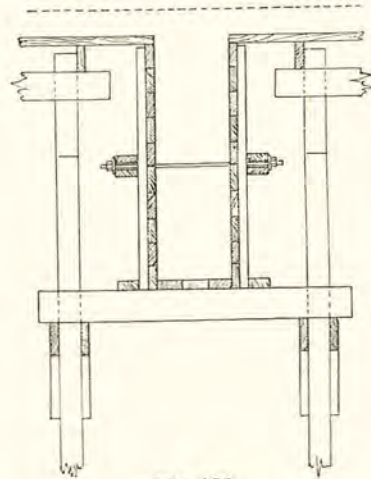


Fig. 133

afstive Formen paa. Paa Siden af Bjælkeformene spigres Rideplanker til Bæring af Dækkets Strøer (Fig. 130), og paa Underlaget under Bjælkebunden sømnes et vandret Brædt for at forhindre, at Bjælkesiden gaar udad (Fig. 132). Er Bjælkesiderne højere end ca. 80 cm, maa de afstives paa Midten med Bindinger eller Bolte (Fig. 133).

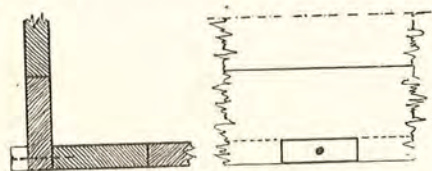


Fig. 134

Sømningen mellem Bjælkebund og -side udføres ofte med smaa Træklodser, som Fig. 134 viser. Denne Forbindelse er let at fjerne, idet Træklodserne kan flækkes, hvorefter man kan faa fat i Sømhovedet med en Tang.

Den yderste Side af en Kantbjælke kan afstives som Fig. 135 angiver. Hvor en Bjælke løber ind paa en Drager, skæres ud i denne som Fig. 136 viser.

Bjælkeforme bør opstilles med lidt Overhøjde paa Midten, da en vandret Underside vil give Fornemmelsen af, at Bjælken hænger ned.

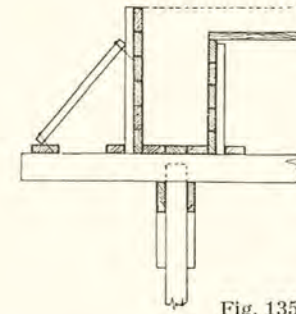


Fig. 135

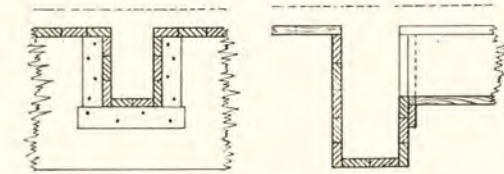


Fig. 136

I Bunden eller Siden af Formene sættes Renshuller til Udskylning af Savsmuld o.l. Disse lukkes umiddelbart inden Støbningen.

Ved høje og smalle Bjælker kan det være nødvendigt først at opsætte den ene Sideform, naar Armeringen er anbragt.

10. Søjleforskalling.

Støbeformen samles i Reglen i Flager med lodret løbende Brædder.

Ved ganske smaa Søjler (højest ca. 20 cm Sidelinie) kan Formene holdes sammen for Støbetrykket alene ved Sømning i Hjørnerne, men

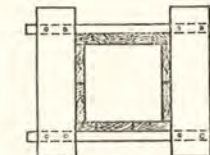


Fig. 137

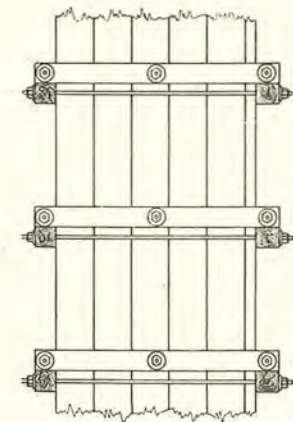


Fig. 138

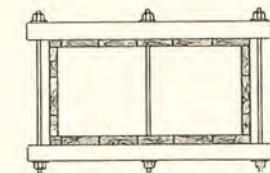


Fig. 139

er Sidelinien over dette, maa der være en vandret Afstivning for hver 40 til 60 cm.

Ved Søjler med Sidelinie paa indtil ca. 25 cm kan (Fig. 137) Flage-revlerne anvendes som Afstivning, men ved Søjler over denne Størrelse maa bruges regulære Søjlerammer af f. Eks. $\frac{5}{4}$ " · 6" Brædder, der sam-

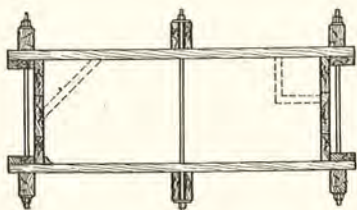


Fig. 140

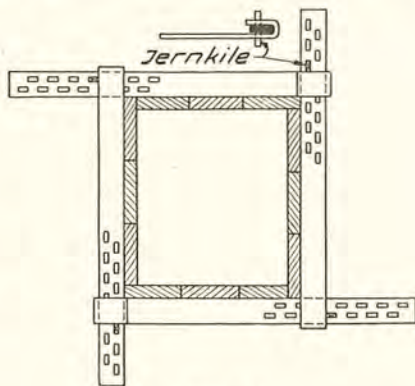


Fig. 141

les med Søm, som Fig. 138 viser. Bedre er det at anvende Klampsbrædder og Bolte som angivet paa Fig. 139. Paa Fig. 140 er vist en anden Maade at anvende Bolte paa. Der findes ogsaa forskellige Typer af Jernrammer til Sømmespænding af Søjleforme. Paa Fig. 141 er vist et Eksempel herpaa, hvor Tilspændingen sker ved Jernkiler.

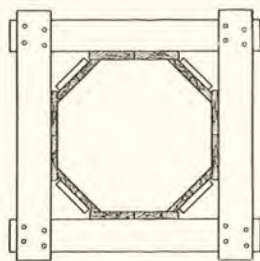


Fig. 142

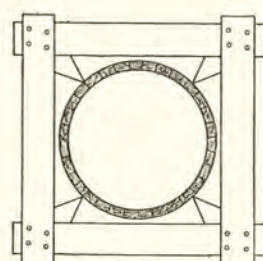


Fig. 143

Ved større Søjler kan det blive nødvendigt at trække Bolte igennem Betonen (Fig. 140).

Det kan i visse Tilfælde være en Fordel at lade Brædderne gaa vandret. Fig. 140 viser et Eksempel paa dette.

Ved Søjler af ikke rektangulær Form kan man indsætte Kasser i en rektangulær Hovedform. Fig. 140 og 142 viser Eksempler herpaa.

I Fig. 143, 144 og 145 er vist Eksempler paa Afstivningen af cirkulære Søjler.

Det er at anbefale at beskytte Kanterne i fritstaaende Søjler mod Afstødning. Den simpleste Maade at gøre dette paa er at affase Kanten (en Trekantliste i Formen, se Fig. 140), men mere effektiv er Hjørne-

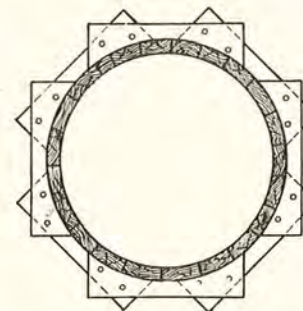


Fig. 144



Fig. 145

beskyttelser af Jern (f. Eks. Vinkeljern med Ankre), der placeres i Formen inden Støbningen (Fig. 146).

Søjleformen afsværes til den forhaandenværende Stolpeopstilling.

Hvor Bjælkerne tilsluttes Søjler, skæres ud i Søjleflagen paa lignende Maade som i Fig. 136.

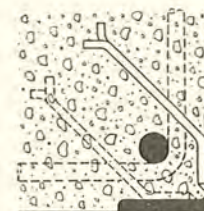


Fig. 146

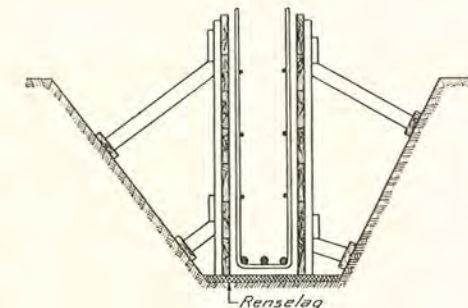


Fig. 147

Nederst i Søjleformen placeres en Renseåbning, der lukkes umiddelbart inden Støbningen. Af Hensyn til Armeringens Placering kan det være nødvendigt at vente med Opstillingen af den ene Side.

11. Vægforme

Støbeformen kan opstilles i Flager eller som løse Brædder.

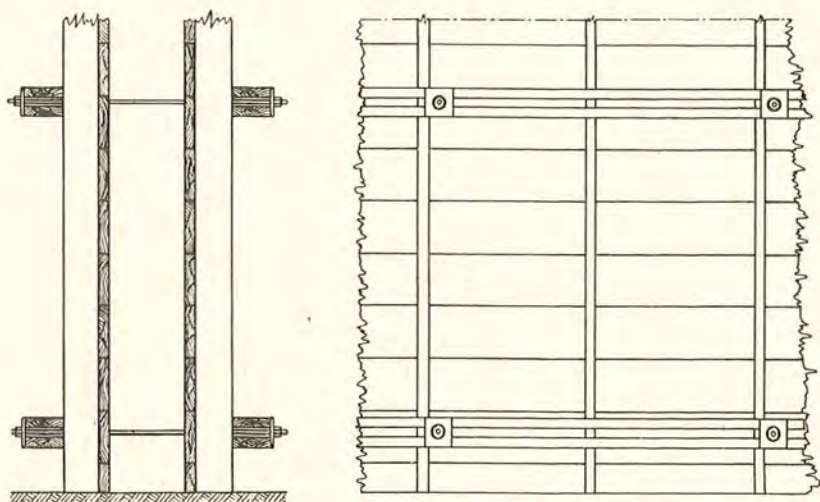


Fig. 148

Ved Grovbetonfundamenter kan man støbe direkte mod Jorden, dersom denne er af en saadan Beskaffenhed (f. Eks. stiv Ler), at den kan staa i lodret Udgravning. Ved armerede Konstruktioner er dette dog ikke at anbefale, her maa Træform anvendes, og desuden bør man (Fig. 147) støbe et 5–10 cm Grovbetonlag (Renselag) i Bunden for ikke at faa Jernet forurennet af Jord.

Ved lavere Vægge (f. Eks. Fundamenter) kan Formen afstives ved Skraastivere til Jorden eller andet fast Udgangspunkt (Fig. 147).

I de fleste Tilfælde maa man dog bruge gennemgaaende Bolte o.l. Fig. 148 viser en saadan Vægform. Støbebrædderne er afstivet af Brædder paa Højkant for hver 50–60 cm, og disse er derpaa støttet af Klampsbrædder, der fastholdes af gennemgaaende Bolte.

Man anvender sommetider Træklodser til at holde Afstanden mellem de to Formsider. Disse Træklodser fjernes efterhaanden som Støbningen skrider frem.

For at faa Støbefugen vandret gennemløbende kan man lægge en Liste øverst i Formen (Fig. 149).

Undertiden støber man høje Vægge op i vandrette Bælter paa 1 à 2 m Højde, idet man har 2 à 3 Sæt Formbælter, samlet i Flager, som efterhaanden flyttes opefter. I Fig. 150 og 151 er vist Eksempler herpaa. Det er af Vigtighed, at den nederste Bolt inden næste Støbning spændes godt an mod den allerede støbte Beton, da man i modsat Fald let faar store Grater i Sammenstøbningen.

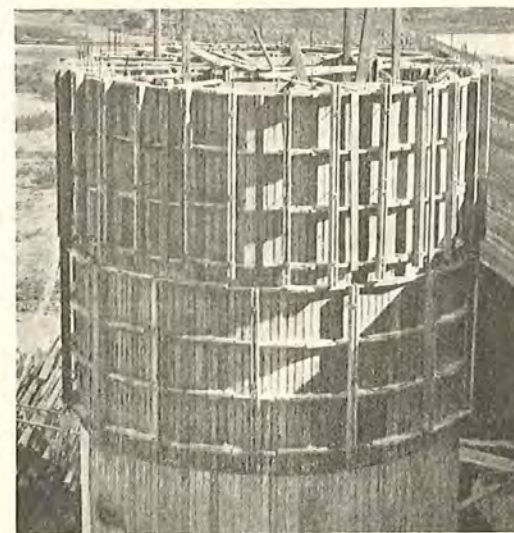


Fig. 150

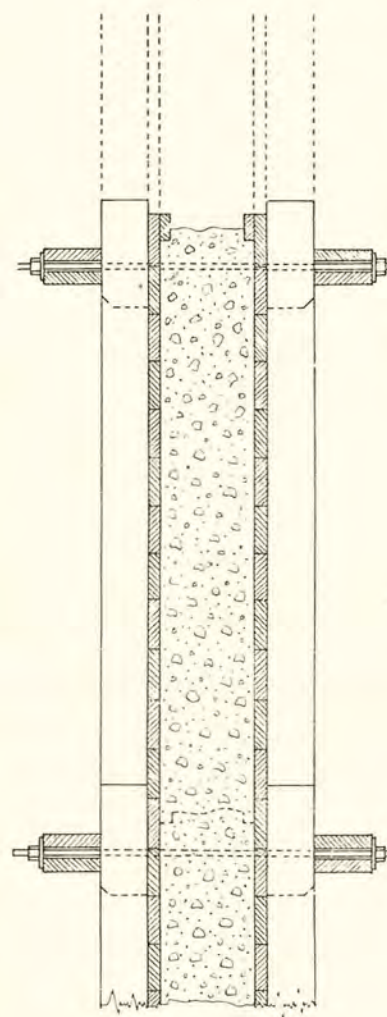


Fig. 149

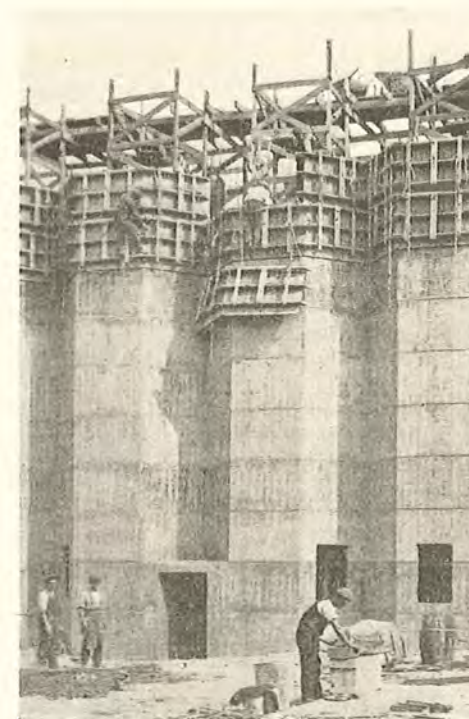


Fig. 151

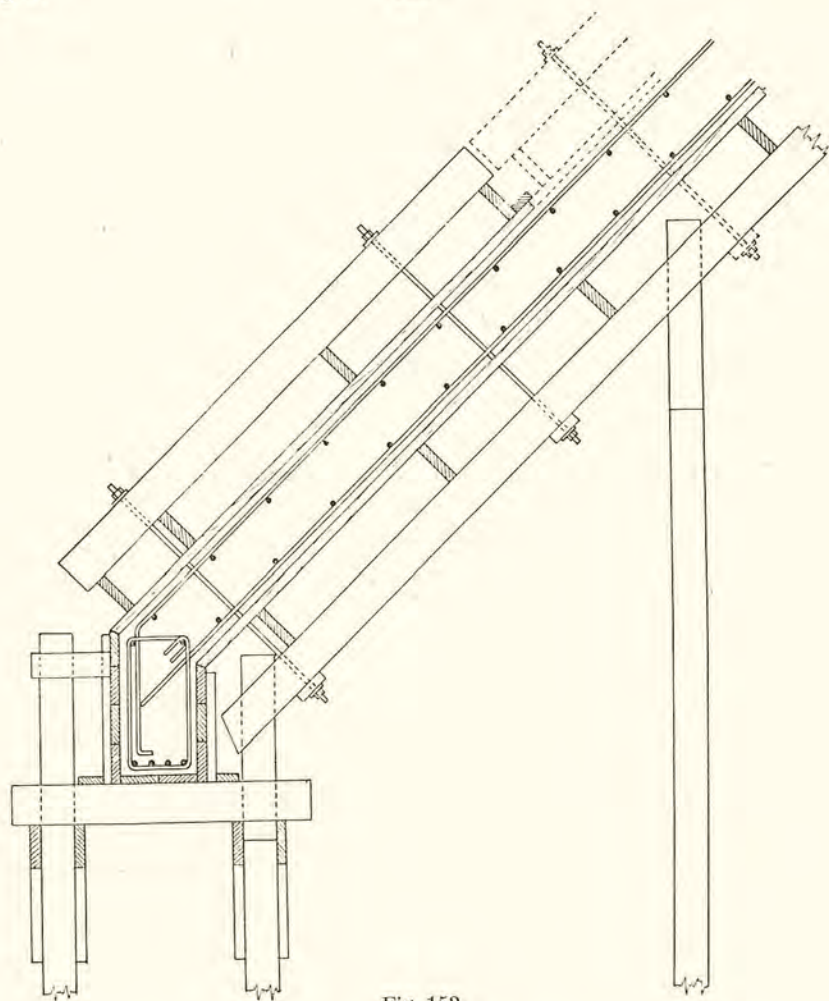


Fig. 152

Ved armerede Vægge maa man almindeligvis vente med Opstillingen af den ene Sideform, indtil Jernet er placeret. Den først opstillede Side faar den bedste Flugt.

12. Overforskalling.

Dersom Betonen skal støbes med en Overflade, der hælder mere end 25° til 35° , maa man anvende en Form ogsaa paa denne Side, en saakaldt Overforskalling.

Paa Fig. 152 er vist et typisk Eksempel paa en Overforskalling. Den har stor Lighed med en Vægform, idet der ogsaa anvendes gennem-

gaaende Bolte. I Reglen maa man sætte Overforskallingen op, efterhaanden som man støber (Formen stykkes op).

13. Pæleforme.

Færdigstøbte Pæle støbes liggende vandret paa et Trædæk understøttet paa Strøer udlagt paa Jorden, idet man paa dette Dæk opstiller Sideformene.

En særlig Maade at gøre dette paa er den saakaldte »Blokstøbning«, som er vist paa Fig. 153. Man støber først Pælene *a* i en saadan Afstand

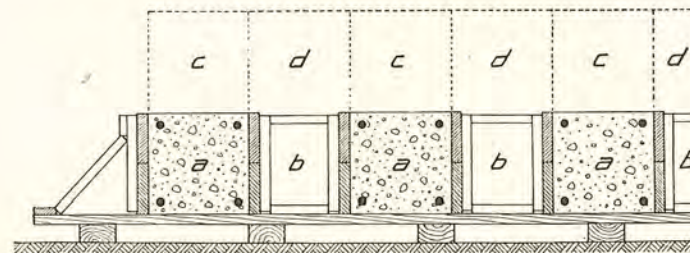


Fig. 153

fra hinanden, at de kan danne Sideform for Pælene *b*. Oven paa Pælelaget *a + b* kan nu efterhaanden støbes et nyt Lag *c + d* og saaledes kan fortsættes f. Eks. til ialt 3 à 4 Lag. Inden Støbningen mod Betonen udrulles to Lag Karduspapir, der skal forhindre, at Pælene binder sammen. Man kan ogsaa smøre den Beton, der skal danne Form, med et tyndt Lag Olie eller med en Lervælling.

Fremgangsmaaden har den Ulempe, at de først støbte Pæle, som ogsaa burde rammes først, fordi de er de mest hærdnede, ligger nederst i Bunken.

14. Afforskalling.

Naar Betonen er hærdnet tilstrækkelig, nedtages Formene, eller som det hedder i Arbejdspladsens Sprog: Der afforskalles.

Nedtagningen af Formene maa ske med størst mulig Forsigtighed for ikke at beskadige denne eller Betonen. Efter Nedtagningen renses Træmaterialerne for Beton og Søm, og Flager etc. repareres inden næste Anvendelse. Til Nedtagningen anvendes Brækjern og Koben. Rensningen af Støbebrædderne for Beton kan foretages med et trekantet Skrabejern (Fig. 154).

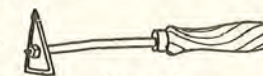


Fig. 154

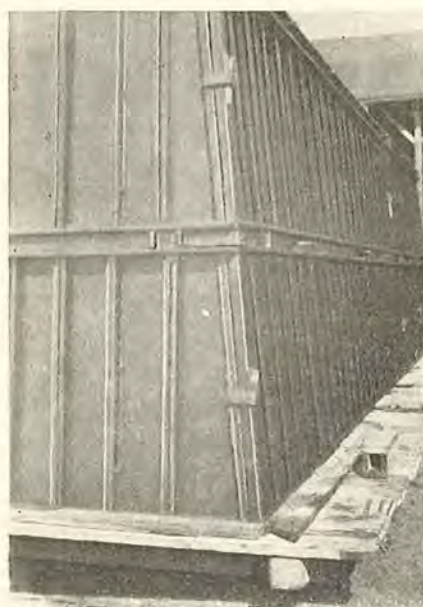


Fig. 155

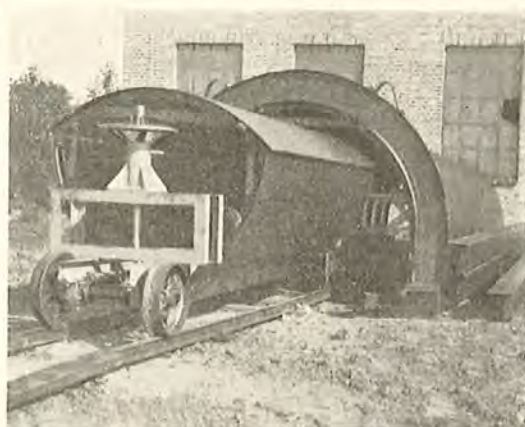


Fig. 156

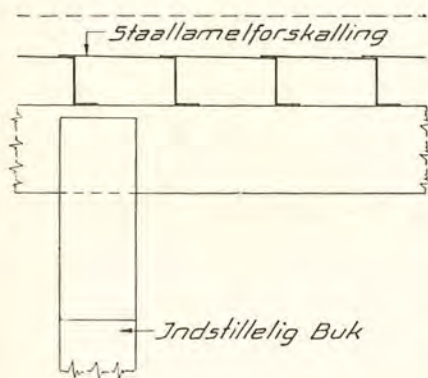


Fig. 157

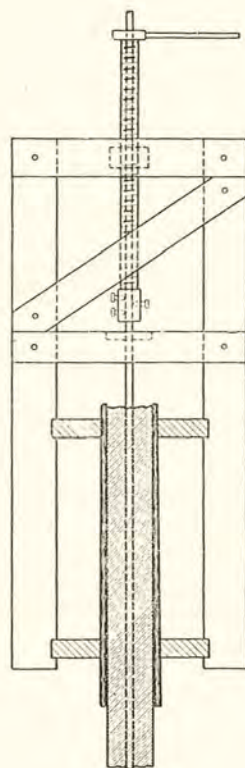


Fig. 158

b. Staalforme.

Man kan ogsaa anvende Staalforme (Fig. 155 og 156) til Betonstøbning. Da en Staalform i Anskaffelse er 10 til 15 Gange saa dyr som den tilsvarende Træform, er Staalforme dog kun konkurrencedygtige, dersom de anvendes 30-50 Gange, og det er derfor kun i mere specielle Tilfælde, at man ser sin Fordel i at bruge dem.

Selve Støbeflagen udføres af 2 til 5 mm Staalplader, der afstives med Vinkler, Fladjern o.l.

Der er bragt mange forskellige Typer paa Markedet, baade til almindeligt og specielt Formaal.

Til færdigstøbte Varer (*Cementstøbegods*), hvor Formen netop kan anvendes mange Gange, bruges Staalforme hyppigt.

Her i Landet anvender man ofte den saakaldte *Lamelforskalling* saavel til Etager, som til Vægge. I Fig. 157 er vist Lamelforskallingen anvendt til et Dæk. Støbeformen og dens Afstivning er bøjede 2 mm Staalplader, som er oplagt paa svære Rideplanker baaret af i Højden indstillelige Bukke.

c. Glideforme.

Ved Silovægge og lignende Konstruktioner af stor Højde og med samme (eller paa det nærmeste samme) vandrette Tværsnit i hele Højden, kan man med Fordel anvende de saakaldte Glideforme¹⁾.

De bestaar, som Fig. 158 viser, af et Formbælte paa 1 til 1,5 m Højde, der ved Hjælp af Skruespindler kontinuerlig føres opad samtidig med, at man armerer og støber foroven.

De to Formsider, der har en lille Smule »Slip« nedefter, holdes sammen med lodrette Bøjler i en Afstand af 1,5 til 2,5 m (Fig. 159). Bøjlerne har foroven en Møtrik i Forbindelse med en udboret Skruespindel, og igennem dennes Udboring gaar et 24 til 28 mm Rundjern (helst af haard Kvalitet), som er indstøbt midt i Betonvæggen, og hvorpaa kan fastskrues en Stopring, som lægger an mod Spindlen. Ved at skrue paa Spindlerne kan Formen bevæges opad. Slaglængden af Spindlerne er 50-60 cm. Naar en Spindel er skruet i Bund, flyttes Stopringen opad.

I fast Forbindelse med Formens Overkant findes et Arbejdsdæk, hvorfra Armering, Støbning og Formens Løftning foregaar. Desuden findes der ca. 2 m under Formens Underkant en anden lettere Platform, hvorfra Efterreparationer og Overfladebehandling af Betonen foretages (Fig. 160).

¹⁾ Böhm: Das Arbeiten mit Gleitschalungen. Berlin 1935.

Forme, Arbejdsdæk og Platforme løftes saaledes samtidig ved Hjælp af Spindlerne¹⁾. Den gennemsnitlige Løftehøjde er ca. 20 cm pr. Time og maa afpasses saaledes, at Betonen kan være tilstrækkelig afbundet, inden den kommer frem neden under Formen. Arbejdet skal helst holdes i Gang hele Døgnet rundt, og en Opstøbningshøjde af 4-5 m pr. Døgn er ikke ualmindelig.

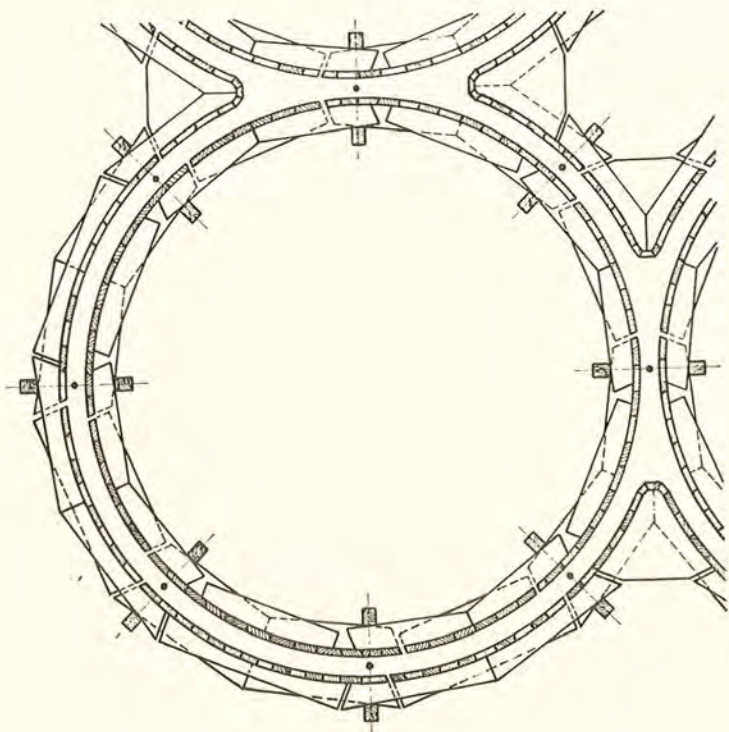


Fig. 159

Formene kan udføres af Træ eller Jern, men er de af Træ, bør de beklædes med en tynd Jernplade paa Støbesiden. Bøjlerne kan ligeledes udføres i Træ eller Jern. Formen kan indrettes til at indstille saaledes, at Vægtykkelsen kontinuerligt aftager opefter.

Vægttykkelser under 15 cm er vanskelige at udføre.

Væggen skal være 10 à 15 m høj, før Metoden er billigere end alm. Vægforskalling.

¹⁾ Spindlerne manøvreres nu ofte ved Hjælp af centralt betjente, hydrauliske Dunkrafter; herved spares en Del Arbejdsloen.

d. Hulafsætninger, Indstøbninger etc.

Ved Jernbetonkonstruktioners Udførelse maa der tages Hensyn til, at der ofte (og navnlig i Husbygning) til Anbringelsen af tekniske Installationer etc. skal indstøbes Genstande, udspares Huller o. s. v. De nødvendige Foranstaltninger hertil maa træffes, inden Betonen støbes, da det ellers vil betyde et bekosteligt og vanskeligt Huggearbejde (f. Eks. fordi Armeringen kan være i Vejen), som ogsaa kan svække Konstruktionerne.

Der skal bl. a. tages Hensyn til følgende:

1. *Udsparing af Huller* til senere Indstøbning af Bolte og Bøsninger, til Fastgørelse af Rækværker, til Gennemføring af Rør, til Indstøbning af Ankre for Jernkarme, Staalvinduer o. s. v.

I Almindelighed gælder det, at skal en Genstand placeres nøjagtigt, maa man udspare et større Hul til den, og senere indstøbe den nøjagtigt i dette. I Fig. 161 er vist et Eksempel paa Udsparing af Huller i en Plade.

2. *Indstøbning af Sømklodser* (af Træ, Gips eller sømbar Beton) til Fastgørelse af Døre, Vinduer o. l.

Sømklodserne udføres underskaaret og fæstes ofte med vejnede Søm (Fig. 162).

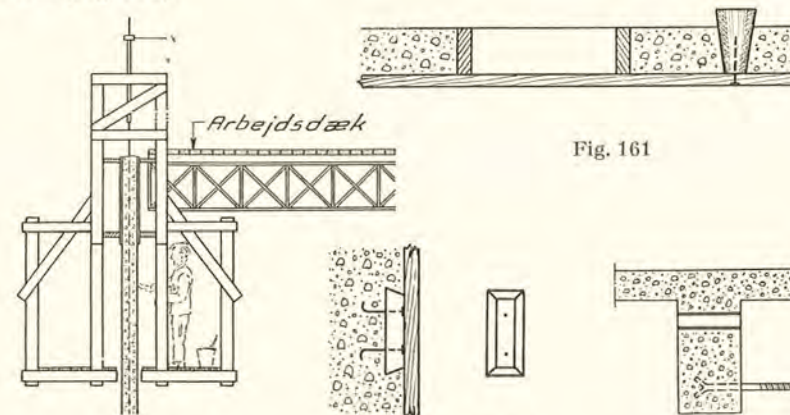


Fig. 160

Fig. 162

Fig. 163

Fig. 161

3. *Indstøbning af Bolte, Bøsninger o. l.* I Fig. 163 er vist Eksempler herpaa.

En særlig Maade at fastgøre en Bolt paa kan faas ved den saakaldte Inserts (Fig. 164). En 4-kantet Møtrik er fastholdt ind i Betonen ved et Fladjern og fastholdes under Støbningen til Formen ved en kort Skrue. Naar denne Skrue fjernes, hvilket maa ske umiddelbart efter Støbningen, kan Møtriken bruges til Fastspænding.

4. *Indstøbning af Trælister etc. til Fastgørelse af Tagpap, Tagrender, Inddækninger m.m.*

I Fig. 165 er vist et Eksempel paa Fastgørelse af Tagpap og Tagrender til Lister, fastholdt ved vejnede Søm, og i Fig. 166 er vist Inddækningen ved en støbt Væg.

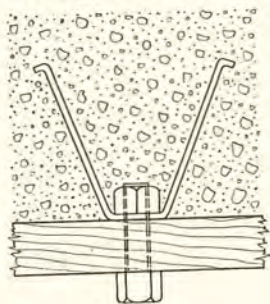


Fig. 164

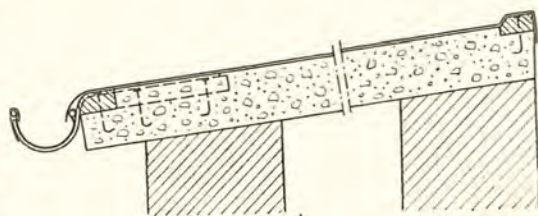


Fig. 165

5. *Afsælning af Riller til Inddækning etc.*

I Fig. 167 er vist, hvorledes en underskaaret Rille fremstilles ved en todelt Liste. Først fjernes Listen *a* og derefter Listen *b*. Desuden er vist, hvorledes Rillen anvendes til Befæstelse af en Zinkinddækning og til en Asfalthulkehl.

6. *Indstøbning af Rør, Rosetter o.l. til de elektriske Installationer.*

Disse Genstande indlægges af Elektrikeren i Forskallingen inden Støbningen og fastgøres, saa de ikke kan forskubbe sig under Støbningen.

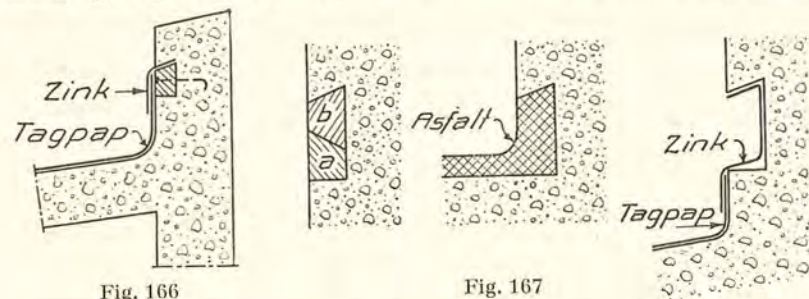


Fig. 166

Fig. 167

7. *Indstøbning af »Stritter« til Fastgørelse af Rabitzlofter, Vægge, Isolationsplader o.l.*

De kan være af Rund- eller Fladjern, og der bores Huller i Forskallingen til deres Gennemførelse (Fig. 168). De forankres paa passende Maade i Betonen, f. Eks ved at surres til Armeringen.

8. *Indlægning af Isolationsplader i Formen.* De fastgøres eventuelt med Staaltraadsankre.

9. *False ved Tilslutning af Mure.* Fig. 169 viser et Eksempel herpaa.

10. Ved Fabriksbygninger o.l. er det ikke ualmindeligt, at man anbringer et System af *Bøsninger, Bolte (eller Inserts) etc.* i Bjælker og Søjler som Reserve til senere Anvendelse.

11. Dersom man har glemt at afsætte Huller, kan det blive paakrævet at hugge i den hærdnede Beton. Hugningen foretages med Haandværktøj

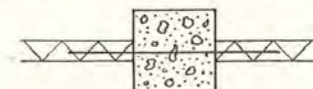


Fig. 168



Fig. 169

eller med Trykluft. Der maa udvises stor Omtanke og Forsigtighed for ikke at svække de bærende Konstruktioner mere end tilladeligt. Man bør altid konferere med den, der har Ansvar for de statiske Beregninger, for en saadan Hugning iværksættes.

§ 28. FORSKALLINGENS STYRKEBEREGNING

a. Belastningen.

De Belastninger, der skal regnes med, er Vægten af Betonen, indtil Konstruktionen er blevet selvbærende, Sidetrykket fra den nystøbte Beton, Vægten af Formene samt tilfældig Belastning hidrørende fra Færdsel etc. under Betonarbejdets Udførelse. Desuden maa man sørge for, at der er tilstrækkelig Styrke og Stabilitet for vandrette Kræfter (Vind etc.).

Jernbetonens Vægt regnes til 2,4 t/m³, og i hvilken Udstrækning, den skal bæres af Forskallingen, lader sig i Reglen let bestemme, naar Støbeprogrammet er fastlagt.

Sidetrykket paa Vægforme etc. kan blive ret betydeligt, og dets Størrelse afhænger af mange forskellige Omstændigheder. Først og fremmest afhænger Trykket af, hvor hurtigt Formen bliver fyldt op, idet Betonens Tryk formindskes med Tiden og ophører ca. 3-4 Timer efter Udstøbningen, alt efter navnlig Cementsort og Temperatur. Dernæst afhænger Sidetrykket af Betonens Konsistens og den Komprimeringsmaade, man anvender (Stampning, Vibrering), samt i mindre Grad af Formens Snæverhed (Silovirkning).

Betonen kan regnes at trykke som en Vædske med Vægtfylde 1,3 ved almindelig Udstøbning, og med Vægtfylde 1,8, dersom Vibrering

anvendes. Man bør dog aldrig regne med mindre Tryk end 400 à 600 kg/m².

I en Dybde under Overfladen lig to Timers Støbehøjde kan man under normale Afbindingsforhold regne med, at Trykket ikke stiger yderligere.

Disse Regler, der er baseret paa nogle Angivelser af *Niels Ljungberg*¹⁾ bør kun anvendes paa Støbehastigheder op til ca. 1 m pr. Time.

Vægten af Forskalling og Afstivning kan regnes til 20 kg pr. cbf. Træ.

Den tilfældige Belastning kan sættes til 100 kg/m², naar Betontransporten foregaar med Trillebør og 200 kg/m², naar Kærrer anvendes. Ved Kærrer og navnlig ved Tipvogne har man dog ofte fastliggende Transportbaner, der særligt forstærkes, saaledes at den normale Forskalling ikke bliver belastet.

b. Tilladelig Paavirkning.

De neden for angivne tilladelige Paavirkninger kan anvendes for Forskalling til alm. Husbygning etc. Ved større fritbærende Stilladser bør anvendes Normerne for Trækonstruktioner, i hvert Fald for Hovedledenes Vedkommende²⁾.

1. Træ (Fyr og Gran).

Den tilladelige Paavirkning paa Træet tages ret stor, idet de for permanente Konstruktioner gældende Paavirkninger kan forøges med 35%, naar der alene regnes med de hvilende Belastninger (*Belastningstilfælde I*), og 50% naar den tilfældige Belastning medtages (*Belastningstilfælde II*).

Ved Tryk paa Sidetræ gaar man endnu højere op, idet en Overbelastning her ikke vil give Anledning til noget egentligt Brud, men kun til en større eller mindre Sammentrykning. Det er da alene Spørgsmaalet om, hvor stor denne kan være, uden at det virker skæmmende paa Betonens Udseende, der er afgørende. Man kan regne, at Sammentrykningen af Kanten af et Brædt har Størrelsesordenen 0,5–1 mm for hver 10 kg/cm², naar Trykket er under 50 kg/cm². Eksempelvis vil saaledes Sammentrykningen, hvor en Strø krydser en Rideplanke (to Kanter), blive 3–6 mm, naar Trykket er 30 kg/cm².

Man kan herefter regne med følgende tilladelige Paavirkninger:

¹⁾ *Niels Ljungberg*: *Betong* 1931.

²⁾ Se i øvrigt *Engelund*: *Trækonstruktioner*, Kbh. 1947.

Tabel IV.

Belastningstilfælde:	I	II
Bøjning:	120 kg/cm ²	135 kg/cm ²
Tryk paa Sidetræ ved to krydsende Afstivninger:	20–30 –	30–40 –
Tryk paa Sidetræ ved Underlagsplader for Bolte:	40–60 –	50–70 –
Forskydning ≠ Fibrene:	13,5 –	15 –
Sikkerhedsgrad for Søjler:	4 –	3,3 –

Det er ikke ualmindeligt, at man forøger navnlig r_b med yderligere 10 til 20%.

Nedenfor er angivet nogle Tværskningskonstanter:

Tabel V.

Dimension	W cm ³	I cm ⁴	Dimension	W cm ³	I cm ⁴
1" · 1"	2,60	3,26	1" · 7"	128	1120
1" · 5/4"	4,06	6,3	1" · 8"	167	1670
1" · 1 1/2"	5,86	11,0	1" hvl. · 100 cm (2,2 · 100)	81	89
1" · 2"	10,4	26,0	1" ru · 100 cm (2,5 · 100)	104	130
1" · 2 1/2"	16,3	51,0	5/4" hvl. · 100 cm (2,8 · 100)	131	183
1" · 3"	23,4	87,9	5/4" ru · 100 cm (3,1 · 100)	160	248
1" · 4"	41,7	208			
1" · 5"	65	405			
1" · 6"	94	705			

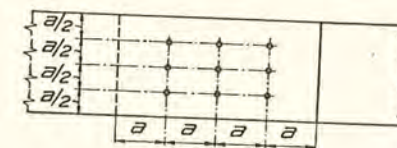


Fig. 170

2. Søm.

For 4-kantede Søm i de Størrelser, som sædvanligt anvendes til Forskalling, skal følgende Data opgives:

Tabel VI.

Størrelse mm	Antal Som pr. kg	Mindste Trætyk- kelse	Sømafst. α Fig. 170	Tilladelig Belastning pr. 1 Snit			
				(0)	I (35%)	II (50%)	
2½"	65 · 2,8	250 Stk.	¾"	2,8 cm	30 kg	41 kg	45 kg
3"	80 · 3,1	170 -	1"	3,2 -	38 -	52 -	57 -
3½"	90 · 3,4	120 -	1"	3,5 -	45 -	61 -	68 -
4"	100 · 3,8	90 -	5/4"	4,0 -	53 -	72 -	80 -
5"	130 · 4,6	48 -	1½"	4,6 -	73 -	99 -	110 -
6"	160 · 5,5	27 -	2"	5,6 -	98 -	132 -	147 -

For Belastningstilfælde I (hvilede Belastning) er de for permanente Konstruktioner gældende Værdier (0) forøget med 35% og for Belastningstilfælde II (hvilede Belastning + tilfældig Belastning) med 50%.

Det er dog ikke ualmindeligt, at man belaster Sømmene endnu mere. Ved Rideplankernes Fastgørelse til Stolperne regner man f. Eks. med, at 14 Stk. 3½" Søm kan bære 1400-1600 kg.

3. Bolte etc.

Bolte kan ved Vægge og Søjler belastes med ca. 1800 kg/cm² Kærnetværsnittet:

$$\begin{aligned} \frac{3}{8}'' \text{ Bolt: } & 0,44 \cdot 1800 = 800 \text{ kg} \\ \frac{1}{2}'' \text{ - } & : 0,78 \cdot 1800 = 1400 \text{ kg} \\ \frac{5}{8}'' \text{ - } & : 1,31 \cdot 1800 = 2350 \text{ kg} \\ \frac{3}{4}'' \text{ - } & : 1,96 \cdot 1800 = 3500 \text{ kg} \end{aligned}$$

Formklamper kan belastes omtrent som den tilsvarende Bolt:

$$\begin{aligned} \varnothing 10 \text{ mm: } & \text{ca. } 800 \text{ kg} \\ \varnothing 12 \text{ mm: } & \text{- } 1200 \text{ kg} \end{aligned}$$

3 mm Bindinger kan belastes med:

$$\text{ca. } 200 \text{ kg i dobbelt Part (2 } \varnothing 3 \text{ mm).}$$

c. Nedbøjningen.

For ikke at faa et skæmmende Udseende af det færdige Bygværk maa Forskallingen have en passende Stivhed. Paa Steder, hvor en Nedbøjning ikke er synlig, kan man være lidt mindre nøjeregnende med dette Hensyn.

Kun Nedbøjningerne fra den hvilede Belastning behøver man at tage i Betragtning og disse bør holdes under $\frac{1}{400}$ à $\frac{1}{500}$ af Spændvidden.

For en simpelt understøttet Bjælke med ensformig fordelt Totalbelastning bliver Nedbøjningen:

$$u = \frac{2,08 \cdot l^2}{h} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{100} \text{ cm,} \quad (81)$$

idet $E = 100000 \text{ kg/cm}^2$. l maales i m, h i cm og σ_{\max} i kg/cm².

Er det simple Moment M_0 og Indspændingsmomenterne M_1 og M_2 , bliver:

$$u = \frac{2,08 l^2}{h} \cdot \frac{M_0 - 0,6 (M_1 + M_2)}{100 W}. \quad (82)$$

For et Yderfag med $M_0 = 1,25 M_1$, $M_1 = \frac{1}{10} p l^2$, $M_2 = 0$, $\sigma_{\max} = \frac{1}{10} p l^2 / W$ er:

$$u = \frac{1,4 l^2}{h} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{100}, \quad (83)$$

hvilket kan tages som en passende Værdi for Nedbøjningen af en gennemløbende Bjælke med ensformig fordelt Totalbelastning.

For en Enkeltkraft paa Midten ($M_0 = \frac{1}{4} P l$) faas:

$$u = \frac{2,08 \cdot l^2}{h} \cdot \frac{0,8 \cdot M_0 - 0,6 (M_1 + M_2)}{100 W}. \quad (84)$$

d. Konstruktionselementerne.

1. Støbebrædder.

Vil man begrænse Nedbøjningen til $\frac{1}{400} l$, faas med simpel Understøtning:

$$\frac{2,08 \cdot l^2}{h} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{100} = \frac{l}{4}, \quad (85)$$

hvoraf:

$$p = \frac{1,92 \cdot I}{l^3} \text{ kg/m}^2, \quad (85a)$$

idet I maales i cm⁴/m og l i m.

For gennemløbende Brædder faas i Yderfag:

$$p = \frac{3,6 \cdot I}{l^3} \text{ kg/m}^2. \quad (85b)$$

For simpel Understøtning er Styrken afgørende, naar $l < 9 h$ og for gennemløbende Brædder, naar $l < 13,5 h$, hvilket saa godt som aldrig vil være Tilfældet.

I Fig. 171 er grafisk angivet Sammenhængen mellem p og l for forskellige Bræddetykkelser, baade for simpel Understøtning og for gennemløbende Brædder.

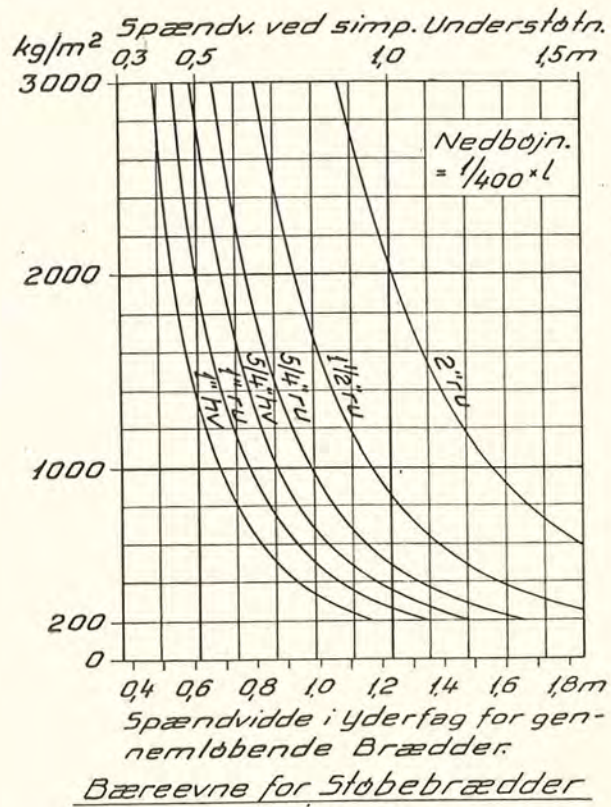


Fig. 171

2. Stroer og Rideplanker.

Simpel Understøtning.

$$\text{Nedbøjning } \frac{1}{400} l: p = \frac{1,92 \cdot I}{l^3} \text{ kg/m,}$$

$$\text{Nedbøjning } \frac{1}{500} l: p = \frac{1,53 \cdot I}{l^3} \text{ kg/m.}$$

$$\text{Bøjningsspænding } r_b = 135 \text{ kg/cm}^2: p = \frac{10,8 W}{l^2} = \frac{21,6 \cdot I}{l^2 \cdot h} \text{ kg/m,}$$

$$\text{Forskydningsspænding } \tau = 25 \text{ kg/cm}^2: p = \frac{33,3 \cdot F}{l} = \frac{400 \cdot I}{l \cdot h^2} \text{ kg/m.}$$

Gennemløbende Planker.

$$\text{Nedbøjning } \frac{1}{400} l: p = \frac{3,60 \cdot I}{l^3} \text{ kg/m,}$$

$$\text{Nedbøjning } \frac{1}{500} l: p = \frac{2,90 \cdot I}{l^3} \text{ kg/m.}$$

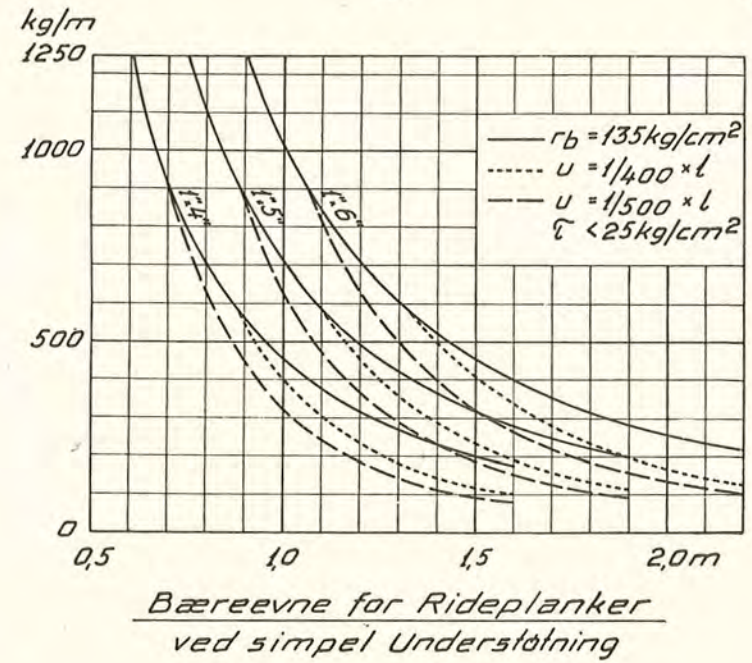


Fig. 172

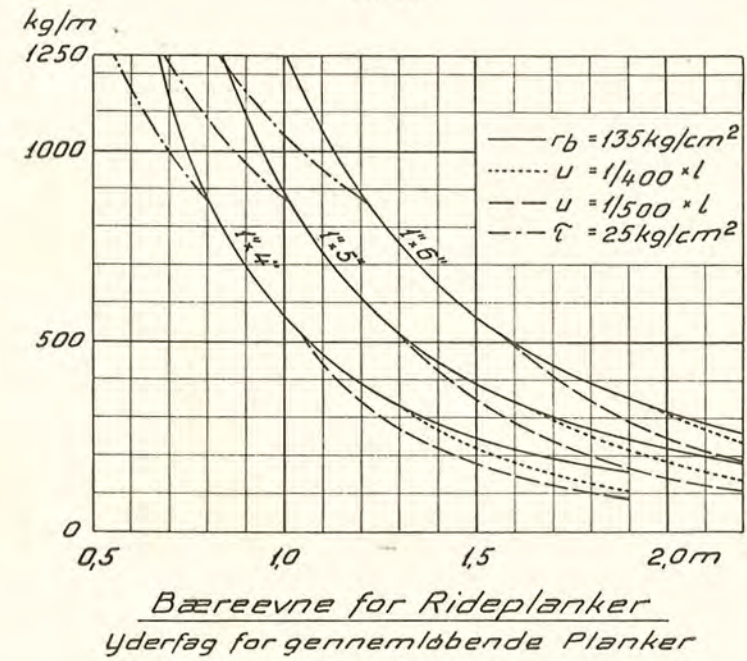


Fig. 173

$$\text{Bøjningsspænding } r_b = 135 \text{ kg/cm}^2: \quad p = \frac{13,5 W}{l^2} = \frac{27 \cdot I}{l^2 \cdot h} \text{ kg/m.}$$

$$\text{Forskydningsspænding } \tau = 25 \text{ kg/cm}^2: \quad p = \frac{28 \cdot F}{l} = \frac{336 \cdot I}{l \cdot h^2} \text{ kg/m.}$$

I disse Formler er alle Tværskningskonstanterne maalt i cm og l i m. Paa Grundlag heraf er Diagrammerne Fig. 172 og 173 udarbejdet.

Som man vil bemærke, er der regnet med en tilladelig Forskydningspænding paa 25 kg/cm^2 . Dette er erfaringsmæssigt forsvarligt, naar det som her drejer sig om en direkte virkende Belastning og kan forklares ved, at dels giver det direkte Tryk en Friktion i de vandrette Snit i Bjælken, og dels optræder de 25 kg/cm^2 kun inde ved Understøtningen og aftager retliniet til Nul i et Punkt, der ligger omkring Midten af Bjælken. Middelspændingen bliver saaledes mindre end $12,5 \text{ kg/cm}^2$ paa denne Strækning. Bestaar Belastningen af en Enkeltkraft paa Midten el. lign., bør man ikke have væsentlig større Forskydningspændinger end de i Tabel IV angivne.

3. Vægge.

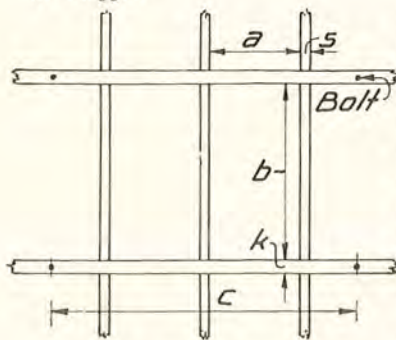


Fig. 174

Den i Fig. 148 viste Formtype behandles. Idet (Fig. 174):

- p = Trykket fra Betonen (kg/m^2),
- B = tilladelig Boltetræk (kg),
- a = Strøernes Afstand (m),
- s = Strøernes Bredde (cm),
- p_s = Strøernes Belastning (kg/m),
- b = Klampsbræddernes Afstand (m),
- k = Klampsbræddernes Bredde (cm),
- c = Klampsbræddernes Spændvidde (m),
- p_c = Klampsbræddernes Belastning (kg/m^2),

skal man have:

$$\text{Boltetrækkel:} \quad b \cdot c \cdot p \leq B.$$

$$\text{Tryk paa Sidetræ:} \quad a \cdot b \cdot p \leq k \cdot s \cdot 40$$

eller

$$b \cdot c \cdot p \leq s \cdot \frac{c}{a} \cdot k \cdot 40.$$

Strøerne:

Disse beregnes for $p_s = p \cdot a$ med Spændvidde b (Fig. 172 eller 173 anvendes).

Klampsbrædderne:

Disse beregnes for $p_k = p \cdot b$ med Spændvidde c (Fig. 172 eller 173 anvendes).

Beklædningen:

Bestemmes for Trykket p og Spændvidden a (Fig. 171 anvendes).

Eksempel.

$p = 1300 \text{ kg/m}^2$, $5/8''$ Bolte ($B = 2350 \text{ kg}$), $1''$ ru Form, Strøer $5/4'' \cdot 5''$, Klampsbrædder 2 Stk. $1\frac{1}{2}'' \cdot 6''$, $a = 0,5 \text{ m}$, $b = 1,25 \text{ m}$, $c = 1,4 \text{ m}$.

$a < 0,72 \text{ m}$ (Fig. 171).

$p_s = 0,5 \cdot 1300 = 650 \text{ kg/m}$. $5/4'' \cdot 5''$ bærer (Fig. 173) $1,25 \cdot 560 = 700 \text{ kg/m}$.

$p_k = 1,25 \cdot 1300 = 1620 \text{ kg/m}$. 2 Stk. $1\frac{1}{2}'' \cdot 6''$ bærer $3 \cdot 650 = 1950 \text{ kg/m}$.

Tryk paa Sidetræ:

$$1300 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 820 < 3,1 \cdot 7,5 \cdot 40 = 930 \text{ kg.}$$

4. Søjler.

Søjler behandles efter de samme Principper som Vægge.

Om den i Fig. 138 viste Søjletype, der hyppigt anvendes i Husbygning, og som holdes sammen ved Sømning, skal følgende meddeles:

Rammerne er af $5/4'' \cdot 6''$ og samles med 4 Stk. $3''$ Søm. Søjlen er kvadratisk med Sidelinie a (i m). Rammens Spændvidde er $(a + 0,20) \text{ m}$.

Sømforbindingen kan tage $4 \cdot 57 = 228 \text{ kg}$, og Rammernes Afstand b skal da være:

$$b \leq \frac{228 \cdot \sqrt{2}}{a \cdot p} = \frac{161}{a \cdot p}.$$

Under Forudsætning af, at man støber meget forsigtigt (langsomt) i disse Søjler, kan p regnes til 800 kg/m^2 for de største Søjler, som aldrig bør være over ca. 50 cm , og til 1300 kg/m^2 for de mindste (25 cm).

For en 50 cm Søjle faas da:

$$b \leq 40 \text{ cm}$$

og for en 25 cm Søjle:

$$b \leq 50 \text{ cm.}$$

Beklædning og Søjlerammer vil altid være rigelig stærke.

Eksempel.

Beregning af Søjleform $140 \cdot 140$ Type Fig. 139.

$p = 3000 \text{ kg/m}^2$, $a = 1,4 \text{ m}$, b (Afstand mellem Rammer) = $0,6 \text{ m}$.

Boltetræk: $\frac{1}{2} \cdot 3000 \cdot 0,60 \cdot 1,4 = 1260 \text{ kg}$. Der anvendes $1/2''$ Bolte.

Klampsbrædderne: Spændvidde $1,5 \text{ m}$, $p_k = 3000 \cdot 0,60 = 1800 \text{ kg/m}$.

Af Fig. 172 faas, at $1'' \cdot 6''$ bærer 400 kg/m , $5'' \cdot 6''$ altsaa 2000 kg/m .

5. Stolperne.

Den fri Længde af Stolperne er sjældent over 2 m . En $4'' \cdot 4''$ Stolpe med 2 m Søjlelængde kan bære ca. $4,5 \text{ t}$, og en Stolpe belastes næsten aldrig med mere end $2,5 \text{ t}$.

To $5/4''$ Rideplanker fæstet til Stolperne med ialt 14 Stk. $3''$ Søm kan bære ca. 1400 kg .

6. Fodremmen.

Regnes Stolpetrykket P at fordele sig over Fodremmen paa Længden a (se Fig. 175), faas:

$$M = \frac{1}{8} \cdot P \cdot a = W \cdot r_b = \frac{1}{8} b \cdot h^2 \cdot r_b$$

og

$$P = \sigma_{\text{Jord}} \cdot b \cdot a.$$

Heraf findes:

$$P = 1,15 \cdot b \cdot h \sqrt{\sigma_{\text{Jord}} \cdot r_b}.$$

Sættes $r_b = 135 \text{ kg/cm}^2$, faas:

$$P = 13,4 \cdot b \cdot h \sqrt{\sigma_{\text{Jord}}}. \quad (86)$$

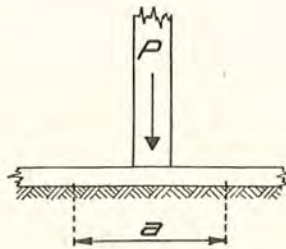


Fig. 175

Paa alm. fast Bund kan man erfaringsmæssig anvende en 2" · 6" Fodrem, naar $P \sim 1500 \text{ kg}$. Heraf findes ved Indsættelse i Lign. (86), at $\sigma_{\text{Jord}} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$, hvorefter man kan sætte for alm. fast Jord:

$$P = 20 \cdot b \cdot h.$$

Ved daarligere Bund skal den nominelle Værdi $2,2 \text{ kg/cm}^2$ for σ_{Jord} i Lign. (86) skønsomt nedsættes.

§ 29. JERNARBEJDET

Jernet bør leveres lige, saaledes at en eventuel Retning kan indskrænkes til et Minimum, og det skal renses for løstsiddende Rust og eventuelle Urenheder.

Jernarbejdet kan opdeles i Afklipningen, Bukningen, Bindningen og Ilægningen i Formen.

a. Afklipningen.

De Jern, der ikke har den krævede Længde, maa afkortes.

Afklipningen sker ved Hjælp af Sakse af forskellig Art. Spinkle Jern kan overklippes med en almindelig Boltesaks (Fig. 176), men sædvan-

ligvis bruger man, baade til spinkle og svære Jern, forskellige Typer af fast monterede Sakse (Klippemaskiner). Fig. 177 viser et Eksempel herpaa. I de større Sakse kan man overklippe flere spinkle Jern paa een Gang.

Afkortningen kan ogsaa ske med Skærebrænder eller ved Mejsling.

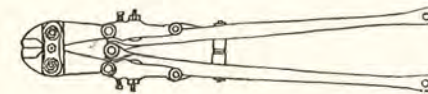


Fig. 176. Boltesaks.

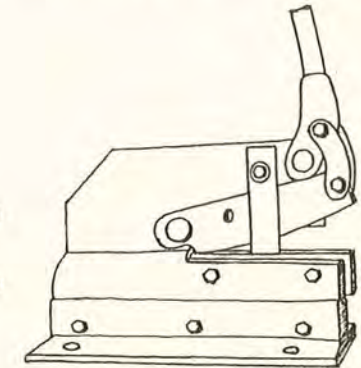


Fig. 177. Klippemaskine.

b. Bukningen.

Jernet bukes saa godt som altid koldt, og dette Arbejde foregaar enten paa et Bukkebord eller paa Forskallingen.

Bukkebordet er et svært, langt og smalt Plankebord i hvis ene Ende er monteret det Værktøj (Bukkemaskiner), hvormed Bukningen ud-

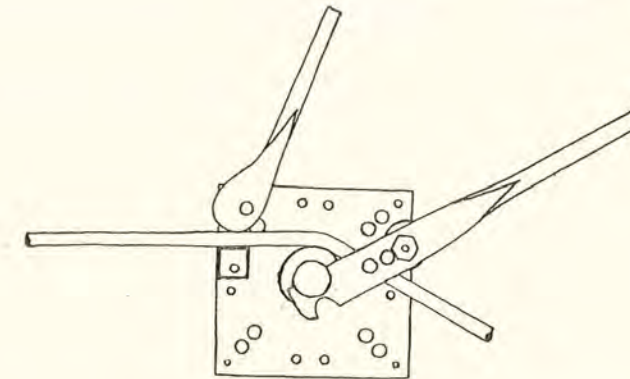


Fig. 178. Bukkemaskine.

føres. Der findes et stort Antal forskellige Typer af Bukkemaskiner afpasset efter Jerndimension og den Form, som Jernet skal have. I Fig. 178 er vist et Eksempel herpaa.

Spinkle Bøjler o.l., der skal anvendes i stort Antal i samme Størrelse,

kan med Fordel udføres ved Hjælp af i Bordpladen indborede lodrette Dorne, der sidder i en Afstand svarende til Jernets Form. Om disse Dorne bøjes Jernet med en løs Nøgle, der sættes ned over Dornene og med en Knast griber ned omkring Jernet (Fig. 179).

Der findes til Brug ved meget store Arbejder maskinelt drevne Bukkemaskiner i mere eller mindre automatisk Udførelse (Fig. 180). De

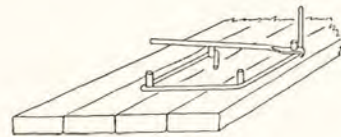


Fig. 179

kan være indrettet til ogsaa at udføre Klipningen. Der findes Typer, der kan klippe og bukke f. Eks. Bøjler uden andet manuelt Arbejde end Jernets Tilførsel til Maskinen. Spiralarmring, som den anvendes til beviklede Søjler, kan ogsaa udføres paa saadanne Maskiner.

14 mm og til Nød 16 mm Jern, naar det ikke er for haardt, kan bukket i Formen. Der anvendes hertil specielt Værktøj (Krøllejern, se Fig. 181).

Plade- og Vægjern bøjes i Reglen paa denne Maade. Om man i øvrigt vil vente med at bukke Jernet til det ligger i Formen, afhænger af, om man derigennem kan faa en mere bekvem Ilægning. F. Eks. ved lukkede Bøjler i Bjælker kan det undertiden være fordelagtigt først at lukke Bøjlerne, naar alle Længdejernene er lagt paa Plads (Fig. 182).

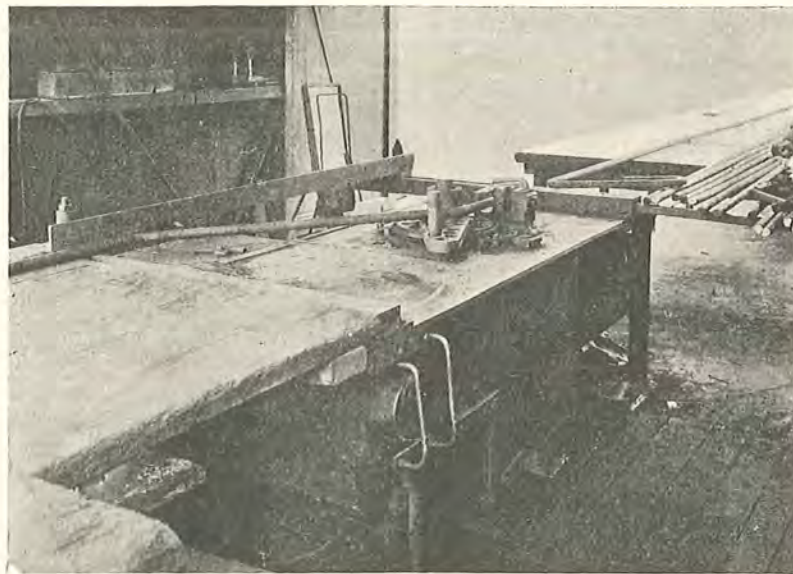


Fig. 180. Motordrevet Bukkemaskine.

Fejlbukninger maa undgaas, da en Udretning altid vil betyde en Svækkelse af Jernet, og kun undtagelsesvis bør man tillade Genanvendelse af saadanne udrettede Jern.

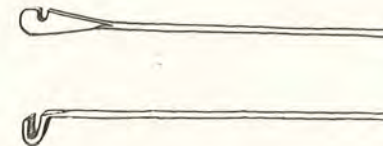


Fig. 181

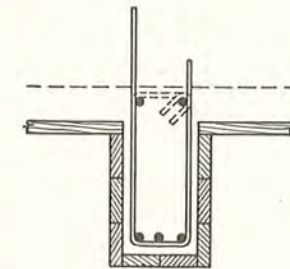


Fig. 182

c. Bindingen.

Sammenbindingen af Armeringen sker med 1-2 mm udglødet Bindetraad, og der anvendes hertil en Bindetang (Fig. 183). En Binding mellem to krydsende Jern er vist paa Fig. 184.

Der anbringes saa mange Bindinger, at man faar et stift sammenhængende Skelet ud af det, og Sammenbindingen kan, efter hvad der er mest praktisk, udføres før eller efter Ilægningen i Formen.

Naar Forholdene er til det, binder man Jernet sammen i Elementer, der derpaa lægges ned i Formen. Dette gøres altid ved Pælearmering, saa godt som altid ved Søjlearmering og i øvrigt ved Bjælkearmering etc. i den Udstrækning, en praktisk Ilægning tillader det.

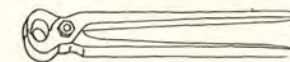


Fig. 183. Bindetang.

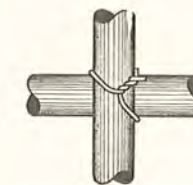


Fig. 184

Plade- og Vægjern bindes i Reglen i hvert andet Krydsningspunkt, og Bøjler etc. bindes til Længdejernene i saa stor Udstrækning, at Jernene ikke kan forskubbes under Støbningen.

Ved Tværearmering af Pæle med 3 mm Bindinger anvendes en Plade (af Træ eller Jern), som vist paa Fig. 185, hvorved Jernene kan holdes i den rigtige Stilling, medens Bindingerne udføres.

d. Hægningen.

De enkelte Jern eller de sammenbundne Elementer placeres i Formen, hvorefter eventuelt manglende Bukning og Sammenbinding udføres. Sammenbundet Søjlearmering tages ofte op paa Dækket og sænkes ned i den allerede udførte Form.

Det er af stor Vigtighed (og det er en Ting, der ofte bliver sløset med

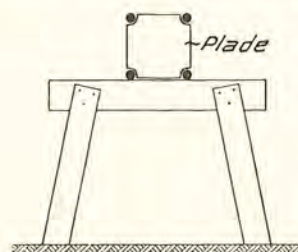


Fig. 185

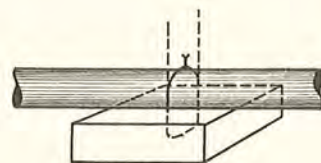


Fig. 186

paa Arbejdspladsen), at Jernet ligger fast i den indbyrdes rigtige Stilling og i den rette Afstand fra Formen. Navnlig de opbøjede Pladejern er tilbøjelige til at blive trampet ned, og man bør derfor altid umiddelbart inden Støbningen sikre sig, at de ligger rigtigt.

Til at holde Jernene i den rigtige Afstand fra Formen kan anvendes Betonklodser med indstøbt Bindetraad, som vist paa Fig. 186. Klodserne forbliver i Betonen (Fig. 187).

Bjælkejern kan ophænges i tværgaaende Trælægter, som Fig. 188 viser. Lægterne maa fjernes, inden Pladen støbes.

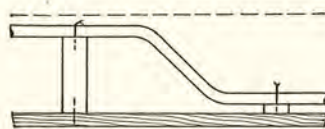


Fig. 187

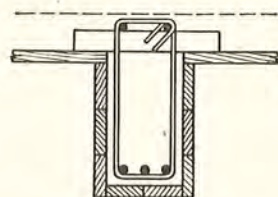


Fig. 188

For at Jernarbejdet skal kunne udføres, kan, som allerede nævnt, visse Dele af Formen maaske først opstilles, naar Armeringen er udført. Dette gælder eksempelvis den ene Side af en Vægform, og det kan ogsaa forekomme ved høje og smalle Bjælker samt ved Søjler.

§ 30. STØBEARBEJDET

Støbearbejdet kan opdeles i Blandingen, Transporten og Udstøbningen.

Materialerne forefindes sædvanligvis paa Lager nær Blandestedet. Cementen oplagres i Reglen i Skur i Papirsække, Sand og Sten i Bunker paa Jorden og helst paa et fast Underlag (Plankegulv o.l.).

Transporten til Blandestedet kan ske paa forskellig Maade, men i Reglen tilbæres Cementen, medens Tilslagsmaterialerne skovles eller tilkøres i Trillebør o.l. Undertiden tilføres Tilslagsmaterialerne med Kran, Transportbaand eller Tovbaner o.l., og ved store Anlæg kan denne Transport være stærkt maskinelt udbygget.

Afmaalingen af Cementen sker saa vidt muligt ved at anvende et helt Antal Sække ad Gangen. Tilslagsmaterialerne maales ofte i rumfangsjusterede Transportredskaber, men bedre er det at veje dem og da navnlig Sandet paa Grund af dettes med Vandindholdet stærkt varierende Lagringstæthed¹⁾. Vejningen kan foretages ved at køre Transportredskabet over en Vægt. Ved store Anlæg kan anvendes automatiske Vægte sammenbygget med Beholdere, der fyldes direkte fra Siloer. Disse kan være mindre Forsiloer, der fyldes fra Hovedlageret paa Jorden ved Kran, Transportbaand o.l. (Fig. 189).

a. Blandingen.

Selve Blandingen kan være Haand- eller Maskinblanding, og her giver det sidste den bedste Blanding og maa derfor foretrækkes. Det er ogsaa det billigste, selv naar det drejer sig om ganske smaa Mængder.

1. Haandblanding.

Haandblanding foregaar paa en paa Jorden liggende tæt Bræddeflage el. lign. (Blandeflage). Fremgangsmaaden ved Blandingen kan være noget forskellig. Det kan f. Eks. foregaa paa den Maade, at Sandet lægges i en langstrakt Bunke paa Blandeflagen med Cementen oven over, og dette skovles derpaa igennem 5 à 6 Gange, idet Vandet tilsettes før de sidste to Skovlinger. Derpaa tilføres Stenene, hvorpaa der gennemskovles 2 Gange.

2. Maskinblanding.

Af Blandemaskiner findes en stor Mængde Typer og Størrelser lige fra smaa, haanddrevne, der kun kan tage ca. 50 l ad Gangen, til store,

¹⁾ Sml. § 37 b.

motordrevne Anlæg med en Kapacitet af flere Hundrede m³ pr. Time. Haanddrevne Maskiner anvendes sjældent og nærmest kun til Mørtel-fremstilling.

Maskinerne kan deles i Portionsblandere og kontinuerlige Blandere, hvoraf de sidste er meget lidt brugt herhjemme og derfor ikke skal omtales yderligere.

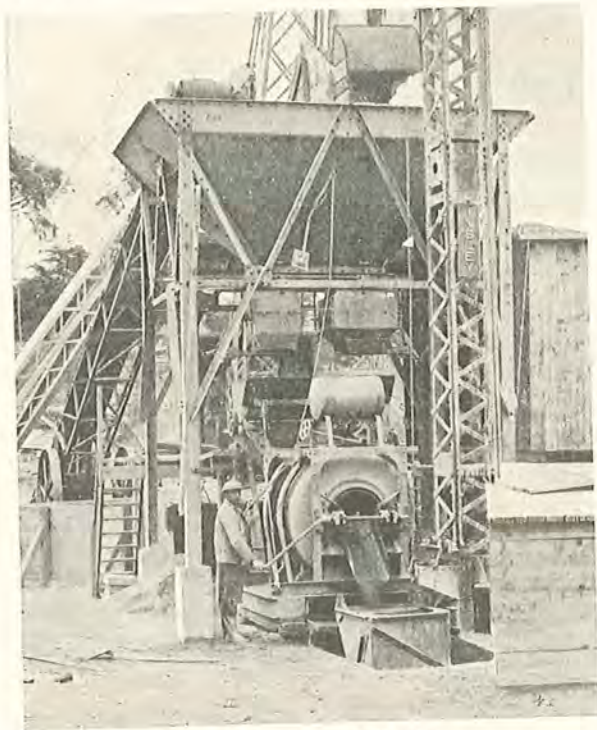


Fig. 189. Silo med Vægte.

Portionsblanderne eller Kvantumsblanderne behandler en bestemt Mængde færdig ad Gangen og kan deles i Frifaldsblandere og Tvangsblandere. Frifaldsblanderen er den hidtil mest anvendte, men da man efterhaanden gaar over til mindre Vandtilsætning, maa man forvente, at Tvangsblanderne bliver mere anvendt, idet de er bedre egnede til at blande en vandfattig Beton.

Indfyldningen af Materialerne i Maskinen sker sædvanligvis paa een Gang fra en Materialespand, hvori man i Forvejen (nemlig medens Maskinen behandler den forudgaaende Blanding) har fyldt de afmaalte Materialer, f. Eks. i Rækkefølgen Sand, Cement, Sten. Materialespanden

kan være beliggende over Maskinens Indfyldningsaabning (Fig. 190), saaledes at Materialerne selv kan løbe direkte ned ved Tipning eller ved Aabning af et Skod. Der kan ogsaa fyldes i en Materialelevator, som maskinelt hejses op til Udtømmning i Maskinens højtliggende Indfyldningsaabning, og dette sidste er det almindeligst anvendte Arrangement (Fig. 191).

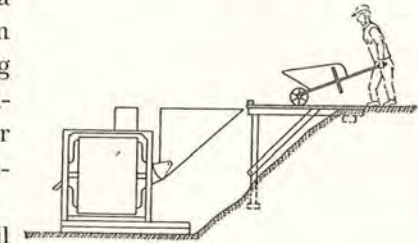


Fig. 190

Vandtilsætningen sker direkte til Tromlen og finder sædvanligvis Sted, inden Materialerne er kommet i. Afmaalingen af Vandet sker i en over Maskinen beliggende Maalebeholder, som er sat i Forbindelse med en Vandforsyning. Afmaalingen bør ske automatisk, og Maaleren skal helst være indrettet paa en saadan Maade, at kun den, der har Ansvaret for Blandingen, kan ændre paa Vandtilsætningen (Fig. 192).

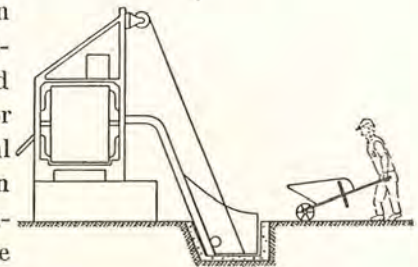


Fig. 191

Frifaldsblandere.

Ved Frifaldsblandere eller Tromleblandere sker Blandingen i en Tromle, i Reglen cylinderformet, klokkeformet eller sammensat af Keglestubbe. Tromlen er paa Indersiden forsynet med fastsiddende Skovle og roterer om sin Axe. Af Skovlenes Form og Tromlens Form og Omdrejningshastighed afhænger den gode Blanding.

Ved for stor Hastighed sker der ingen Blanding, og Tromlens Peri-

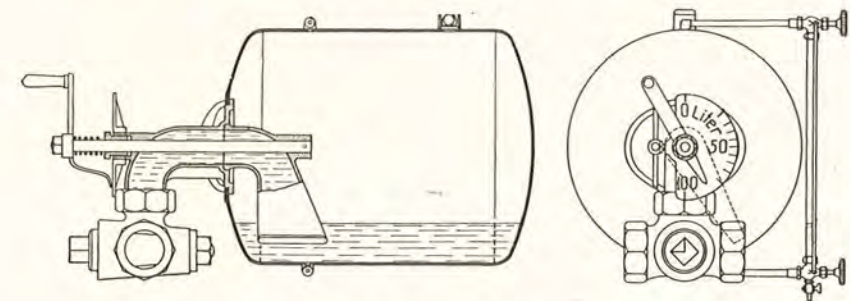


Fig. 192. Automatisk Vandmaaler.

ferihastighed skal ligge omkring ca. 60 m pr. Minut, hvilket svarer til ca. 15-20 Omdrejninger pr. Minut. En Blanding tager 2-4 Minutter ialt, og heraf gaar ca. 1-2 Minutter til selve Blandingen, Resten af Tiden til Indfyldning og Udtagning. Ved at anvende længere Tid end 2 Minutter til Blandingen opnaas sjældent noget ved de gode Maskiner.

Maskinens Størrelse angives i Reglen svarende til Volumen af de løst maalte Materialer, som Tromlen kan rumme, og den blandede Beton er da ca. $\frac{2}{3}$ heraf. De til Husbygning almindeligst anvendte Størrelser ligger fra 250 til 450 Liter, og hermed kan blandes 3 til 8 m³ pr. Time.

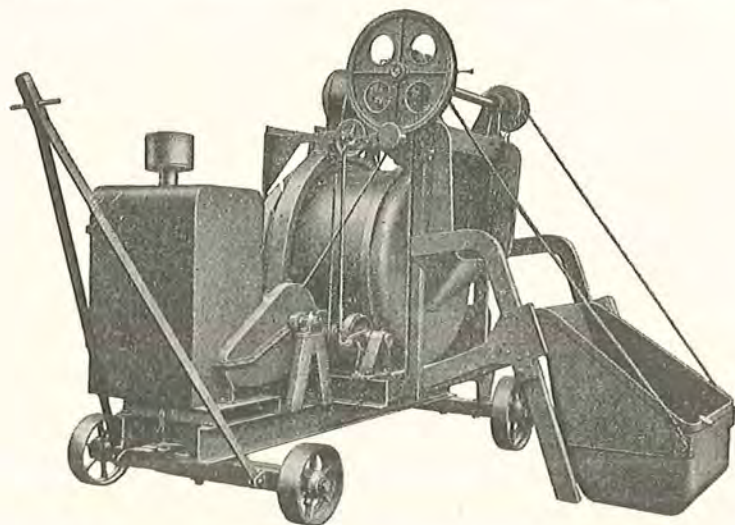


Fig. 193. Ransome-Blander.

Det er praktisk at have en rigelig Blandingskapacitet, og dels af denne Grund, men ogsaa for ikke at faa for lang Transport af den blandede Beton, opstilles ofte flere Blandemaskiner paa samme Arbejdsplads.

Tre Hovedtyper af Frifaldsblandere skal omtales.

Den ene (ofte benævnt *Ransome-Blander*, se Fig. 193), har en cylindrisk, liggende Tromle, der roterer om en fast vandret Aksel, idet den drives gennem een eller to Tandkranser, der ligger uden paa Tromlen. Materialindfyldningen sker i Tromlens ene Ende og Udtømningen i den anden, derved at en Sliske drejes ind og fanger Betonen. Disse Blandere er ogsaa bygget til at tømmes, naar Omløbsretningen ændres.

Den anden Type (ofte benævnt *Smith-Milwaukee-Blander*, se Fig. 194) har en Tromle, der er sammensat af to Keglestubbe med den ene

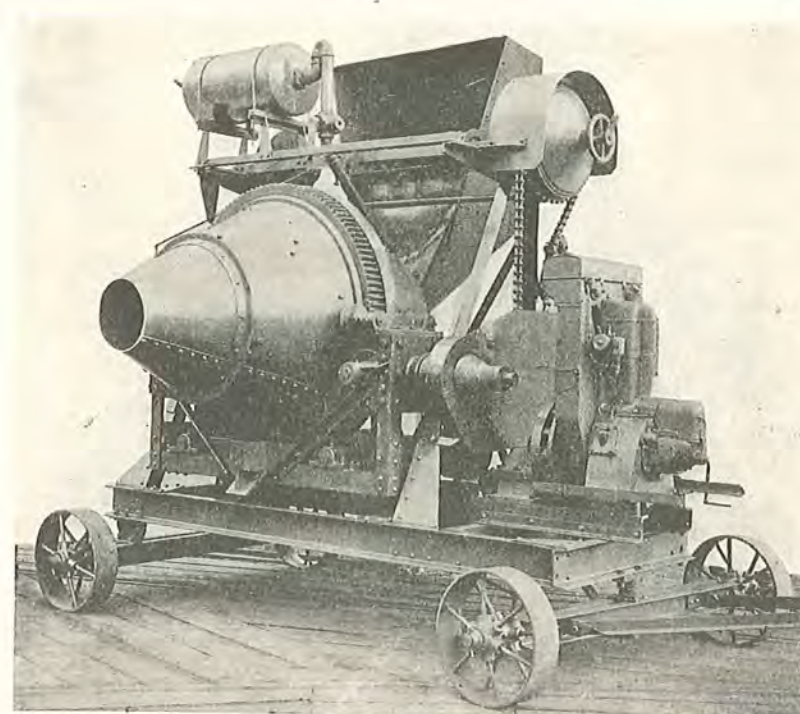


Fig. 194. Smith-Milwaukee Blander.

spidse Ende som Indfyldning og den anden som Udtagning. I Blandestillingen roterer den om en vandret Aksel, men er indrettet saaledes, at den, stadig roterende, kan tippes, hvilket foraarsager, at den blandede Beton udtømmes.

Den tredje Type (*Globe-Blander*, Fig. 195) har klokkeformet (glasformet) Tromle, og Indfyldning og Tømning foregaar samme Sted. Under Blandingen roterer den om en skraa Aksel med Munden opad. Tømningen sker ved Tipning af Tromlen under fortsat Rotation.

Tvangsblandere.

Tvangsblandere er forsynet med Røreapparater.

En Type med Skovlene siddende paa en lodret Aksel er vist i Fig. 196. Denne Aksel sidder excentrisk i den cirkulære Beholder, som ogsaa drejer langsomt rundt om en lodret Aksel. Ved denne dobbelte Bevægelse fremkommer en meget effektiv Blanding efter Modstrømsprincippet. Materialerne fyldes i foroven og tages ud gennem et Spjæld i Bunden.

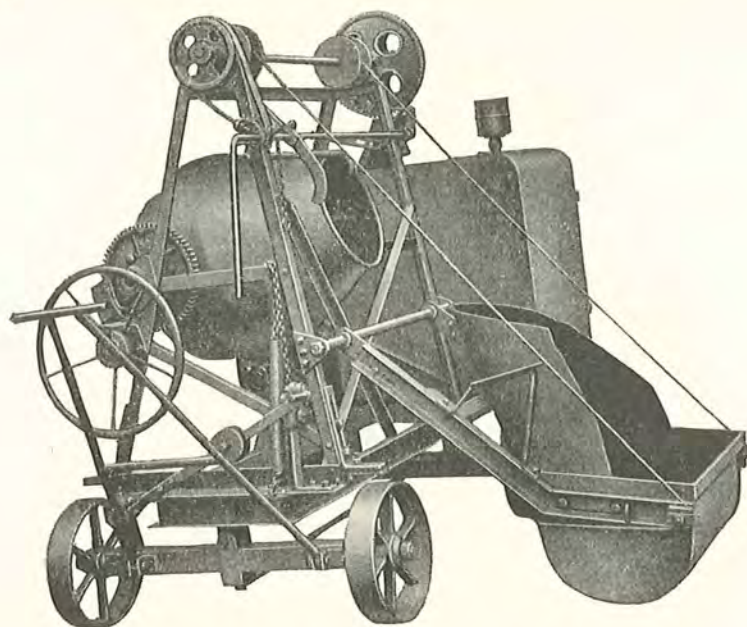


Fig. 195. Globe-Blander.

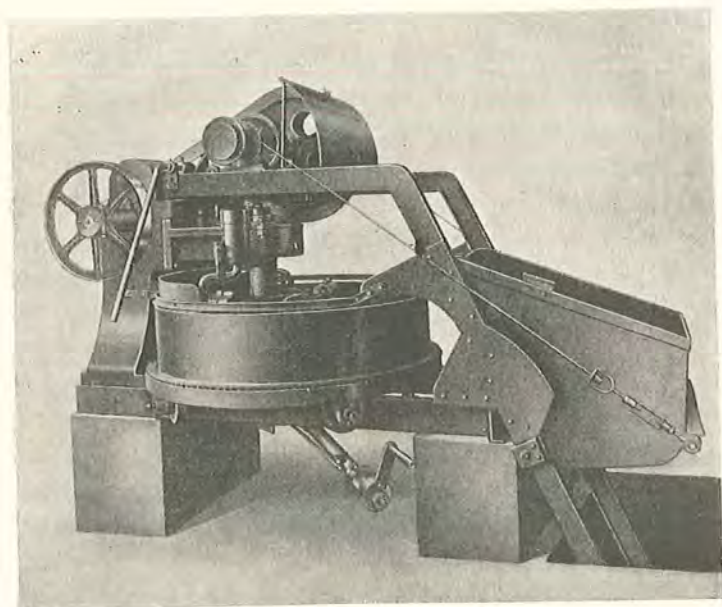


Fig. 196. Tvangs-Blander.

b. Betonens Transport.

Det er af Vigtighed at anvende Transportmetoder, der ikke afblander Betonen.

Der kan være Tale om baade Længdetransport og Løftning eller Sænkning, og visse af de anvendte Midler kan udføre flere af disse Operationer samtidig.

Transport ved Bæring anvendes kun ved ganske smaa Mængder.

1. Trillebør, tohjulede Kærre, Tipvogne, Biler.

Med disse Transportmidler kan foretages en Længdetransport og i og for sig ogsaa en moderat Løftning eller Sænkning, dersom Stigningslængden er passende. Om dem alle gælder, at Transportlængden ikke maa være ret stor, da Rystelserne under Kørslen vil afblande Betonen.

I Husbygning o.l. anvendes mest Trillebør (Fig. 197) og Kærre (Fig. 198). Som Kørebaner anvendes Planker. Sker Transporten over armerede Dæk, maa Plankerne klodses op, saa de ikke bringer Armeringen ud af Stilling, og der maa ikke køres paa nystøbt Beton.

Ved Transport over store Afstande kan anvendes de saakaldte Roter-

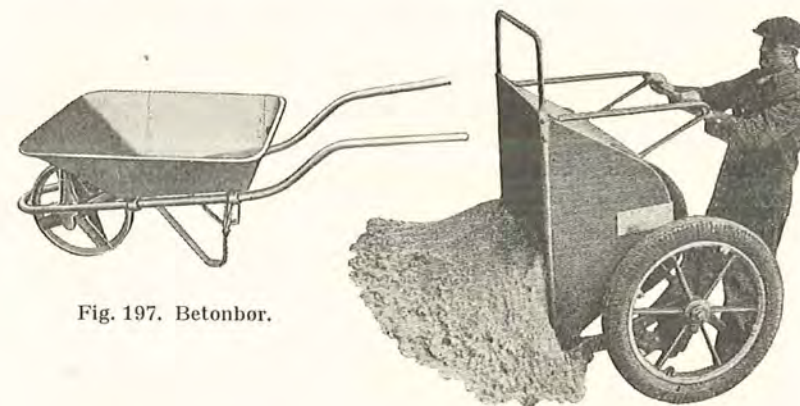


Fig. 197. Betonbør.

Fig. 198. Betonkærre.

biler, hvor Betonen befinder sig i en paa Bilen monteret, langsomt roterende Tromle, hvorved Afblanding forhindres.

2. Hejsetaarne, Hejsmaster.

Hejsetaarne -master kan udføres i Staal eller Træ og afbardoneres til Jorden eller andet fast Punkt. For oven (Fig. 199) findes et Top-

stykke, i hvis Skiver Hejsetovet er skaaret. Hejsespanden (Fig. 200) er styret i Taarnet og saaledes indrettet, at den automatisk tipper, naar den har naaet en vis Højde, som kan ændres efter Behovet. Udtømningen foroven sker sædvanligvis i en lille Silo, hvorfra Betonen udtømmes f.Eks. i Trillebør. Betonen føres til forneden direkte fra

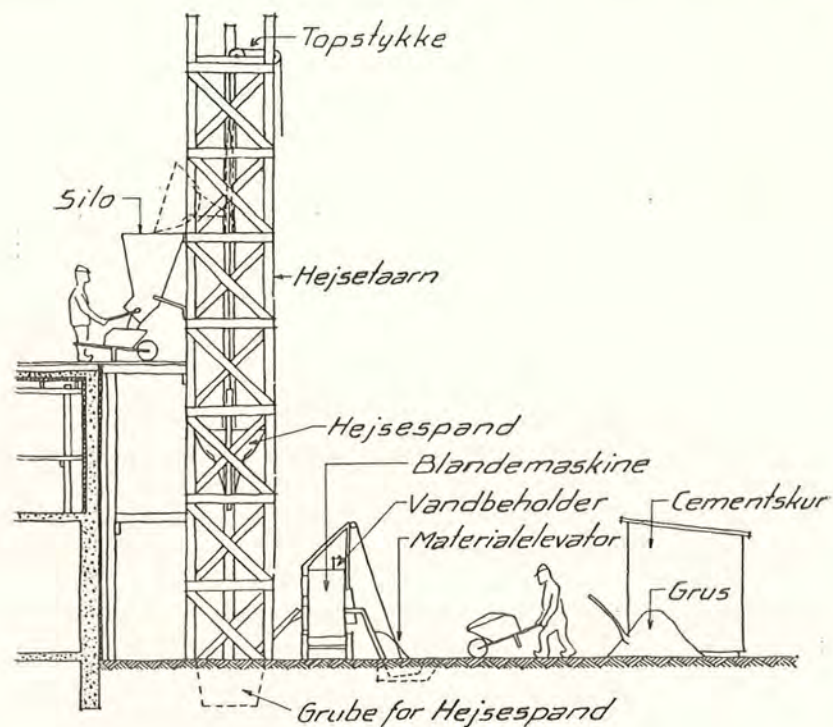


Fig. 199

Blandemaskinen, i Reglen ved Hjælp af en ganske kort Rende. Hejse-spillet er motordrevet.

Det til Husbygning her i Landet almindeligst anvendte Hejsetaarn er af Træ med fire afsvævede Hjørnestolper (Fig. 199 og 124). Hejse-spanden bør være indrettet til at tage en Blanding.

Til mindre Støbninger anvendes en Hejsmast, der foroven har en svingbar Arm, som vist paa Fig. 201. Der anvendes en frithængende Hejsespand (Fig. 202), som kan svinges ind over Stilladset og tippes.

Der tippes ofte direkte i Trillebør.

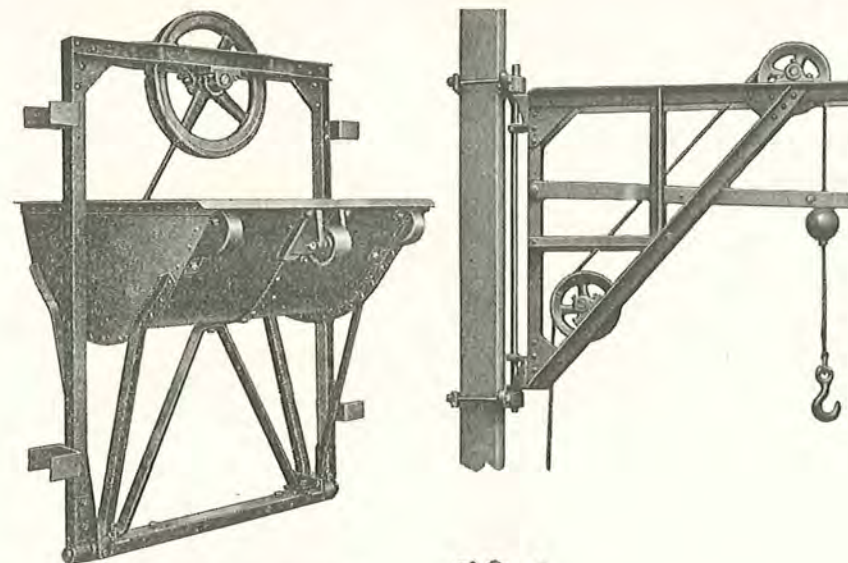


Fig. 200. Betonhejsespand.

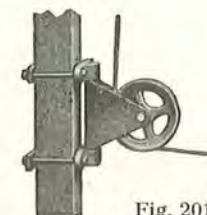


Fig. 201. Svingkran.



Fig. 202. Betonhejsespand.

3. Transportbaand.

Transportbaand kan bruges til Længdetransport. Da Betonen kan transporteres herpaa uden at glide, naar Hældningen er under ca. 15°, kan man ogsaa løfte og sænke den noget paa denne Maade.

4. Render.

Render og Slisker kan bruges til Længdetransport af Betonen og til at bringe den nedad.

Smaarender (Slisker) bruges ofte f.Eks. til at bringe Betonen fra en Blandemaskine til en Hejsespand eller for at overvinde en mindre Højdeforskel. I sidste Tilfælde kan de være ret primitivt udført (f.Eks. af Træ) og kan lægges med ret ringe Fald, da man altid ved Skovling eller Skrabning kan hjælpe paa Betonens Bevægelse.

Ved at kombinere Hejsetaarne med Render kan man opbygge An-

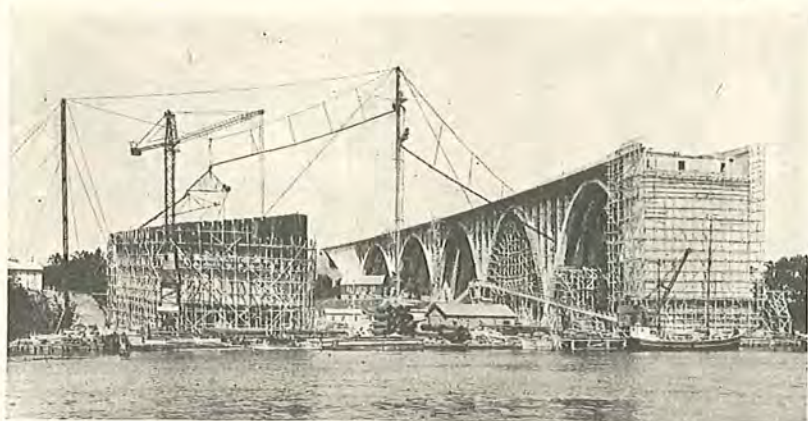


Fig. 203. Støberender.

læg, der kan transportere Betonen paa store Afstande og dække store Støbeomraader saavel horizontalt som vertikalt, og som let kan omstilles til et nyt Støbested inden for Støbeomraadet. Taarnene bliver ret høje, da der jo skal Højde til for at faa den vandrette Bevægelse frem. Renderne skal lægges med et Fald paa ca. $1:2\frac{1}{2}$. De udføres af Staalplade som aabne Render med en Bredde paa ca. 35 cm og med omtrent halvcirkulært Tværsnit og ophænges i Kabler udspændt mellem Hejsetaarnet og Hjælpemaster. Ved Hejsetaarnet, eller andre Steder paa Linien, kan der være Omstillinger, saa Betonen fra samme Blandeanlæg skiftevis kan føres i forskellig Retning. Paa lange Transportafstande kan det, for ikke at faa Hejsetaarnet ved Blandemaskinen uoverkommeligt højt, blive nødvendigt at bygge ekstra Hejsetaarne, naar det foregaaende Taarns Faldhøjde er udnyttet. Til at bringe Betonen ud fra de saaledes ophængte Render kan man bruge svingbare, kontrabalancerede Rendelementer af f. Eks. 20 m Længde, der er ophængt i Kablerne og sat i Forbindelse med Hovedrenderne, og disse Elementer kan yderligere forlænges med løse, kortere Render. I Fig. 203 er vist et Eksempel paa et saadant Arrangement.

Disse Anlæg, der tidligere var meget brugt ved større Arbejder, er man dog nu gaaet delvis bort fra, idet Betonen, for at faa en passende Konsistens til at flyde i Renderne, maa udføres med en større Vandtilsætning, end man nu anser for rigtig.

5. Betonpumpning.

Beton kan ogsaa transporteres ved Pumpning. Pumpningen sker med en svær Stempelpumpe (Fig. 204), der forsynes fra en Tragt, hvori

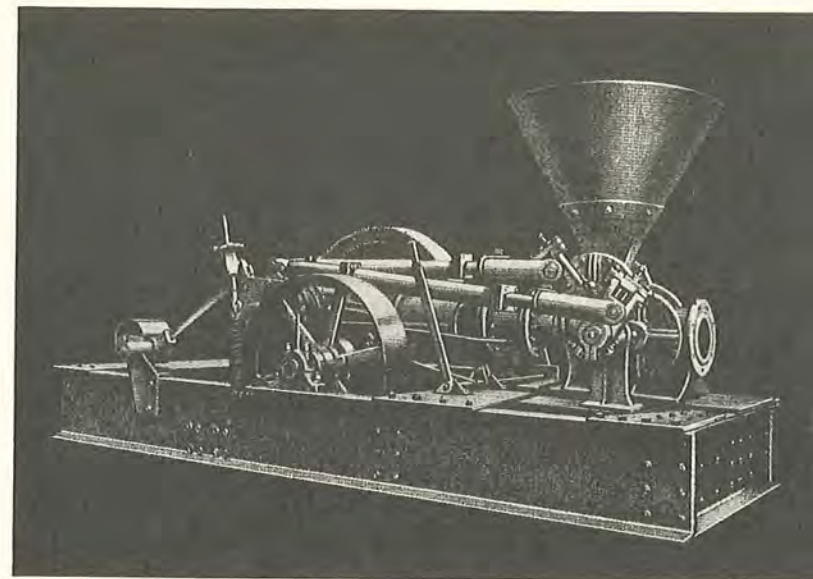


Fig. 204. Betonpumpe.

Blandemaskinen kan udtømmes. Pumpeledningerne er 12 til 20 cm i Diameter. De enkelte Rørstykker er ca. 3 m lange og kan uden Vanskelighed transporteres ved Bæring, ligesom Samlingerne er konstrueret, saa de er lette at samle og adskille (Fig. 205).

Der kan ved Pumpning udføres baade en Længdetransport og en Løftning af Betonen. Man kan regne med en vandret Transportafstand paa 200–300 m, og at denne maa formindskes med ca. 6 m for hver Meter, Betonen skal løftes.

Der stilles visse Krav til Betonens Kornkurve og Konsistens. Saaledes maa Indholdet af Cement ikke være under ca. 250 kg/m^3 , de smaa Partikler skal findes i større Mængde end sædvanligt, og største Størrelse maa ikke være over ca. 4 cm, navnlig ikke for de mindre Rørdiameter. Sætmaalet¹⁾ skal ligge omkring 8 cm.

Betonpumpning har saa vidt vides kun forsvøgsvis været anvendt her i Landet.

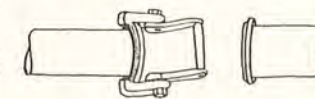


Fig. 205

6. Transport gennem lodrette Rør.

Betonen bør aldrig styrtes ned igennem glatte Rør i mere end 1–2 m Højde.

¹⁾ Se § 40 a.

Ved større Styrte skal Rørene forsynes med skraatstillede Plader, der kan bremse Betonens Fald. I Fig. 206 er vist et Eksempel paa saadanne Rør. For let at kunne monteres er de opdelt i mindre, lidt koniske Rørstykker, der gaar et lille Stykke ind i hinanden og er ophængt i hinanden ved Kædeled.

7. Kraner.

Kraner kan ogsaa anvendes til Betontransport saavel vertikalt som (navnlig ved Kørekraner) horizontalt. I Krankrogen ophænges en Betonspand, der enten kan tippes eller har et Oplukke i Bunden.

Det afhænger selvfølgelig af Krantypen, hvilke Opgaver af denne Art den kan løse. I Fig. 207 er vist et Eksempel paa Anvendelse af en kørende Taarndrejekran.

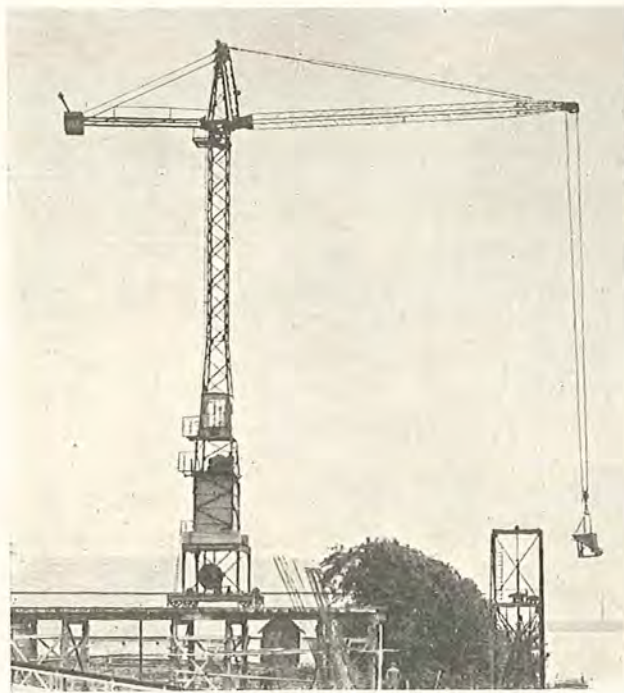


Fig. 207. Taarndrejekran med Støbespand.

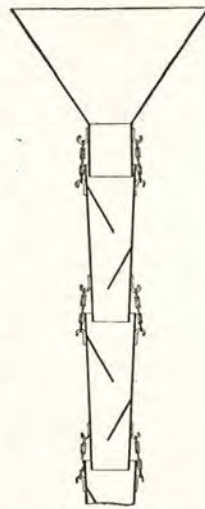


Fig. 206

e. Betonens Udstøbning.

Inden Udstøbningens Begyndelse maa Formen vandes, saa den ikke suger Fugtighed fra Betonen.

Urenheder som Spaaner, Savsmuld etc. skal omhyggeligt fjernes, i Reglen ved Spuling. Som omtalt under Forskallingsarbejdet forsynes Formen med Skyllehuller, hvortil haves Lemme parat til Indsætning, naar Formen er rensat.

Naar Betonen er ankommet til Støbestedet, placeres den i Formen. Dette kan ske enten direkte fra Transportredskabet, eller den kan først anbringes paa et Lad (Fig. 208), hvorfra den skovles i Formen. Om man gør det ene eller det andet afhænger af Forhold som Støbestedets Beskaffenhed (bred eller snæver Form, lidt eller megen Armering o.l.), Transportmidlets Art, Betonens Konsistens o. s. v.



Fig. 208

Hvis der, hvad man i øvrigt saavidt muligt maa forhindre, er sket en Afblanding af Betonen under Transporten, maa denne Fejl rettes her, f. Eks. ved en Gennemskovling paa et Lad.

Betonen bør som før sagt ikke styrtes frit gennem Luften mere end 1 à 2 m, men ved Søjlestøbning i Husbygning (3-4 m Søjlelængde) gøres det dog hyppigt, idet man fra den overliggende Etage styrter Betonen ned gennem Søjleformen. De høje Styrte er uheldige, fordi Betonen kan afblandes, og fordi den overliggende Form og Armering kan blive tilsprøjtet med Beton. Støbning gennem Rør bør anvendes.

Efter at Betonen er anbragt i Formen, skal den bearbejdes, saa den udfylder Formen og omhyller Armeringen, ligesom Luftblærer skal udrides. Bl. a. af Hensyn til Udseendet maa særlig Omhu ofres paa at faa Mørtelen frem til Formen overalt, saa mørtelfattige Pletter (de saakaldte Stenreder) kan undgaas.

Fra Betonens Blanding til dens Færdigbehandling i Formen maa ikke gaa mere end 1-2 Timer, afhængigt af Temperatur, Cementsort m. m.

De almindeligst anvendte Komprimeringsmetoder er Haandbearbejdning, Vibrering og Maskinstampning.

1. Haandbearbejdning.

Anvendes Bearbejdning med Haandkraft, kan der ved Jernbeton almindeligvis ikke være Tale om at anvende stivere Konsistens end den plastiske.

Bearbejdningen bestaar i saa Tilfælde i, at man pumper i Betonen med en Lægte eller med Redskaber som vist paa Fig. 209. Man maa, som oven for bemærket, være meget omhyggelig med at bearbejde Be-



Fig. 209

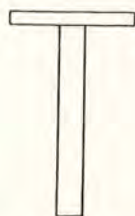


Fig. 210

tonen ude ved Formen. Hamring paa Formen og Rystning af Armeringen er ogsaa virksomme Midler til at opnaa rigtig Udstøbning. Egentlig Stampning har ikke nogen Virkning paa denne Betonkonsistens.

Dette er derimod Tilfældet med de jordfugtige Blandinger, som de anvendes i Grovbeton o.l. Man kan her med god Virkning stampe Betonen med Stampere f. Eks. udført af et Stykke 4" · 4" Tømmer (Fig. 210). Betonen bør stampe i Lag paa ikke over ca. 20 cm, idet Stampningen ikke kan virke rigtigt igennem større Tykkelse.

2. Bearbejdning ved Vibrering.

I de senere Aar (fra ca. 1920) er man kommet ind paa at bearbejde Betonen ved Vibrering, og allerede en 10–15 Aar efter var denne Komprimeringsmetode meget anvendt, selv ved mindre Arbejder.

Ved Vibreringen opnaar man at kunne anvende mindre Vandtilsætning (jordfugtig Konsistens) ogsaa ved Jernbeton, idet Betonen, selv med meget lille Vandindhold, vil være i en flydende Tilstand saa længe den er udsat for en Vibrationspaavirkning. Den vil derfor, rigtig Proportionering forudsat, udfylde Formen og indhulle Jernet. Vibreringen faar i øvrigt Betonens Partikler til at lejre sig meget tæt og vil uddrive

Luften. Den flydende Tilstand forsvinder umiddelbart efter Vibreringens Ophør.

Man kan ved denne Komprimeringsmaade opnaa mange værdifulde Egenskaber hos Betonen, nemlig stor Styrke, ringe Svind og Krybning og lille Porevolumen, hvilket betinger stor Vandtæthed og Modstandsevne mod kemiske Angreb, Frostsikkerhed o. s. v.

Vibrering er ikke egnet til Behandling af plastisk og navnlig flydende Beton (se dog Formvibratoren).

Betonvibratorenne har siden deres Fremkomst undergaaet en rivende Udvikling, som stadig fortsætter.

Det er navnlig Frekvensen, man ønsker at forøge, et Forhold, som volder visse maskintekniske Vanskeligheder. Den mindste Frekvens, man nu anvender, er 3000 Slag pr. Minut, og den største, man hidtil har kunnet naa til, er ca. 13000 Slag pr. Minut.

Vibrationen fremkaldes enten ved en Rotation eller ved en Stempelbevægelse, og Driften sker ved Trykluft, elektrisk Motor, Benzinmotorer o.l. Tre af de almindeligst anvendte Typer skal omtales, nemlig Stavvibratoren, Overfladevibratoren og Formvibratoren.

Stavvibratoren.

Ved Stavvibratoren (Indstikningsvibratoren) sidder (se Fig. 211) den bevægelige Del inde i en kort Stang, som stikkes ned i Betonen (*Per-vibrering* eller *Dybdevibrering*).

Man bruger sjældent en Frekvens under 5000–6000 og kan komme op paa 12000–13000 Slag pr. Minut.

Virksomheden forplanter sig ca. 50 cm ud til Siden i alle Retninger, og Nedstikninger med ca. 50 cm Afstand vil derfor sikre en Behandling af hele Betonmassen. Mere end et 30–40 cm tykt Lag ad Gangen kan



Fig. 211. Stavvibrator.

ikke behandles, og paa Betonlag under ca. 20 cm Tykkelse virker Vibratoren daarligt, hvorfor man ved tyndere Plader maa anvende anden Komprimeringsmaade.

Man kan regne, at der pr. Stav kan behandles 2-6 m³ pr. Time ved almindeligt Jernbetonarbejde, og at Drivmotoren er ca. 1 HK. Disse Data kan dog variere en Del med Vibratorstørrelse, Betonens Egenskaber o.l.

Overfladevibratoren.

Ved Overfladevibratoren sidder Vibrationselementet paa en Planke

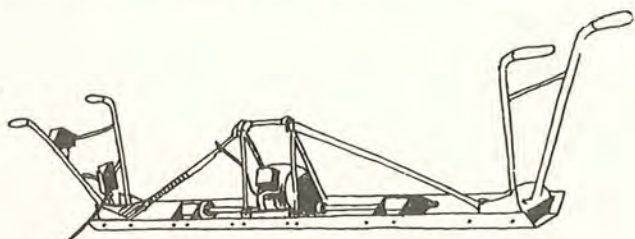
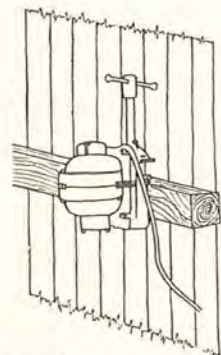


Fig. 212. Overfladevibrator.

(Fig. 212), som anbringes paa Betonens Overflade. Virkningen naar ikke dybere end ca. 20 cm og er ikke saa effektiv som Pervibrering.

Den kan anvendes ved de Udstøbningstykkelser, hvor Pervibrering ikke kan bruges, saaledes ved tyndere Dæk, Betonbelægninger paa Veje o.l.

Formvibratoren.



Formvibratoren er en Videreføring af den Bankning paa Formen, som tidligere har været omtalt i denne Paragraf. Vibratorerne (Fig. 213) fastspændes paa Formen i et passende Antal, og derved sættes denne i en rystende Bevægelse, som forplanter sig til Betonen. Denne Metode kan ogsaa anvendes ved de mere vandholdige Betonblandinger.

3. Maskinstampning.

Fig. 213. Formvibrator. Maskinstampning anvendes ofte til Komprimering af Vejbaner o.l.

Der kan anvendes en Stampemaskine med en Række Stampere, som dækker hele Vejbanens Bredde. Stamperne er monteret paa et stift

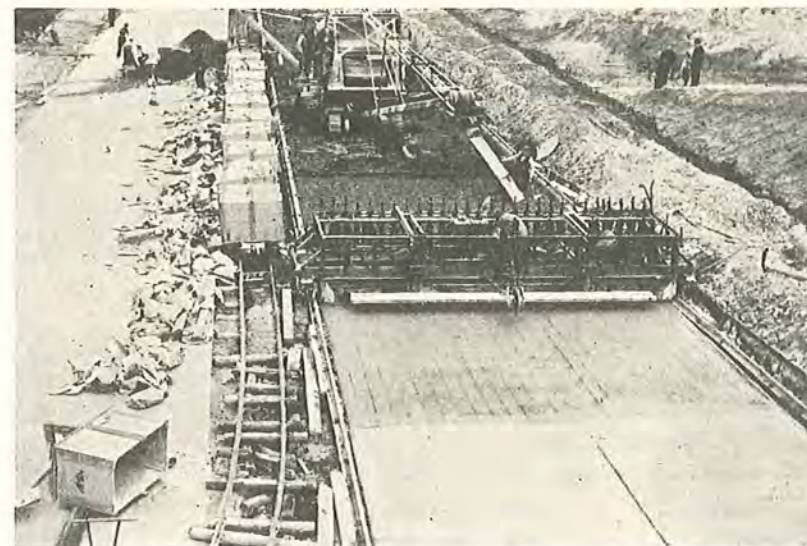


Fig. 214. Maskinstampning af Vejbane.

Kørestativ, der naar tværs over Vejbanen og kører paa Spor parallelt med denne (Fig. 214).

Ved Komprimering af Betonstøbegods (Kloakrør o.l.) anvendes ogsaa ofte Maskinstampning.

d. Støbeskel.

Hvis en Støbning har været afbrudt mere end 2 à 4 Timer (afhængig af Temperatur, Cementsort o.l.), kan den ikke uden videre fortsættes, men visse Forholdsregler maa træffes for at afbøde Virkningen af den Adskillelse (Støbeskel), som derved fremkommer mellem de to Støbninger.

Der kan være forskellige Aarsager til Støbeskellets Fremkomst.

Støbeskel kan saaledes fremkomme paa Grund af planmæssige Arbejds pauser (f. Eks. fordi Arbejdet standser ved Fyraften, eller fordi Formenes Opsætning nødvendiggør Afbrydelser i Støbearbejdet). Støbeskel, der fremkommer af disse Aarsager, kan altid planlægges i Forvejen med Hensyn til Beliggenhed o. s. v. (*planmæssige Støbeskel*). Dette er derimod ikke Tilfældet med Støbeskel, der fremkommer, fordi Betontilførslen svigter i Utide (*tilfældige Støbeskel*).

Støbeskellene lægges paa de Steder, hvor Spændingerne er mindst og saa vidt muligt vinkelret paa Trykkets Retning. I særlige Tilfælde kan det være paakrævet at have en særlig Armering til at imødegaa

Svækkelsen i Fugen. I øvrigt maa Kapacitet af Blandeanlæg o. s. v. tages i Betragtning ved Planlæggelsen.

Støbeskel uden Form anvendes, hvor Skellets Overflade er vandret eller svagt hældende og udføres ganske simpelt ved at afslutte Støbningen i den planlagte Højde. Inden den næste Støbnings Begyndelse renses Overfladen omhyggeligt for Slam o. l., der anbringes et godt 1 cm tykt Lag Mørtel i samme Blanding som Mørtelen i den anvendte Beton, og straks derefter paabegyndes Støbningen.

Støbeskel med Form anvendes, naar Støbeskellet er lodret eller saa stærkt hældende, at Betonen flyder ned. Formen fjernes, og umiddelbart inden Støbningens Fortsættelse overkøstes Betonoverfladen med en tyk Vælling af ren Cement og Vand. Skellet kan forstærkes ved at forsyne Formen med Lister, som Fig. 215 viser.

De tilfældige Støbeskel er ikke altid saa nemme at klare tilfredsstillende, og det kan ofte være nødvendigt for at faa en forsvarlig Løsning, at bortfjerne (evt. borthugge) noget af den allerede støbte Beton. De udføres i øvrigt saa vidt muligt efter de samme Principper, som de planlagte Skel.

I Vægge og Søjler anbringes Støbeskellene vandret, og de lægges næsten altid lige under Dæk og Bjælker. Den Sænkning, der sker af Betonen, er da afsluttet inden den næste Støbnings Begyndelse.

I Plader og Bjælker er det bedst at lægge Støbeskellet lodret midt over Understøtningen (Fig. 216), men det volder visse praktiske Vanskeligheder at anbringe Formen i den Ophobning af Armering, der

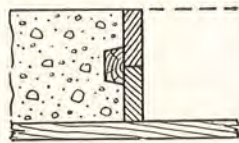


Fig. 215

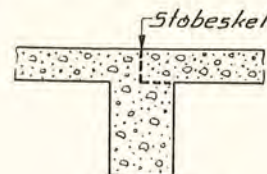


Fig. 216

normalt findes her. Man anbringer det derfor undertiden f. Eks. midt i Faget.

Bjælker og Plade støbes sædvanligvis samtidig. Ved høje Bjælker kan det dog sommetider være rigtigst at lægge et vandret Skel lige under Pladen paa Grund af Sænkningen i den høje Bjælke (sml. Vægge og Søjler ovenfor). Dette Støbeskel er det dog ikke godt at lade blive for gammelt, man bør helst støbe Pladen nogle faa Timer og senest Dagen efter. Ved Buer lægges Skellene vinkelret paa Buemidten,

hvis de ikke kan støbes i eet Træk. Ved brede Buer (Hvælvinger) kan lægges lodret Skel fra Vederlag til Vederlag og i en saadan Afstand, at den mellemliggende Sektion kan støbes i eet Træk.

Det er absolut forkasteligt at udføre Skellene i Plader, Bjælker o. l. uden Form, idet det skraa Skel, der derved fremkommer, er et meget svagt Punkt.

For at faa saa faa Skel som muligt skal man have et Blandeanlæg med passende stor Kapacitet, eventuelt støbe med forlænget Arbejdstid (Overtid).

e. Betonens Behandling under Afbindingen.

Den nystøbte Beton maa ikke udsættes for Rystelser eller anden mekanisk Paavirkning, inden den har naaet en passende Styrke. Der maa saaledes ikke foregaa Transporter over den.

Ligeledes maa Betonen beskyttes mod Solskin og stærk Vind, der beforder Udtørring, samt mod stærke Regnskyl etc., og dette sker ved at dække Overfladen af med Halmmaatter, Cementsække o. l., saa snart Afbindingen er tilstrækkelig fremskreden.

Modvirken af Udtørring er meget vigtig, idet der kræves Vand til Cementens kemiske Reaktioner. Man maa derfor, foruden at dække af, vande daglig i de første 8–10 Dage efter Støbningen for Beton med almindelig Portland-Cement og 5–6 Dage, naar der anvendes hurtighærdende Cement. I tørt Vejr er Vandingen særlig paakrævet. Virkningen af en dyberegaaende Udtørring af Betonen i denne Periode er meget vanskelig at faa udbedret og maa derfor undgaaes.

I stærk Solskin fremkommer der undertiden Revner i et nystøbt Dæk o. l. umiddelbart efter Støbningen (i Reglen inden for de første to Timer), og inden man har naaet at faa dækket med Maatter. Naar man opdager dem i Tide, kan de fjernes ved Efterbearbejdning af Betonen, dog maa dette ske senest 3 à 4 Timer efter Udstøbningen. Efter dette Tidspunkt maa man vente med Udbedringen til næste Dag, og denne bestaar da i en Ophugning af Revnerne og omhyggelig Efterfyldning med tynd Cementmørtel.

f. Støbning i Frostvejr.

Den nystøbte Beton taaler ikke Frost, efter at den er begyndt at binde af, idet den Udvidelse, som finder Sted, naar Vandet gaar over i fast Form, ødelægger den af Cementen skabte Sammenhæng. Navnlig er gentagne Frysninger og Optøninger skadelig¹⁾.

¹⁾ Sml. § 45 b.

Det er derfor af den største Betydning, at Betonen ikke kommer under Nul Grader før det Tidspunkt, hvor den er blevet saa stærk, at den kan modstaa denne sprængende Virkning. Dette kan regnes at være Tilfældet, naar Betonen har faaet Lejlighed til at binde af 3 à 4 Dage i en Temperatur paa ikke under ca. +3° for de cementrige Blandinger og ikke under ca. +5° for de magre Blandinger, idet mindst saadanne Temperaturer maa være tilstede, for at Cementens Reaktionen kan foregaa tilfredsstillende og Betonen saaledes opnaa den nødvendige Styrke. Bedst er det dog, hvis den udstøbes med en Temperatur paa ca. +10° og derpaa synker jævnt til de ovennævnte 3 à 5°.

Det er i denne Forbindelse heldigt, at Cementen afgiver Varme under Afbindingen, og hurtigbindende Cementer (evt. Al-Cement) er derfor særlig anvendelige ved Støbning i koldt Vejr.

De Forholdsregler¹⁾, man træffer for at opfylde ovenstaaende Betingelser, er af forskellig Art, eftersom det drejer sig om let eller stærk Frost, svære eller spinkle Konstruktioner o. s. v.

Det kan betyde ganske væsentlige Ekstraomkostninger at udføre Støbearbejde i stærk Frost.

Den simpleste Forholdsregel er at dække Betonen med Halmmaatter o. l. for at holde paa Varmen, og dette kan man i Reglen nøjes med ved lettere Frost (indtil et Par Grader).

En egentlig Opvarmning af Støbestedet kan finde Sted ved Koks-gryder eller ved regulære Varmeanlæg. I Sverige anvendes saaledes hyppigt *ambulante Varmluftblæsere*, specielt bygget til dette Formaal. Støbestedet maa samtidig omgives med en Klædning, der kan holde paa Varmen. Dertil bruges Presseninger, Bræddebeklædninger, Tag-pap etc.

Materialerne kan ligeledes opvarmes.

Lettest er det, naar man kan nøjes med at opvarme Vandet, og man kan regne, at en Opvarmning til ca. 70° kan sætte Blandingens Temperatur op med godt 10°. Vand varmere end 70° bør ikke anvendes for ikke at skade Cementen. Varmen kan tages fra en Kedel.

Tilslagsmaterialerne kan ogsaa opvarmes, og det er her særlig vigtigt, at Sandet opvarmes, da der nemt kommer Isdannelse her (Isklumper). Dette er ikke saa hyppigt forekommende ved Stenene, saa dem behøver man sjældent at opvarme, naar Temperaturen ikke er under ÷ 10°. Opvarmningen kan ske ved at lægge en Ildkanal af Jernplade under Materialbunken (Fig. 217) eller ved Damp. Enten lægges Dampslanger under Bunkerne, eller man lader Dampen strømme ud

¹⁾ Se ogsaa Statens Byggeforskningsinstituts Publikationer om Vinterstøbning.

igennem perforerede Rør, som nedstikkes i Bunken. I haard Frost bør Betonen have en Temperatur paa +20° til 30°, naar den forlader Blanderen, men over dette maa man ikke gaa, da det skader Cementen (den kan blive hurtigbindende).

Al-Cementbeton skal man være særlig forsigtig med.

Støbeskellene maa opvarmes umiddelbart inden Støbningens Fortsættelse, saa Temperaturen i deres Omegn er mindst et Par Grader.



Fig. 217

Frostvædsker kan ikke anbefales til Jernbeton, da de kan korrodere Armeringen, give Udblomstringer paa Betøns Overflade og ødelægge Cementens Volumenbestandighed.

Nedenstaaende Formel kan bruges til at skaffe sig et Skøn over Betøns Temperatur:

$$T = \frac{0,25 (T_B \cdot B + T_C \cdot C) + T_V \cdot V}{0,25 (B + C) + V} \quad (88)$$

B , C og V er henholdsvis Tilslagsmaterialernes, Cementens og Vandets Vægt pr. m³ Beton, medens T_B , T_C og T_V er de tilsvarende Temperaturer.

Desuden finder der et Varmetab Sted under Blanding, Transport og Udstøbning. Dette er afhængig af de lokale Omstændigheder (Blandemaskine, Transportmaade, Transportafstand o. s. v.) og kan blive ret betydeligt. For at formindske Varmetabet under Transporten bør Transportredskabet isoleres f. Eks. ved Afdækning med Halmmaatter.

g. Tidspunktet for Nedtagning af Forskallingen.

Ved Nedtagningen af Forskallingen bliver Betonen udsat for Paa-virkninger, dels ved selve Formens Fjernelse, dels fordi Konstruktionen bliver fritbærende. Tidspunktet herfor maa derfor vælges saaledes, at Betonen har faaet tilstrækkelig Styrke. Et andet vigtigt Punkt er, at den er blevet saa gammel, at Krybningstendensen er afviklet i passende Grad¹⁾.

Sideforme kan fjernes efter 3 Dages Forløb ved Anvendelse af alm. Portland-Cement og efter 2 Dages Forløb ved Anvendelse af hurtig-hærdende Cement.

¹⁾ Sml. § 44 d.

Ved Plader og Bjælker maa man iflg. *Jbfn.* med almindelig Portland-Cement ikke gaa under 7 Døgn og behøver normalt ikke at gaa over 28 Døgn. I øvrigt kan Tidspunktet for Afforskallingen sættes til 4 l—5 Døgn efter Støbningen, hvor *l* er Spændvidden i Meter. Anvendes hurtighærdende Cement, er de tilsvarende Tider 3 Døgn, 7 Døgn og 1 Døgn.

De ovenfor angivne Tider gælder under Forudsætning af en passende Afbindingstemperatur og forlænges i koldt Vejr efter følgende Regler:

Den Tid, hvor Temperaturen er under 1° medregnes ikke, fra 1° til 2° medregnes den med $\frac{1}{3}$ og fra 2° til 6° med $\frac{1}{2}$. Over 6° medregnes Tiden fuldtud.

Den mest rationelle Maade at bestemme Tidspunktet for Afforskallingen paa er at udføre Prøvebjælker samtidig med Støbningen og lade dem binde af og hærde under de samme Betingelser som denne. Disse Prøvebjælkens Styrke danner da Grundlaget for Bestemmelsen af ovennævnte Tidspunkt. Da Konstruktionen jo normalt ikke bliver belastet med sin Nyttelast før længere Tid efter, vil Betonspændingerne sædvanligvis blive mindre end i den færdige Konstruktion, og man kan derfor nøjes med en tilsvarende mindre Styrke i Prøvebjælkerne.

Der er forbundet en stor økonomisk Interesse med en hurtig Afforskalling, og der er derfor i Praksis en vis Tilbøjelighed til her at gaa lige til Grænsen. Dette er uheldigt, fordi Krybningstilbøjeligheden er størst i den første Tid. Ved Konstruktioner med stor Spændvidde bør man ikke negligere dette Forhold og bør lade Forskallingen blive staaende længere end det egentlige Styrkehensyn kræver. En anden Maade, Sagen kan klares paa, er at lade noget af Afstivningen (Stolperne) blive staaende tilbage i længere Tid. Derved opnaar man, at Betonspændingerne i den første Tid bliver mindre, hvorved Krybningen ikke kommer til Udvikling i saa høj en Grad, samtidig med at den væsentlige Del af Forskallingen bliver frigjort paa et tidligt Tidspunkt.

§ 31. FORMGIVNING, OVERFLADEBEHANDLING

Den arkitektoniske Virkning af de konstruktive Led o.l. kan forstærkes ved Profilerung eller anden dekorativ Formgivning.

De dertil nødvendige Støbeforme kan udføres i Træ i simple Tilfælde, men ved mere komplicerede Tilfælde anvendes Gipsforme, pressede eller støbte Metalforme o.l.

Flader kan gives særlig Karakter ved at beklæde Formen med Marmor, Jernplade m.m., og man kan give dem Mønstre ved Paasømning af profilerede Lister paa Støbeformen eller ved at støbe mod korrugeret Plade af Blik eller Eternit o.l.

Om de almindeligst anvendte Behandlingsmaader af Betonoverfladen skal følgende meddeles:

Naar Forskallingen er fjernet, udbedres Overfladen. Forefindes Stenreder, udhugges de løse Sten, og efter at de er omhyggeligt vandet, udkastes Hulhederne med Mørtel og afglattes. Naar der ikke skal pudses, fjernes de Grater, som kan fremkomme paa Grund af Fugerne mellem Brædderne. Dette kan ved ganske frisk Beton ske ved Skrabning med et Skrabejern, men ved ældre Beton maa de hugges bort. Bolte, Bindinger og Afstandsklodser af Træ¹⁾ afhugges 1 à 2 cm bag Overfladen, og Hullerne udsættes med Mørtel. Ligeledes udsættes Huller stammende fra udtrukne Bolte. Herefter er Betonen parat til at modtage en eventuel Overfladebehandling.

Den ubehandlede Betonoverflade er ikke særlig smuk at se paa, og synlige Flader maa man derfor næsten altid give en Behandling.

Der findes en Mængde forskellige Maader at behandle Betonens Overflade paa, og det, man tilsigter at opnaa derved, er et tiltalende Udseende, Tæthed, Slidfasthed o.s.v.

a. Svumning, Sække- og Stenskurung.

Den billigste og mest anvendte Overfladebehandling er Svumning, hvilket bestaar i en Overkostning med tykflydende Mørtelvælling tilberedt af omtrent lige Dele Cement og fint Sand hvortil ofte sættes lidt Kalk, da man derved gør Mørtelen mere smidig. Før Overkostningen maa Overfladen vandes omhyggeligt, ligesom den efter Behandlingen skal holdes fugtig i 6–7 Dage. Undertiden tilsættes Farve i Svummørtelen.

Af andre lignende Behandlingsmaader skal nævnes Sækkeskurung og Stenskurung. Ved den førstnævnte indgnider man Overfladen med en Sæk dyppet i Cementvælling, og ved den anden overskurer man den svummede Overflade med en Mursten. I begge Tilfælde skal Betonoverfladen være godt vædet inden Behandlingen og holdes fugtig en Uges Tid efter.

¹⁾ Man bør dog saa vidt muligt fjerne Træklodserne efterhaanden som Støbningen skrider frem, sml. § 27a. 11.

b. Filtsning og Pudsning.

De hidtil nævnte Behandlinger kan foretages af ufaglærte Arbejdere. Filtsning og Pudsning af Vægge og Lofter udføres derimod i Reglen af Murersvende. Ogsaa i disse Tilfælde skal Betonen være godt gennemvædet forinden og holdes fugtig 6-7 Dage efter Udførelsen.

Filtsning bestaar i en Udkastning med Mørtel med en efterfølgende Behandling med Filtsebrædt, ligesom skarpe Hjørner sættes op.

Det paaførte Lag er kun nogle faa Millimeter tykt, og en egentlig Dækning af Aftrykkene fra Støbebrædderne finder ikke Sted. En Overflade, der skal staa filtset, bør derfor støbes i en omhyggelig udført Forskalling af hvl. eventuelt hpl. Brædder.

Ved Pudsning paaføres et egentlig Lag Mørtel (ca. 1 cm tykt), og der kan derfor ske en virkelig Opretning af Flader og Hjørner. Det gør derfor inden for passende Grænser ikke saa meget, om den raastøbte Betonflade ikke er jævn, Pudsningen binder endog bedre til en ru og ujævn Overflade. Alle Spor af Bræddernes Struktur bortfalder, naar Pudsningen er udført rigtigt.

Materialerne paaføres i tre Lag, Udkastning, Grovpuds (Underpuds) og Finpuds, det sidste Lag udelades dog undertiden eller udføres med en særlig Karakter (Stænkpuds, Palæpuds, farvede Materialer etc.) ganske som ved

Murværk. Af Betydning for et godt Resultat er, at hvert Lag er stærkere (med mere Cementindhold) end det efterfølgende. Udkastningen er ren Cementmørtel 1:2 å 1:3 med groft Sand, og det skal kastes paa og kun udjævnnes ganske lidt, saaledes at Overfladen er absolut ru overalt. Efter at Udkastningen er »tørret op« (bundet af) i Reglen i Løbet af 2 å 3 Dage, paaføres Grovpudsningen ved Udkastning i Mørtel 1:3 å 1:4 og ofte med en mindre Tilsætning af Kalk. Den rettes op med et Pudsebrædt. Derefter paaføres Finpudsningen, som ved indendørs Arbejde ofte

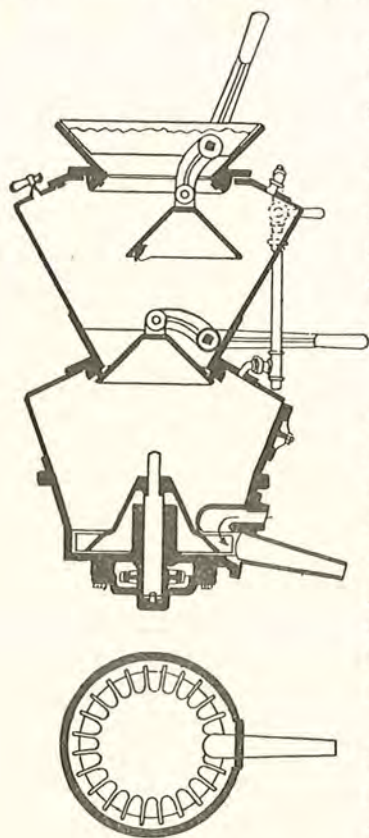


Fig. 218. Cementkanon.

er ren Kalkmørtel, ved Facadepuds Cementmørtel ca. 1:4 i Reglen med et væsentligt Tilslag af Kalk.

Udførelsen af Pudsarbejde er i øvrigt forbundet med haandværksmæssige Finesser, som vel kun Fagets Udøvere er fuldt fortrolig med, og som det i hvert Fald vil føre for vidt at komme nærmere ind paa her.

c. Sprøjtepuds.

En Behandlingsmaade, der staa almindelig Pudsning nær, men som giver et haardere og bedre fastsiddende Lag, er Sprøjtepuds (*Gunite, Torkret*).

Der anvendes hertil en saakaldt Cementkanon (Fig. 218), hvormed



Fig. 119. Sprøjtepudsning.

en tør Cementmørtel kan sprøjtes ud igennem et Mundstykke ved Hjælp af Trykluft, idet der i dette sker en Tilsætning af Vand. Mundstykket forbindes med en Slange til Kanonen, og Arbejdsstedet kan ligge langt fra denne (Fig. 219).

Underlaget vandes godt, inden Paasprøjtningen paabegyndes.

De større Typer af disse Apparater har saa stor en Kapacitet, at de kan anvendes til Udførelse af Vægge o.l. Guniten sprøjtes paa et puds bærende Net eller paa en eensidig opstillet Forskalling, og Beton paaføres lagvis, indtil den ønskede Tykkelse er opnaaet.

Desuden kan Metoden anvendes til Reparation af ødelagte Betonoverflader, idet det paaførte Lag, rigtig udført, forbinder sig inderligt med Underlaget.

Mange ældre Jernbanebroer, der er blevet ødelagt af Frostspræng-

ninger eller Røggas, delvis fordi Betontechniken paa daværende Tidspunkt ikke var tilstrækkelig udviklet, er blevet repareret paa denne Maade. Den ødelagte Beton, ofte langt ind bag Armeringen, er blevet borthugget, og det fjernede Materiale erstattet med Gunit.

d. Maling.

Baade ud- og indvendige Betonflader kan behandles med Maling, som paaføres ved Strygning eller Sprøjtning.

Da den friske Beton har alkalisk Reaktion, bør der gaa flere Maaneder (helst et halvt til et Aar), før Malingen paaføres. Dette Tidspunkt kan dog fremrykkes ved først at stryge med en neutraliserende Oplosning.

Der anvendes en Mængde forskellige Malinger, hyppigst paa Vand- eller Oliebasis. Betonen skal være hvidtør, naar Paaføringen foretages.

Oliemalingen skal være af en særlig Kvalitet med kinesisk Olie som Basis, og det bedste er at anvende originale Varer fra anerkendte Farvefabrikker. Betonen maa, hvis den ikke er mindst et halvt Aar gammel, først stryges med en Zinksulfatopløsning.

e. Behugning.

Betonens Overflade kan behandles med Stenhuggerværktøj, men for at faa et godt Resultat frem, skal man bruge Skærvegrus af Stenarter som Granit, Sandsten etc. Da en Beton fremstillet heraf i Reglen er ret kostbar, vil man ved tykkere Konstruktioner nøjes med at støbe det yderste Lag af disse Materialer, den saakaldte Forsatsbeton, der har en Tykkelse paa ca. 10 cm. Ved vandrette eller svagt hældende Konstruktioner udstøber man først Forsatsbetonen og derpaa den øvrige umiddelbart efter. Ved Vægge støber man med et »Skjold«, d. v. s. en tynd Jernplade paa 50–80 cm Højde som trækkes op samtidig med, at man støber med den »ædle« Beton paa den udvendige Side og med den almindelige Beton paa den indvendige Side. Naar Betonen er godt hærdet, behugges den og faar derved til en vis Grad Udseende som Natursten¹⁾.

Denne Behandlingsmaade anvendes ogsaa ofte til færdigstøbte Bygningssten som f. Eks. Gesimser, Vinduesindfatninger.

f. Vandtæt Isolation.

Dersom en Betonkonstruktion skal være uigennemtrængelig for Vand, er det mest rationelt at gøre Betonen vandtæt i sig selv, og dette bør

¹⁾ Et Eksempel paa denne Behandlingsmaade kan ses paa Pillerne for Jernbanebroerne ved Lyngbyvej S-Station, hvor Forsatsbetonen er Granit.

altid være Tilfældet med Flader, der skal modstaa virkeligt Vædske-tryk. Men selv i saadanne Tilfælde vil det ofte være nødvendigt at give Overfladen en af de efterfølgende, tættende Behandlinger, idet lokale Utætheder, stammende fra Støbeskel, Boltehuller etc. kan forekomme.

Et Pudslag kan give Vandtæthed. Man vil ofte give Mørtelen en Til-sætning, der gør den særlig tæt f. Eks. *Tricosal* eller *Sika*.

Asfaltering anvendes ofte baade med Paaføring i varm eller kold Tilstand. I begge Tilfælde gælder det, at Betonen skal være hvidtør, naar Laget paaføres, at Overfladen skal være fri for Grater og andre skarpe Kanter, og at Asfaltlaget skal være helt dækkende og uden Blærer.

Den Asfalt, der paaføres i varm Tilstand, smeltes i en Gryde ved Arbejdsstedet og paaføres med en Kost.

Den Asfalt, der paaføres i kold Tilstand, er opløst i et let fordampeligt Opløsningsmiddel. Den kan paaføres ved Strygning eller Sprøjtning.

Støbte Tage kan dækkes med Tagpap, der paaklæbes med varm Asfalt. Det er ogsaa her af Vigtighed, at Overfladen er jævn og uden skarpe Kanter, der kan trædes op i Pappen. Ved Kanterne (Fig. 165) har man i Reglen indstøbte Lister, hvori Pappen kan sømmes. Man bør anvende en svær Asfaltpap og ofte bruges to Lag, hvoraf det nederste da godt kan være af en ringere Kvalitet (Tjærepap). Tagpap kan lægges paa Tage med ret ringe Fald, nemlig 1:15, naar Banerne gaar paa tværs af Faldet og 1:30, naar de gaar med Faldet. Bedre er det dog ikke at gaa under 1:10 og 1:20.

Ønskes endnu mindre Hældning, eller er der Færdsel paa Taget, kan anvendes Støbeasfalt (i $2\frac{1}{2}$ cm Tykkelse). Man kan da komme ned paa en Hældning af 1:50 à 1:80 og i Graterne endog til 1:100 à 1:150, naar Afretningen udføres omhyggeligt. Ved opgaaende Kanter afsluttes med en 5 cm Hulkehl (Fig. 167) og ved Tagrender f. Eks. med en Blystrimmel (Fig. 220).

Ved Overflader, der senere skal dækkes med Jord (f. Eks. Taghaver), kan paasmøres eller paasparsles specielle Asfaltpastær, ofte tilsat Asbestfibre og forstærket med Jutevæv. De paaføres i flere Lag og har en samlet Tykkelse af Størrelsesordenen 5 mm. Isolationen beskyttes ofte med et armeret, 3–5 cm tykt Pudslag.

g. Gulvbelægninger.

Som Gulvbelægning anvendes ved Betonetager ganske de samme

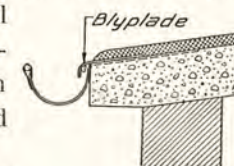


Fig. 220

Typer, som i alm. Husbygning altsaa: *Træ, Linoleum, Magnesit, Kork, Gummi, Asfalt, Terrazzo, Fliser o.m.a.*

Man lægger ofte et lyddæmpende Lag mellem Betonen og den egentlige Belægning, navnlig hvis denne ikke i sig selv er lyddæmpende.

I visse Tilfælde lægges Gulvet med Fald til Gulvafløb.

Særlig skal omtales Gulvpuds, der er den billigste og mest anvendte Belægning paa støbte Gulve. Den kan udføres samtidig med Støbningen af Underlaget og bestaar da i en Afretning og Afglatning af dette samt eventuelt en Behandling med Rivebrædt eller Glittejern. Man støber enten hele Laget i en mørtelrig Blanding (f. Eks. 1:2½:3½) eller lægger et specielt tyndt Mørtellag øverst. Denne Behandling anvendes ofte ved uarmerede Gulve støbt direkte paa Jorden og giver en stærk Belægning. Det er derimod ikke altid saa let at faa den helt nøjagtig afrettet, vandret eller med Fald mod Gulvafløb. Ofte støbes saadanne Gulve i Felter med Fuger imellem og af en saadan Størrelse, at man kan udføre Afretningen fra Broer, der spænder over Feltet, hvorved Færdsel paa den nystøbte Beton undgaas.

Man kan ogsaa udskyde Udlægningen af Gulvpudsen, til Underlaget er afbundet, og opnaar derved en nøjagtigere Afretning, men Vedhængningen til Underlaget bliver ikke saa god. Der anvendes en Pudstykkelse paa ca. 2½ cm, og Mørtelen skal være 1:2 à 1:3 og med saa meget fint Sand og saa meget Vand, at den bliver passende bearbejdelig. Paa den anden Side maa dette ikke overdrives, da Pudsen i saa Tilfælde ikke bliver saa stærk. Efter at Underlaget er omhyggeligt rensat, fugtet og indkostet med ren Cementmørtel, udlægges Mørtelen efter Lister, aftrækkes og behandles med Rivebrædt eller Glittejern. Pudsen skal holdes fugtig 8 à 10 Dage.

Gulvpuds udføres her i Landet baade af Murersvende og Betonarbejdere.

Pudsede Gulve har en Tilbøjelighed til at støve, idet det øverste Lag, som ikke er saa stærkt (Slamlaget), afslides. Man er derfor i den senere Tid kommet ind paa at afslibe Gulvene paa lignende Maade, som ved Terrazzogulve. Derved kan man faa fjernet den yderste Skal, hvilket reducerer Støvdannelsen betydeligt.

§ 32. TEGNINGERNES UDFØRELSE

Detailtegningerne med Betonmaal og Armering udføres i Reglen i Maalestoksforholdet 1:20 eller 1:25, men ved større Konstruktioner kan det være praktisk at gaa ned til 1:50.

Man vil næsten altid nøjes med at tegne Armeringen med en enkelt Streg, og kun i særlige Tilfælde gør man Forskel i Stregtykkelsen paa svært og spinkelt Jern.

Særlig vigtige eller usædvanlige Detailler kan det være paakrævet at tegne i f. Eks. 1:10 og med Jerntykkelserne i Maal.

Plader, Vægge og Søjler kan ved alm. Husbygning opføres i Tabeller med Angivelse af Betonmaal, Armering og dennes Opbøjning (Tegn. 2 og 3), og man kan da i Reglen undgaa at tegne Detail heraf.

Det er saaledes kun Bjælker, Fundamenter o.l., man behøver at tegne. Tegningerne skal give fuld Oplysning om Kroge, Opbøjninger, Stød og Bøjler, saaledes at Armeringen uden Fejltagelse kan bukses og lægges i Formen.

Jernene mærkes paa Tegningen med Art, Dimension og Løbenummer. F. Eks. for Rundjern R527 eller R2527. Det første betyder ø 5 mm Nr. 27 og det andet ø 25 Nr. 27. Det vil altid fremgaa af Sammenhængen, om det er det første eller de to første Cifre, der angiver Jerndiameteren.

De Maal, hvorefter Jernene skal bukses, kan angives ved Udtegnning af Jernene paa Tegningen eller paa specielle Jernlister (Jernliste Nr. 1 i 9. Afsnit), hvor ogsaa supplerende Oplysninger kan angives.

Da Jernene i Reglen leveres i een eller nogle enkelte Længder og skal bruges i alle mulige Længder, kan det, for ikke at faa for stort Spild (d. v. s. ubrugelige, korte Længder), være nødvendigt at planklægge Overklipningen i Forvejen.

Tegningerne bør paaføres Oplysninger om Betonens Kvalitet, Blandingsforhold etc.

§ 33. UDREGNING AF MÆNGDERNE. OVERSLAG

a. Udregning af Mængderne.

Disses Udregning stilles praktisk op i et Skema som vist paa Fig. 221. Plader og Vægge maales i m², Bjælker og Søjler i m, Fundamenter etc. i Stk., og Forbruget af Beton (m³), Jern (kg) og Forskalling (m²) for disse Enheder bestemmes. Man kan ved alm. Husbygning o.l. sædvanligvis tillade sig at regne Længden af Bjælker og Søjler uden Fradrag for Krydsningen med andre Bjælker og Søjler.

1. Betonen.

Pladerne regnes igennem Bjælkerne, og til Gengæld gøres Fradrag i Bjælkerne for Pladetykkelsen.

København d. 28/11 1947.

Side 1

Sag Nr. 147

Mængdefortegnelse

Beregnet af N.N.

Beregning Nr. 1

Kontrolleret af P.P.

til Lagerbygning

Tegning Nr. 1,2,3

L	Konstruktionsdel	Antal	pr. Stk.	Total			Enheder af			Mængde af		
				m ²	m		Beton m ³	Jern kg	Træ m ³	Beton m ³	Jern l	Træ m ³
	Taget											
	p 31	1	151,249	400			0,14	7,9	1,0	56,0	3,16	4,00
	p 32	2	25,60	30			0,08	3,6	1,0	2,4	0,11	3,0
	B 31	2	15,5		31		0,035	15,2	0,44	1,1	0,47	1,4
	B 32	2	24,4		488		0,102	30,5	1,02	5,0	1,49	5,0
	B 33	18	2,1		378		-	3,0	-	-	0,11	-
	B 34	18	2,1		378		0,029	3,0	0,48	1,1	0,11	1,8
	B 35	2	1,5		3		-	1,2	-	-	-	-
	B 36	2	1,5		3		0,029	3,0	0,48	0,1	0,01	1
	S 31	4	3,5		14		0,058	4,5	0,96	0,8	0,06	1,4
										56,5	5,52	5,27

Fig. 221

2. Armeringen.

Dersom specificerede Jernlister ikke foreligger, kan man i Reglen uden større Fejl regne Jernvægten ud paa følgende Maade, idet der heri er indbefattet Opbøjninger, Kroge, Stød og Bøjler. Jernarealerne er cm².

Plader og Vægge.

Er Jernarealet pr. Meters Bredde F_j' paa den ene Led og F_j'' paa den anden Led, er Vægten:

$$(F_j' + F_j'') \cdot 0,9 \text{ kg/m}^2.$$

Bjælker.

Simpelt understøttede Bjælker:

$$(F_j + F_j^c) \cdot 1,1 \text{ kg/m.}$$

Kontinuerlige Bjælker:

$$(F_j + F_j^c) \cdot 1,2 \text{ kg/m.}$$

F_j og F_j^c refererer sig til Bjælkemidten. Det er en Forudsætning, at Højden ikke er unormal stor i Forhold til Spændvidden.

Findes der særligt Jernindlæg ved Understøtningerne, maa der gøres Tillæg herfor.

Søjler.

$$F_j^c \cdot 1,0 \text{ kg/m.}$$

Andre Konstruktioner.

Vægten bestemmes paa Grundlag af en Armeringsskitse eller lignende.

Disse Opgivelser tager ikke Hensyn til ekstra Vægt forårsaget af Overvalsning og Spild, som kan opgaa til 5 à 10% og i særlige Tilfælde endnu mere.

3. Forskallingen.

Forskallingsarealet skal her regnes som Arealet af den Del af Betonoverfladen, der har været i Berøring med Støbeformen (Kontaktarealet).

Plader.

Der regnes 1 m² Forskalling pr. m² Plade.

Vægge.

Der regnes 2 m² Forskalling pr. m² Væg.

Bjælker.

Ved Ribbebjælker regnes med de lodrette Sider under Pladen. Ved Kantdragerne tillægges det Areal, som svarer til Pladetykkelsen. Bjælkebunden er medtaget under Pladen.

Ved rektangulære Bjælker regnes de to Sider og Bunden.

Søjler.

Der regnes med Rundmaalet.

Andre Konstruktionsdele.

Kontaktarealet udregnes med en passende Nøjagtighed.

b. Overslag.

Naar en Jernbetonkonstruktion planlægges, vil det være nødvendigt at vide Besked om Omkostningerne ved dens Udførelse, og den Nøjagtighed, hvormed dette skal kendes, er afhængig af, paa hvilket Trin af Planlæggelsen man befinder sig. I Begyndelsen, hvor det kun drejer sig om at kende Størrelsesordenen, kan man nøjes med ganske grove og enkle Udregninger, hvori Konstruktionens Udstrækning i m², m eller lignende indgaar, i Forbindelse med summariske Enhedspriser for disse

Størrelser, fremkommet ved Erfaringer fra allerede udførte Konstruktioner af lignende Art. Men efterhaanden som Planlæggelsen skrider frem, maa man have nøjagtigere Oplysninger. Størst Nøjagtighed maa man have, naar man staar over for at skulle paabegynde Arbejdets Udførelse.

Dette sidste Stadium skal vi komme noget nærmere ind paa, idet vi vil indskrænke os til alene at behandle Husbygningskonstruktioner, som de sædvanligvis udføres her i Landet.

Der regnes med et Prisniveau svarende til Sommeren 1955.

De angivne Talværdier er Middelværdier, og der kan i det konkrete Tilfælde godt blive Tale om store Udslag fra disse. Det vil dog føre for vidt at komme nærmere ind paa disse Forhold.

1. Materialerne.

Materialerne købes i Reglen frit leveret paa Færdselsvogn paa Byggepladsen, og det er denne Pris, vi her vil forstaa ved Materialprisen, medens Omkostningen ved Aflæsningen medtages paa anden Maade.

Dersom Materialerne købes paa anden Maade (f. Eks. af Fabrik eller Leverandørlager) maa Udgifter som Fragt, Told, Kørsel tillægges.

Materialpriserne angives, efterhaanden som der bliver Brug for dem.

2. Arbejdslønnen.

Der er altid en hel Del mere Usikkerhed i Bestemmelsen af Arbejdslønnen end Materialprisen, idet Forhold som Arbejdstempo, Overarbejde, Vejrliget o.l. har Indflydelse herpaa.

Jernbeton bliver her i Landet næsten altid udført i Akkord efter mellem Organisationerne vedtagne Overenskomster (*Priskuranter*), der giver meget detaljerede Priser paa de forskellige Arbejdsoperationer (pr. m³, m² o. s. v.).

Der skal her kun gives summariske Enhedspriser, som de under visse sædvanlige Forudsætninger kan udtrages af Priskuranterne.

Prisniveauet svarer omtrent til en Timeløn paa 3,50 Kr. og en Timefortjeneste i Akkord paa 4,50 à 5,00 Kr. Herigennem kan Timeforbruget skønnes.

3. Eksempel.

A. Betonen.

Materialerne.

Prisen for 1 m³ Beton til Jernbeton med alle Hjælpematerialer kan findes paa følgende Maade:

Cement 300 kg à 0,12 Kr.	Kr. 36,00
(1 Td. = 170 kg koster 20 Kr.)	
Sand 0,8 t à 11,6 Kr.	— 9,30
1 m ³ = 1,3 t koster 15 Kr.)	
Sten 1,05 t à 13,0 Kr.	— 13,70
(1 m ³ = 1,55 t koster 20 Kr.)	
Vand 0,8 m ³ à 0,45 Kr.	— 0,40
Elektricitet 1,5 KWT à 0,30 Kr.	— 0,50
Trilleplanker	— 2,00
	Kr. 61,90
Spild 2%	— 1,40

Kr. 63,30 m³

Arbejdslønnen.

Der regnes med Transport med Trillebør og Hejsetaarn med Silo foroven. Blandingen foregaar paa Maskine med Materiale-elevator. Den vandrette Afstand fra Materiallageret over Blandemaskinen til Støbestedet regnes i Gennemsnit til ca. 30 m og Hejsehøjden til ca. 10 m. Desuden regnes med 10 m² Forskalling pr. m³ Beton.

Under disse Omstændigheder ligger Arbejdslønnen paa 15 à 17 Kr./m³. Heri er indbefattet Materialernes Aflæsning, Blandingen, Transporten, Udstøbningen, Lægning af Trillebaner og Betonens Vanding etc. under Afbindingen, desuden den støbte Overflades første Udbedring (Bort-hugning af Grater o.l.), men iøvrigt ingen Overfladebehandling.

Ved større Transport- og Hejselængder maa tillægges 4 à 5 Øre pr. Meters Forøgelse, og for hver m² Forskallingsarealet stiger, forøges Støbeprisen med 40. à 50 Øre.

Støbninger i højtliggende, spinkle Konstruktioner (f. Eks. Tagkonstruktioner) kan blive meget dyre f. Eks. helt op til 30 à 40 Kr. pr. m³.

B. Armeringen.

Materialerne.

Prisen for 1 t Armering (St. 37) er:

Grundprisen	Kr. 750,00
Overpriser for spinkle Dimensioner etc.	— 40,00
Overvalsning og Spild 7%	— 50,00
Bindetraad	— 10,00
Afstandsklodser etc.	— 10,00

Kr. 860,00

Arbejdslønnen.

Aflæsning, Afklipping og Tildannelse, Transport og Ilægning kan regnes til 180 à 220 Kr./t i almindelig Husbygning o.l.

*C. Forskallingen.**Materialerne.*

Dersom Træforbruget pr. m² Form er 2,5 cbf., faas for 1 m² Forskalling:
 Træ 2,5 cbf. til en Middelpris af 10 Kr. og 4 Gange Anvendelse Kr. 6,30
 Søm, Bolte, Formolie - 0,70

Kr. 7,00/m²

Arbejdslonnen.

Aflæsning, Tildannelse, Opstilling og Nedtagning kan regnes til 2,00 à 2,50 Kr. pr. cbf. opstillet og nedtaget Træ, men specielle Omstændigheder kan ændre denne Pris væsentlig.

D. Almindelige Udgifter paa Arbejdspladsen.

Til selve Arbejdspladsens Udrustning og Drift maa bl. a. følgende Udgifter afholdes:

- 1) Administrationspersonale saasom Ingeniører, Formænd, Kontorpersonale etc.
- 2) Maskiner, Redskaber og Værktøj, saasom Blandemaskiner og Hejsetaarne med Opstilling og Nedtagning. Trillebøre, Værktøj til Jernarbejde, Haandværktøj. Installation af Vand og Elektricitet. Telefon.
- 3) Skure til Kontor, Mandskab, Materialer etc.
- 4) Arbejds løn til Rengøring, Afsætning, Vagt m. m.
- 5) Ferieløn og Afgifter til Arbejderforsikring og Strejkefond etc.
- 6) Indhegning, Svellebroer etc.
- 7) Prøvejælker etc.

For disse Udgifter maa opstilles Budget i hvert enkelt Tilfælde. De plejer at ligge omkring 10 à 20% af Udgifterne under A + B + C.

E. Samlede Omkostninger paa Arbejdsplads.

Disse bestaar af A + B + C + D = E.

F. Administration, Risiko og Fortjeneste.

Administrationen omfatter Projektering med Udgifter til Lystryk, Hovedkontor med Bogholderi, Revision og Hovedledelse, Renteudgifter etc.

Risiko og Fortjeneste fastsættes under Hensyn til de foreliggende Forhold.

Den samlede Udgift under F ligger sædvanligvis paa 15 à 20% af E.

Prisen paa 1 m³ Jernbeton.

Paa Grundlag af ovenstaaende kan Prisen paa 1 m³ Jernbeton udregnes, f. Eks. saaledes:

A. Beton 1 m ³ à (63 + 15).....	Kr. 78,00
B. Armering 0,1 t à (860 + 200).....	- 106,00
C. Forme 10 m ² à (7 + 6).....	- 130,00
D. Alm. Udgifter paa Arbejdsplads.....	- 48,00
E. Samlede Udgifter paa Arbejdsplads.....	Kr. 362,00
F. Administration, Risiko og Fortjeneste 16%.....	- 59,00
pr. m ³ Jernbeton...	Kr. 421,00

5. Afsnit

JERNBETONENS MATERIALEKOMPONENTER

§ 34. STAALET

Til Armeringen bruges saa godt som udelukkende valset Staal, som oftest alm. blødt Staal, men der anvendes ogsaa haardere Staalsorter, fremkommet ved at forøge *Kulindholdet*, ved Legering med *Mangan*, *Kisel*, *Krom o.l.* eller ved *Koldbearbejdning*. Paa Fig. 222 er vist Eksempler paa Trækarbejdslinier for forskellige Armeringsstaal.

Staalet anvendes som Stangjern, som Regel Rundjern fra 5 mm og opefter til 30–35 mm, ved sværere Konstruktioner endog helt op til ca. 50 mm. I en given Konstruktion bør af praktiske Grunde ikke anvendes for mange Rundjernsdiametre, og man bør have saa stor Forskel imellem dem, at de ikke kan forveksles. En passende Skala kan f. Eks. være σ 5, 7, 10, 12, 16, 20, 25, 30 mm.

Man kan uden større Vanskelighed faa leveret Jernet i Længder helt op til 15–16 m, men for de spinkle Dimensioners Vedkommende bør man, for ikke at faa det bukket under Transporten, gaa længere ned, for de spinkleste f. Eks. til 8–10 m.

Armeringsstaal købes saa godt som udelukkende efter Vægt, og her maa man have sin Opmærksomhed henvendt paa, at den virkelige Vægt paa Grund af *Overvalsning* næsten altid er større end den teoretisk udregnede (indtil 5% er ikke ualmindeligt). Paa Længderne er der ogsaa Tolerance (± 25 à 30 cm), men man kan mod en mindre Overpris faa dem leveret med en ganske minimal Tolerance (± 5 à 10 cm).

Lagerjern er altid (endda en Del) dyrere end Værksleverancer, og dertil kommer, at man i sidste Tilfælde har mere Haand i Hanke med Kvaliteten. De mere specielle Armeringssorter findes sjældent paa Lager.

For de mindre Dimensioner betales en Overpris, og de specielle Armeringssorter er altid en Del dyrere end St. 37. Paa Grund af den større

tilladelige Paavirkning vil der dog i Reglen være en betydende Besparelse ved at anvende dem.

Jernet oplagres sædvanligvis paa Arbejdspladsen liggende paa Jorden, helst klodset op paa et Underlag saa det ikke tilsmudses af Jord og Nedbør. Det sorteres efter Dimension og Længde (evt. Kvalitet), og de forskellige Bunker holdes adskilte f. Eks. ved i Jorden nedslaaede Pløkke (ofte korte Rundjernsstænger). Det bør altid lægges paa en saadan Maade, at det til enhver Tid er let at optælle. Det kan ogsaa under indskrænkede Pladsforhold lægges paa Reoler.

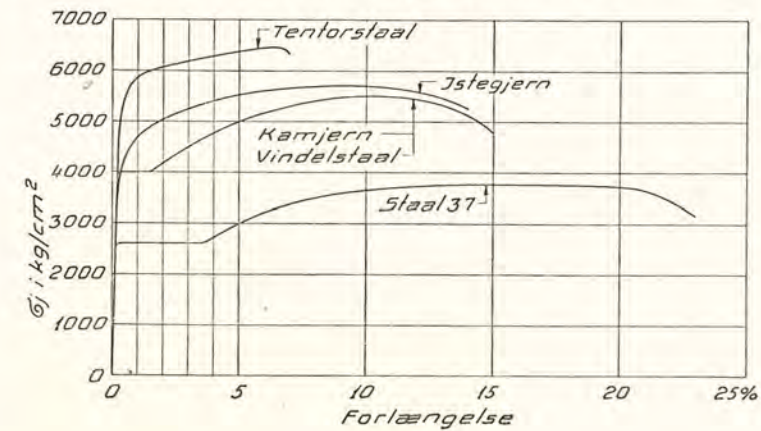


Fig 222

Man behøver ikke, naar det ikke ligefrem skal ligge i Aarevis, at beskytte Jernet mod Vejrliget, tværtimod vil et Jern med (fastsiddende) Rust adhærere særlig godt til Betonen.

Jbfn. foreskriver, at for Levering og Prøvning af Staalet gælder Normalbetingelserne i det Land, hvori det er fremstillet, og at det bør leveres med *Værftscertifikat*.

Da de tilladelige Paavirkninger fastlægges paa Grundlag af Flydegrænsen, skal man forsøge at faa garanteret en mindste Flydegrænse, hvilket det dog for Bygningsstaals Vedkommende hidtil har været vanskeligt at faa Staalværkerne til at gaa ind paa. Flydegrænsen bør være mindst 65% af Trækbrudgrænsen, og den jævnt fordelte Forlængelse ved σ_{\max} i Arbejdslinien skal være mindst 4%¹⁾.

Ved *Koldbojeproving* skal Jernet kunne taale at bøjes om en Stang, hvis Diameter er 2 Gange Prøvestangens mindste Tværmaal, uden at der viser sig Revner i Træksiden.

¹⁾ Sml. *Niels Engel*: Side B. 101, Ingeniøren, 1947.

Staalet skal mindst 2 Millioner Gange kunne taale en Spændingsvariation mellem 90% og 50% af Flydegrænsen σ_F^1).

Man bør efter Leveringen paa Byggepladsen i fornødent Omfang udføre navnlig Trækprøver, og dette gælder i særlig Grad Staal fra Lager, naar dettes Egenskaber ikke med Sikkerhed kan oplyses paa anden Maade.

Staalets Elasticitetskoefficient er ca. $2,1 \cdot 10^6$ kg/cm², men herfra danner dog det neden for omtalte Istegjern en Undtagelse.

Staalets Vægtfylde kan regnes til 7,85.

a. Staal uden Koldbearbejdning.

1. Staal 37.

Det til Armeringsjern almindeligst anvendte Materiale er Staal 37 med et Kulindhold paa 0,08–0,20%.

I Tyskland fremstilles dette som Bygningsstaal efter *DIN 1612* og betegnes St. 37,12. Det har Brudgrænsen 3700–4500 kg/cm², og Brudforlængelsen paa Maalelængden 10 Gange Diameteren er garanteret 15–20%, mindst for de smaa Dimensioner. Brudforlængelsen er dog i Reglen meget større (ca. 25%).

Man kan almindeligvis paaregne en Flydegrænse paa 2600 kg/cm², men den kan dog gaa ned til 2400 kg/cm². Dette Staal er udmærket svejsbart og modstaar godt dynamiske Paavirkninger.

Det anvendes her i Landet saa godt som altid med cirkulært Tværsnit.

Der findes en ringere (mere uensartet) Kvalitet, som betegnes: *Alm. Handelskvalitet*, og som kan have en Flydegrænse helt ned under 2200 kg/cm².

2. Haardere Rundjernsorter.

Foruden St. 37 anvendes ogsaa stærkere og haardere Staalsorter med større Kulindhold (eller legerede) f. Eks. St. 44, St. 48 og St. 52. Med den stigende Styrke og Haardhed formindskes Svejsbarheden, og det bliver vanskeligere at bøje Staalet koldt.

Naar flere af disse Staalsorter benyttes paa samme Arbejdsplads, maa man selvfølgelig føre en effektiv Kontrol med, at de ikke forveksles.

3. Kamstaal.

Endnu større Styrke og Haardhed har det saakaldte Kamstaal (Fig. 223), der er et legeret Staal.

Afstanden mellem Kammene maa iflg. *Jbfn.* højst være $\frac{4}{5}$ af Dia-

¹⁾ Dette alt for strenge Krav opretholdtes ikke.

meteren, og paa en Længde af $4 \cdot d$ skal Summen af Kam-Arealernes Projektion paa et Normalsnit være lig med dettes (Cirkeltværsnittets) Areal.

Ved en Bøjeprove, der udføres ved en Temperatur af mellem 10° og 15°, skal Jernet kunne bøjes 180° om en Dorn med Diameter $5 \cdot d$, uden at Revner opstaar.

I Sverige fremstilles en Kvalitet (betegnes K 40 s eller S A S 40) med en garanteret Flydegrænse paa 4000 kg/cm² (for Diametre større end 25 mm dog 5% mindre). Brudforlængelsen er $\geq 15\%$ paa Maalelængden $10 \cdot d$. Det faas i Dimensioner fra 8 til 31 mm.



Fig. 223. Kamstaal.



Fig. 224. Tentorstaal

I Danmark fremstilles en Kvalitet (betegnes FKF 42) med en garanteret Flydegrænse paa 4200 kg/cm², med en jævnt fordelt Forlængelse paa 8% og med en Brudforlængelse $\geq 14\%$ paa Maalelængden $10 \cdot d$. Det fremstilles i Diametrene 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22 og 25 mm. Signatur \ominus .

4. Bindetraad.

Udglødet Bindetraad anvendes i Dimensionerne 1–3 mm til Sammenbinding af Armeringen. Det har Styrkeegenskaber omtrent som Staal 37.

Ved meget spinkle Konstruktioner anvendes 3 mm Bindetraad undertiden som Tværarmering. Funderingspæle tværarmeres ofte med 3 mm Bindetraad (se § 18 a).

b. Koldbearbejdet Staal.

1. Tentorstaal.

Tentorstaal (Fig. 226) fremstilles af blødt Staal ved at udsætte det for en Koldstrækning til en blivende Forlængelse af ca. 5% i Forbindelse med en Koldsnoning til en Skruegangshøjde af ca. $12d$. Det udvales med cirkulært Tværsnit med skraatstillede Tværribber og to Længderibber, hvilke sidste efter Snoningen danner Spiraler.

Flydegrænsen er mindst 5200 kg/cm², Brudgrænsen ca. 6100 kg/cm², den jævnt fordelte Forlængelse 4–5% og den totale Brudforlængelse 10–12% paa Maalelængden $10d$. Tværribberne opfylder *Jbfn.*'s Betingelser for Armeringsstaal, som ikke behøver at forsynes med Kroge.

Tentorstaal fremstilles i Dimensionerne 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22 og 25 mm. Signatur \ominus .

2. Vindelstaal.

Vindelstaal (Fig. 225) fremkommer ved Snoning af en Stang med korsformet Tværsnit, idet Skruegangshøjden er ca. 12,5 Gange Jernets største Tværmaal D .

Brudgrænsen er 5000–6000 kg/cm², Flydegrænsen ca. 4000 kg/cm². Den jævnt fordelte Brudforlængelse er ca. 10%, og den totale Brud-



Fig. 225. Vindelstaal.

Fig. 226. Istegstaal.

forlængelse er 15–24% paa Maalelængden $11,3\sqrt{F}$. Signatur \otimes . Det leveres i følgende Dimensioner:

D (mm)	8	10	12	14	17	19	22	24	27	30	35
F_i (cm ²)	0,34	0,50	0,80	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00

3. Istegstaal.

Istegstaal (Fig. 224) fremkommer ved at to Rundjern af St. 37 snos omkring hinanden med fastholdte Ender. Skruegangshøjden er lig 12,5 Gange Rundjernsdiameteren.

Den derved foraarsagede Strækning af Materialet fremkalder en Forhøjelse af Flyde- og Brudgrænsen. Bestemt som Spændingen ved 2‰ blivende Forlængelse ($\sim 4\text{‰}$ Totalforlængelse) er σ_F ca. 4000 kg/cm².

Elasticitetskoefficienten for Træk er $1,7 \cdot 10^6$ kg/cm², hvilket kommer af den snoede Form. Skiller man nemlig to sammensnoede Jern ad, retter dem ud og bestemmer det enkelte Jerns Elasticitetskoefficient, finder man atter det sædvanlige $2,1 \cdot 10^6$ kg/cm².

Signaturen for Istegjern er \otimes , saaledes at f.Eks. $\otimes 10$ (benævnes et 10 mm Istegjern) betyder to sammensnoede $\otimes 10$.

4. Staalvæv.

Til specielle Formaal anvendes Staalvæv (Baustahlgewebe), som er et firkantet Net af krydsende Rundjern i mindre Dimensioner, elektrisk sammensvejet i Krydsningspunkterne, saa der dannes en Maatte. Det kan faas i visse Standardstørrelser med givne Traaddimensioner og Traadafstande, men kan ogsaa bestilles efter specielle Opgivelser.

Materialet er koldtrukket Traad med høj Flydegrænse (4500–5500 kg/cm²) og total Brudforlængelse 5–8%.

Staalet er for haardt til at bojes, og Stødningen maa ske ved Overlapning.

§ 35. VANDET

Det til Betonblandingen anvendte Vand skal have en vis Renhedsgrad, saaledes at det ikke nedsætter Bindetid og Styrke eller giver Rustdannelse paa en eventuel Armering.

Indhold af *Sukker, Olie og Fedt* gør Vandet ubrugeligt, og *Humus, Klorider, Sulfater, organiske Partikler* og *opslemmet Mudder* kan ogsaa være skadeligt.

Alt *Drikkevand* er brugbart og i Reglen ogsaa Overfladevand fra Søer, Aaer, Bække o.l., naar det ikke er forurenat af Spildevand.

Havvand er ogsaa brugeligt til Portland-Cement, men ikke til Al-Cement. Til Jernbeton bør man ikke anvende det uden i Nødsfald, da det kan foranledige Rustdannelse paa Armeringen. Desuden kan man faa skæmmende Udslag paa Overfladen.

I Tvivlstilfælde skal man lade Vandet analysere, og dersom dette afslører skadelige Forureninger, maa det ikke bruges, før man ved direkte Styrkeprøver har sikret sig, at det ikke nedsætter Bindetid og Styrke væsentligt. Der udføres samtidig Prøver med det foreliggende Vand og rent Vand, og viser det sig herved, at man faar en Nedgang i Styrken paa mere end ca. 20%, maa Vandet ikke anvendes.

§ 36. CEMENTEN

Ved Cement forstaas, som allerede nævnt i 1. Afsnit, et pulveriseret Stof, der ved Oprøring med en passende Mængde Vand kan størkne (binde af) til en ganske blød Konsistens, som derpaa med Tiden tiltager i Styrke og Sammenhæng (hærdner) for at ende som en stenagtig Masse.

Cement forekommer i en Mængde forskellige Former og Kvaliteter.

a. Portland-Cement.

Den til Ingeniør- og Byggearbejder almindeligst anvendte Cement benævnes Portland-Cement, og den fremstilles ved Blanding og Brænding til Sintring (ved ca. 1450°) af *kalk- og siliciumholdige Jordarter*, herhjemme i Hovedsagen Kridt og Ler. Ved Brændingen fremkommer Cementklinker, som sammen med ca. 3% Raagips males til stor Finhed, hvorefter Produktet er færdigt til Brug.

Cement forhandles her i Landet i *Papirsække*¹⁾ med $42\frac{1}{2}$ kg Indhold,

¹⁾ Kan nu ogsaa leveres i løs Vægt.

og 4 Sække (170 kg) benævnes 1 Td. Vægtfylden af Cementen er ca. 3,1 og Rumvægten 1000–1300 kg/m³, eftersom den er komprimeret lidt eller meget. Nominelt regnes 8 Td. = 1 m³ at veje 1360 kg, naar det er almindelig Portland-Cement og 7,1 Td. = 1 m³ at veje 1210 kg, naar det er Rapid-Cement.

Den danske Cement kommer udelukkende fra Jylland (*Aalborg og Mariager*).

Cementen bør, dersom bedre Rum ikke er til Disposition, opbevares i et absolut tæt Træskur med Tagpap paa Taget og helst ogsaa paa Ydervæggene og med Trægulv, der er hævet godt op over Jorden. Man bør, navnlig ved Vintertid, ikke stuve det direkte imod Ydervæggen. Selv under disse Omstændigheder har Cementen Tilbøjelighed til at klumpe eller blive stenløben, og den bør derfor normalt ikke opbevares mere end 2–3 Mdr., inden den anvendes. Der kan oplagres ca. 20–25 Sække Cement pr. m³ Skur.

1. Kemisk Sammensætning.

Den kemiske Sammensætning varierer en Del, og ved en tilstræbt Variation kan man faa Cementer frem med forskellige Specialegenskaber.

Den kemiske Sammensætning for en Standard-Cement kan f. Eks. være (efter Vægt):

CaO:	ca. 66%,	SO ₃ :	ca. 2%,
SiO ₂ :	– 23%,	MgO:	– 1%,
Al ₂ O ₃ :	– 5%,	Fri CaO:	– 1%,
Fe ₂ O ₃ :	– 2%,		

hvortil kan komme mindre Mængder af forskellige Urenheder.

De fem første Stoffer er afgørende for Cementens gode Virkemaade, idet de fire første giver egentlige »hydrauliske« *Egenskaber*, medens SO₃ stammer fra den ved Malingen tilsatte Gips, der regulerer Afbindingen. Man kan ogsaa regulere denne med Kalciumklorid, men for Jernbeton er dette uheldigt, idet det fremkalder Rustdannelse paa Armeringen. De øvrige to Stoffer maa betragtes som uheldige, men uundgaelige Urenheder.

De danske *Cementnormer* fastsætter, at *den hydrauliske Modul*:

$$\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} > 1,8,$$

og at Indholdet af MgO maa være højst 3%. Desuden maa for at regu-

lere Bindetiden, under Formalingen tilsættes højst 3% af fremmede Stoffer.

Ved en mere indgaaende Analyse kan man dele op i:

Trikalciumsilikat:	3 CaO, SiO ₂ ,	forkortet C ₃ S,
Dikalciumsilikat:	2 CaO, SiO ₂ ,	– C ₂ S,
Trikalciumaluminat:	3 CaO, Al ₂ O ₃ ,	– C ₃ A,
Tetrakalciumaluminaferrit:	4 CaO, Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ ,	– C ₄ AF.

Opstillet herefter ser en Analyse for en Standard-Cement f. Eks. saaledes ud:

C ₃ S:	ca. 46%,	CaSO ₄ :	ca. 3%,
C ₂ S:	– 30%,	MgO:	– 2%,
C ₃ A:	– 10%,	Fri CaO:	– 1%,
C ₄ AF:	– 8%,		

De to første Komponenter udgør i Reglen tilsammen 70–80%.

2. Formalingen.

Formalingen har stor Indflydelse paa Cementens Egenskaber, og den karakteriseres paa to Maader, hvoraf den ene er *Kornkurven* og den anden *den specifikke Overflade*, sædvanligvis angivet som cm² pr. Gram Cement.

Kornkurven har almindeligvis kun forsvindende faa Korn over ca. 0,125 mm (dansk Cement 4–5%) og kan ikke bestemmes ved direkte Sigtning for de fine Partiklers Vedkommende, da man i Praksis vanskeligt kan arbejde med mindre Hulstørrelse end omkring 0,1 mm, og man endnu har Brug for at bestemme Partikelstørrelser saa smaa som i hvert Fald 0,001 mm (i alm. Portland-Cement findes sjældent mere end et Par Procent under 0,001 mm).

Ved indirekte Metoder, som ikke skal beskrives her, kan Graderingen dog alligevel bestemmes.

Et Eksempel paa en Sigtekurve for Cement er vist i Fig. 227, hvor Maskevidden (firkantede Huller) er afsat som *Abscisse i logaritmisk Maalestok*, medens Ordinaten angiver den Vægtprocentdel, der har mindre Partikler end det til Abscissen svarende Hul (altsaa Gennemfaldet)¹⁾.

De danske *Cementnormer* bestemmer om Formalingsfinheden for almindelig Portland-Cement, at Maximum tilbageholdt paa 0,20 mm Sigten skal være mindre end 1,5% og paa 0,088 mm Sigten mindre end 10%.

¹⁾ Se § 37 a. 3.

Et andet Maal for Formalingsfinheden er *den specifikke Overflade* af Cementkornene, som for alm. Portland-Cement er ca. 2000 cm² pr. g Cement. Dette Tal er dog i væsentlig Grad afhængig af den Metode, man har anvendt til Bestemmelsen¹⁾, saa Overfladeopgivelsen maa

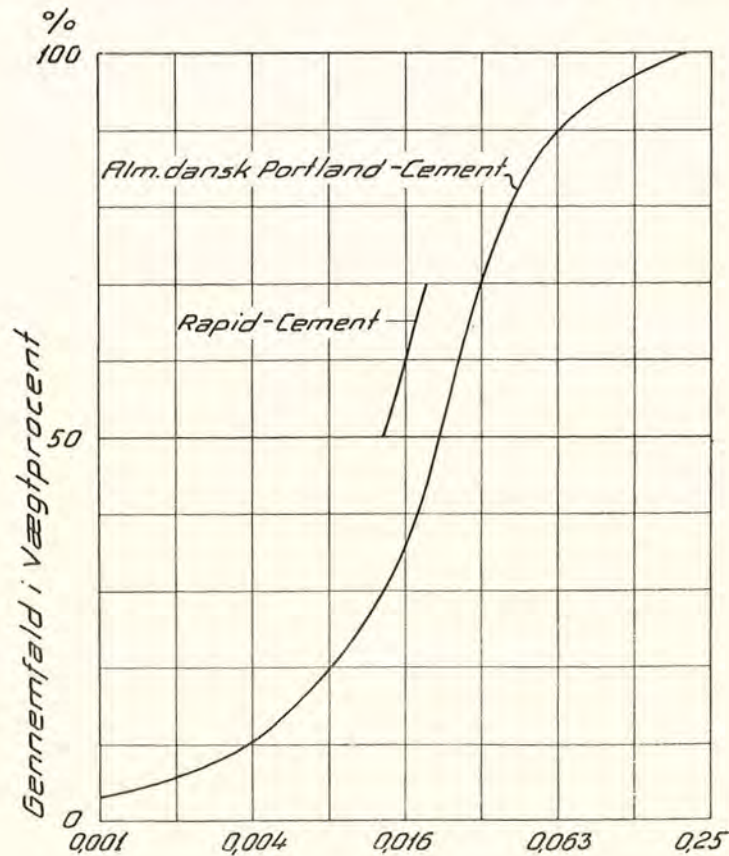


Fig. 227

altid være kædet sammen med en Angivelse af, efter hvilken Metode den er bestemt.

En stor Formalingsfinhed er af Betydning, idet den giver stor Begyndelsesstyrke, noget forøget Slutstyrke og god Bearbejdelighed af Betonen. Formalingsfinheden kan dog af maletekniske og økonomiske Grunde kun drives til en vis Grænse.

¹⁾ For alm. Portland-Cement vil man ved Luftgennemtrængeligheds-Metoden faa 2500 cm²/g, men kun 1500 cm²/g, naar *Andreasens Pipette-Metode* eller *Wagners Turbidimeter* anvendes.

3. Cementens Varmetoning.

Ved Cementens Afbinding og Hærdning udvikles der Varme, og de forskellige Komponenter bidrager paa forskellig Maade hertil. C₃S og C₄AF begynder straks at udvikle Varme og udvikler i Løbet af ca. 28 Døgn henholdsvis ca. 120 cal/g og ca. 100 cal/g, C₂S begynder først efter 7 Døgns Forløb og udvikler i Løbet af et Aar ca. 60 cal/g, medens C₃A paa 24 Timer udvikler ca. 200 cal/g.

En stor Varmeudvikling (ca. 110 cal/g) maa altsaa fremkomme ved *hurtigt hærdnende Cemente*, da disse har et stort Indhold af C₃S, og i et vist Tilfælde, nemlig ved Støbning i Frostvejr, kan det være en meget værdifuld Egenskab.

Ved Støbning af meget svære Konstruktioner kan Varmeudviklingen være meget uheldig, og man bruger derfor i saadanne Tilfælde specielle *Lavvarme-Cemente* med stort Indhold af C₂S og lille Indhold af C₃S, C₃A og C₄AF. Varmeudviklingen kan herved komme ned paa ca. 60 cal/g. Den normale Portland-Cement udvikler ca. 90 cal/g i Løbet af 28 Døgn, heraf ca. 65-70 cal/g de første 3 Døgn og 75-80 cal/g de første 7 Døgn.

4. Afbindingstiden.

For at man kan have en passende Tid til Blanding og Udstøbning af Betonen, maa Afbindingen ikke paabegynde for hurtigt, og derefter maa det ikke være for længe, inden den er afsluttet. Man regner, at Afbindingen ikke maa begynde før en Time efter Vandtilsætningen, og at den skal være afsluttet senest 15 Timer regnet fra samme Tidspunkt, men sædvanligvis varer dette ikke mere end 3-5 Timer. Disse Tider gælder for Temperatur paa 15°-20°. Ved mindre Temperaturer gaar det langsommere, ved større Temperaturer hurtigere.

Afbindingstiden reguleres, som før nævnt, ved passende Tilsætning af Gips.

Til at bestemme Afbindingens Begyndelse og Afslutning anvendes *Vicats Apparat* (Fig. 228), der har en lodret frit bevægelig Naal med en Belastning paa 300 g, idet Spidsens Areal er 1 mm². I en Skaal paa Apparatet anbringes noget Cement udrørt i Vand til en let producerbar Konsistens¹⁾ (*Normalkonsistens*) i et Lag paa 40 mm Tykkelse, og man bestemmer derpaa det Tidspunkt, da Naalen lige stopper, inden den er trængt igennem Cementgrøden (*Størkningens Begyndelse*) og det Tidspunkt, da Naalen intet synligt Aftryk giver paa Cement-Overfladen (*Størkningens Afslutning*). Prøven udføres ved 15°-20°.

¹⁾ Se *Cementnormerne*.

5. Cementens Volumenbestandighed.

Cementens Volumenbestandighed¹⁾ kan ødelægges af følgende fire Aarsager:

(1) *For meget frit CaO.*

(2) *For stort Indhold af MgO:* Dette er særlig uheldigt, fordi Virkningen i Modsætning til de andre Aarsager først viser sig Aar efter Ud-støbningen og ikke afsløres ved de almindeligt anvendte Prøver. De danske Cements Indhold af MgO er imidlertid altid under den farlige Grænse.

(3) *For stort Indhold af Gips:* Med det Indhold, som Normerne her i Landet angiver (3%), er der af den Grund ingen Fare for Volumen-Ubestandighed.

(4) *Særligt stort Indhold af C₃A:* De danske Cementer ligger altid under den farlige Grænse.

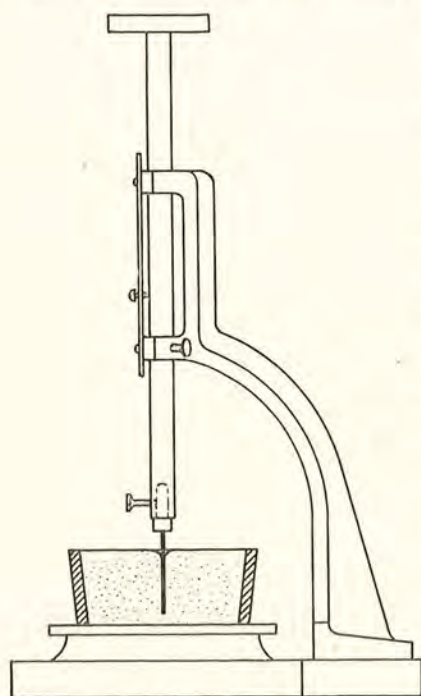


Fig. 228. Vicats Naal.

Der findes flere Prøver til at fastslaa, om Cementen er volumenbestandig.

Ved *Koldvandsproven* støbes en ca. 10 mm tyk Kage af ca. 100 g ren Cement, som hærdes 1 Døgn i Luft og 27 Døgn i Vand. Derefter undersøges den for Kantrevner og Krumning, og

findes dette ikke, har Cementen bestaaet denne Prøve.

Til *le Chatelier-Proven* anvendes en 30 mm lang, ϕ 30 mm Cylinder, der er skaaret op langs en Frembringer og forsynet med to Visere (Fig. 229). Cylinderen fyldes med Cementgrød og lukkes for begge Ender med Glasplader. Efter 24 Timers Hærdning under Vand koges Prøven i 3 Timer, og dersom Afstanden mellem Viserne under Kogningen ikke er vokset med mere end 10 mm, er Prøven bestaaet.

Ingen af disse to Prøver afslører Volumen-Ubestandighed hidrørende fra MgO.

Dette gælder derimod en i Amerika indført Prøve, der foretages med

¹⁾ Om Udvidelse af *Betonen* paa Grund af Alkali-Grus Reaktionen se side 206.

et Prøvelegeme 2,5 · 2,5 · 25 cm, som støbes af ren Cement, og efter 1 Døgn Forløb koges 5 Timer ved et Damptryk paa ca. 21 at. Prismets Forlængelse maales derefter og maa ikke være mere end 5 $\frac{0}{100}$ (*Autoklavproven*).

6. Cementens Styrke.

Cementens Styrkeegenskaber staar i nøje Sammenhæng med dens kemiske Sammensætning, i store Træk paa følgende Maade:

C₃S og C₃A bidrager til den tidligere Styrke, og deres Virkning er

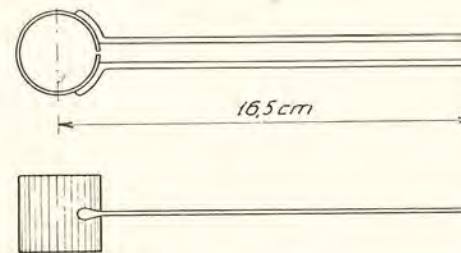


Fig. 229

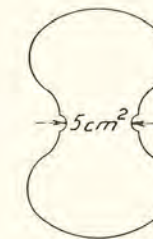


Fig. 230

næsten ophørt inden for 28 Døgn. Paa dette Tidspunkt begynder C₂S at virke og fortsætter hermed over en lang Periode (flere Aar).

Cementens Normtrykstyrke bestemmes her i Landet¹⁾ paa 28 Døgn gamle, 7 cm Tegninger støbt af jordfugtig Mørtel af en bestemt normeret Konsistens og med Blandingsforholdet: 1 Vægtdele Cement til 3 Vægtdele Normalsand.

Der er ogsaa normeret en *Trækprøve* paa ottetalsformede Prøvelegemer med 5 cm² Tværsnit (Fig. 230), støbt af den samme Blanding, som anvendes ved Trykprøven.

Flere Steder i Udlandet er man nu gaaet over til at bestemme Trækstyrken ved *Bøjningsforsøg med (uarmerede) Mørtelbjælker* f. Eks. af Størrelse 4 · 4 · 16 cm, da man anser den direkte Trækprøve for at være ret upaalidelig. Brudstykkerne anvendes til Trykprøver.

Som løbende Kontrol med Cementen maa disse Prøver, der er relativt lette at udføre, anses for fyldestgørende, men man kan ikke direkte af dem slutte sig til selve Betonens absolutte Styrkeegenskaber, hertil maa udføres Prøver med selve Betonen.

De danske *Cementnormer* fastsætter, at Brudstyrken for almindelig Portland-Cement skal være mindst som angivet i Tabel VII.

¹⁾ Se *Cementnormerne*.

Tabel VII.

Lagring	Trykstyrke kg/cm ²	Trækstyrke kg/cm ²
7 Døgn Vandlagring	320	20
28 Døgn Vandlagring	400	25
7 Døgn Vandlagring + 21 Døgn Lagring i fugtig Luft	450	30

For hurtig hærdnende Portland-Cement gælder de samme Tal, og yderligere skal 3-Døgn Trykstyrken være 300 kg/cm² og tilsvarende Trækstyrke 20 kg/cm².

Der opnaas dog næsten altid ved disse Prøver meget større Styrker end Normstyrkerne, og dette gælder i særlig Grad de hurtigt hærdnende Cementser.

7. Specielle Portland-Cementser.

Hurtig hærdnende Cement.

De hurtigt hærdnende Cementser faas ved at ændre Sammensætningen (navnlig mere Kalk), ved højere Brændingstemperatur og ved finere Formaling¹⁾.

Her i Landet fabrikeres »Rapid« og »Record« (Normstyrken opnaas paa ca. 14 Døgn) og »Superrapid« (Normstyrken opnaas paa ca. 7 Døgn).

Sulfatfast Cement. Moler-Cement.

Almindelig Cement er ikke særlig modstandsdygtig over for sulfat-holdige Opløsninger²⁾, idet Sulfat reagerer med Cementens Kalk og Aluminater samt Vand under Dannelsen af *Kalciumsulfat-aluminium-hydrat*, og dette sker under en stærk Volumenforøgelse, som bevirker en Sprængning af Betonen. Der fabrikeres derfor (ogsaa her i Landet) til Brug i saadanne Tilfælde Cementsorter med særlig lavt Indhold af C₃A (ikke over 5%). Lignende Egenskaber kan man faa frem ved at tilsætte Cementen de saakaldte *Puzzolaner*, f.Eks. Moler, hvorved fremkommer den herhjemme til Støbninger i Havvand anvendte Moler-Cement.

¹⁾ For Eks. har Rapid-Cementen ca. 60% Korn under 0,016 mm (Fig. 227).

²⁾ Opløst Sulfat findes i Havvand og kan bl. a. forekomme i Grundvand, der er sivet igennem gipsholdige Jordarter.

Alkaliresistent Cement.

I de senere Aar er konstateret Skader paa Beton paa Grund af Udvidelser stammende fra alkalireaktive Bestanddele (navnlig Opal og Calcedon) i Gruset (*Alkali-Grus Reaktionen*).

Grusforekomster af denne Art findes ogsaa visse Steder i Danmark, og til Brug i saadanne Tilfælde fabrikeres nu en speciel alkaliresistent Cement¹⁾.

Lavvarme-Cementser.

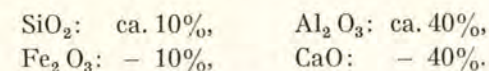
Disse er omtalt under § 36 a. 3.

Hvid og farvet Cement.

Til dekorative Formaal fremstilles desuden hvid Cement, der faas ved Anvendelse af særlig rene (navnlig jernfri) Raamaterialer og ved Brænding med Olie. Ved Iblanding af egnede Farvestoffer kan ogsaa andre Farver fremstilles.

b. Al-Cement.

En Cement af en ganske anden kemisk Sammensætning end Portland-Cementen, nemlig *Al-Cementen*, har et stort Indhold af Aluminium. Den kemiske Sammensætning er f. Eks.:



Den hærdner meget hurtigt, idet den allerede paa 24 Timer kan opnaa over 400 kg/cm² Trykstyrke.

Dens Varmeudvikling er meget stor, hvilket gør den særlig egnet til Arbejde i Frostvejr, men da paa den anden Side Beton af Al-Cement ikke kan taale at opvarmes til 35°-40° uden at tabe i Styrke²⁾, kan denne Egenskab være generende, bl. a. naar man støber i varmt Vejr.

Al-Cement kan ikke blandes med Portland-Cement, og man maa ikke anvende saltholdigt Vand til Udstøbningen.

Den er mere modstandsdygtig imod Sulfatopløsninger end almindelig Portland-Cement.

Efter Fremkomsten af de hurtigt hærdnende Portland-Cementser bruges Al-Cement yderst sjældent.

Al-Cement fabrikeres ikke i Danmark.

¹⁾ Se E. V. Meyer: Betontechnik 1955, S. 21.

²⁾ Dette gælder ikke, naar Betonen er absolut tør. Det skal saaledes nævnes, at Al-Cement anvendes til ildfaste Foringer for meget høje Temperaturer.

§ 37. TILSLAGSMATERIALERNE

Tilslagsmaterialerne er almindeligvis *Sand* og *Sten*, her i Landet næsten altid stammende fra naturlige Forekomster. Paa Steder, hvor brugbare, naturlige Forekomster ikke forefindes, kan det blive nødvendigt at bruge sønderdelte Kampesten eller Brudsten (*Skærvesand*, *Skærver*). Grundmaterialerne skal i alle Tilfælde være stærke, uforvitrede, uporøse, slid- og frostfaste Bjergarter. Overfladen paa de enkelte Korn skal være fri for Overtræk, der kan forhindre Cementens direkte Berøring med denne.

Indvindingen af Tilslagsstoffer sker i Grusgrave, i Strandaflejring og fra Havbunden (med Grab eller Sandsuger). Desuden fremskaffes Brudsten til videre Forarbejdning ved Sprængning i egnet Bjerg. Indvindingstekniken kan veksle fra de mest primitive Arbejdsmetoder, hvor Haandkraft er overvejende, til stærkt udbyggede, maskinelle Anlæg med Gravemaskiner, Knusnings-, Vaske- og Sorteranlæg samt alle Slags maskinelle Transportmidler. (Fig. 231).

Man maa paa Brugsstedet altid være paa Vagt over for Fluktuationer i de ankomende Materialers Egenskaber, da de kan variere meget selv fra samme Udvindingssted. Ligeledes maa man ved passende Foranstaltninger under Aflæsningen etc. drage Omsorg for, at Materialerne ikke skiller sig efter Kornstørrelse, hvilket der er en vis Tendens til, og hvilket har en uheldig Indflydelse paa Betonens ensartede Kvalitet.

Her i Landet købes Tilslagsmaterialerne næsten altid efter Rumfang. Medens dette for Stenenes Vedkommende altid inden for snævre Grænser fra samme Udvindingssted tilsvarende en bestemt Vægtmængde, kan der for Sandet (navnlig det fine Sand) forekomme store Udsving herfra, beroende paa et varierende Fugtighedsindhold (sml. § 37 b), hvilket jo betyder et vist økonomisk Usikkerhedsmoment.

Middel-Vægtfylden af de her i Landet anvendte Materialer ligger næsten altid fra 2,6 til 2,7 og man kan derfor uden større Fejl regne med 2,65. I vigtigere Tilfælde bør man udføre en Vægtfyldebestemmelse. Rumvægten af Materialerne kan efter Fugtighedsindhold (særlig for Sandets Vedkommende), Korngradering og Pakningsgrad variere meget, for Sand fra ca. 1,2–1,7 t/m³ og for Sten fra ca. 1,5–1,7 t/m³, hvilket svarer til henholdsvis ca. 45–65% og ca. 55–65% fast Stenmateriale.

Prisen for Tilslagsmaterialerne varierer stærkt med Omstændigheder som Udvindingsforholdene og Oparbejdningen (Sortering, Vaskning,



Fig. 231. Vaske- og Sorteranlæg.

evt. Knusning) samt Transportmuligheder og Transportafstande. Man maa i det konkrete Tilfælde tage alle økonomiske Faktorer i Betragtning og selvfølgelig sammenholde dem med Kravet om at faa egnede Materialer.

Sædvanligvis oplagres Tilslagsmaterialerne paa et Trægulv paa Jorden. Trægulvet kan i hvert Fald ikke undværes for Stenenes Vedkommende, da man maa have en fast og glat Skovleflade for at faa disse læsset til videre Brug, men ogsaa for Sandet er det at anbefale for ikke at faa det tilsmudset af den underliggende Jord.

a. Tilslagsmaterialernes Kornstørrelse.

1. Kornstørrelsernes Benævnelse.

Idet der regnes med Sortering paa *Sigter med firkantede Masker* (§ 37 a. 2), benævnes Tilslagsmaterialerne efter Kornstørrelse paa følgende Maade:

Sand:	Kornstørrelse fra 0 til 4 mm,
Perlesten:	– – 4 – 8 – ,
Ærtesten:	– – 8 – 16 – ,
Nøddesten:	– – 16 – 32 – ,
Singels:	– – 32 – 64 – ,
Storsingels:	– – 64 – 128 – .

Sandomraadet deles yderligere i:

Finsand:	Kornstørrelse fra 0 til 0,5 mm,
mellemfint Sand:	– – 0,5 – 2,0 – ,
Grovsand:	– – 2,0 – 4,0 – .

Desuden taler man om:

Filler: Kornstørrelse fra 0 til 0,03 mm,
 Fillersand: - - 0 - 0,125 mm.

Undertiden benævner man det samlede Tilslag (Sand + Sten) for *Gruset*, saaledes: *Perlegrus* (0-8 mm), *Ærtegrus* (0-16 mm) o.s.v. Specielt kaldes *Ærtegrus* for *Betongrus*.

Større end 64 mm Sten bruges almindeligvis ikke til Beton, og til *Jernbeton* bruges sjældent Sten over 32 mm (*Nøddesten*).

2. Sigterne.

En vigtig Karakteristik af Tilslagsmaterialerne faar man gennem en Bestemmelse af det procentvise Indhold af de forskellige Kornstørrelser (*Kornkurven*).

Bestemmelsen af denne Kornkurve sker ved en Sigtning af Tilslaget paa et Sæt Sigter med jævnt varierende Hulstørrelse.

Man kan anvende Sigter med *firkantede Huller* (Masker) eller med *runde Huller*. Ved Omsætning fra den ene Slags Sigter til den anden kan man regne, at et rundt Hul skal være 1,25 Gange saa stort i Diameteren som det firkantede Huls Sidelinie for at svare til den samme Kornstørrelse.

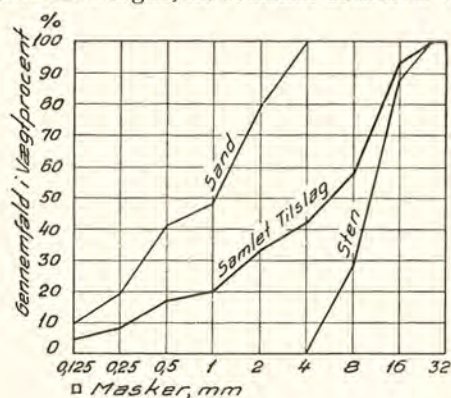


Fig. 232

Alle Kornstørrelser vil her blive angivet i Forhold til firkantede Huller.

Af Sigter finder der forskellige Serier i Brug, men her skal anvendes et i Sverige almindeligt brugt Sigtesæt med Maskestørrelserne: 0,062, 0,125, 0,25, 0,5, 1, 2, 4, 8, 16, 32 og 64 mm. Dette Sigtesæt har, som man ser, den Egenskab, at Maskerne i enhver Sigte er dobbelt saa stor som den nærmest foregaaende, hvorved en logaritmisk Maalestok for Kornstørrelserne bliver særlig simpel at anvende.

3. Kornkurver.

Kornkurven (Fig. 232) affildes med Kornstørrelsen d_m som Abscisse, hvor m er Maskevidden (\square) i mm. Det vælges her at afsætte d_m i *logaritmisk Maalestok*. Som Ordinaten afsættes Gennemfaldet y_m paa Maske-

vidden d_m , idet y_m afsættes som Rumfangsprocenten svarende til den faste Stenmasse. Har alle Kornene omtrent samme Vægtfylde, kan man bruge Vægtprocenten i Stedet.

Hvis der (Fig. 233) paa Kornkurven lokalt findes et stærkt stigende Stykke, betyder det, at der her findes et Overskud af Korn, og dette Fænomen betegnes *Partikelinterferens*. Mangel paa en bestemt Kornfraktion benævnes *Partikelspring* og giver sig (Fig. 233) til Kende ved et fladt Stykke paa Kurven. Det ligger i Sagens Natur, at disse to Ejendommeligheder mere eller mindre udtalt maa følges ad paa samme Kurve.

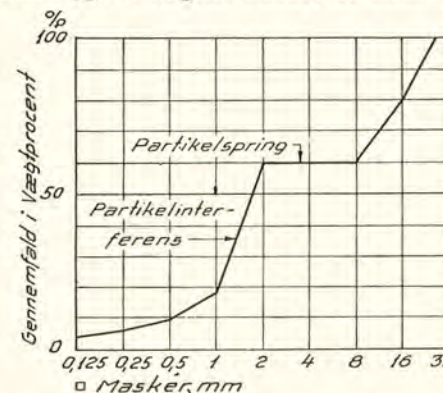


Fig. 233

Ved teoretiske Overvejelser og ved praktiske Forsøg har man nu, i hvert Fald i store Træk, faaet Rede paa, hvorledes *Kornkurvens Form* indvirker paa Betonen, og man er i Stand til at angive, hvilken Kornkurve man skal tilstræbe, eller inden for hvilke Grænser den skal ligge, for at man netop skal faa en Beton frem med de Egenskaber, man ønsker.

Den Hovedregel kan opstilles, at Beton fremstillet af et Tilslag med »lavtliggende« Kornkurve behøver en lille Vandtilsætning og en kraftig Bearbejdning, medens man med »højtliggende« Kornkurve skal bruge mere Vand og faar en lettere bearbejdelig Beton.

Da, som man i det efterfølgende skal se, et ringe Vandforbrug giver en Beton med stor Styrke og Tæthed, skal man anvende saa lavtliggende en Kornkurve som Bearbejdningsmulighederne tillader.

Forskellige Forskere har opstillet »Idealkurver«, der for de vigtigstes Vedkommende har Ligningen:

$$y_m = 100 \left(\frac{d_m}{d_{\max}} \right)^c, \tag{89}$$

hvor c er en Konstant, hvilket svarer til at:

$$y_m : y_{2m} = \left(\frac{1}{2} \right)^c = \text{en Konstant (Graderingstallet)}. \tag{89a}$$

Den første, der foreslog en saadan Kornkurve, var *Fuller*, der brugte Konstanten $c = \frac{1}{2}$, hvilket svarer til Graderingstallet 0,707. Han medregnede kun Tilslagsmaterialerne. Denne Kurve (Fig. 234) er meget

lavtliggende og giver derfor en Beton, der i Reglen er for vanskelig bearbejdelig til at være anvendelig i Praksis.

Weymouth mente, at det, man skulde undgaa i Kornkurven, var Partikelinterferens, idet de forskellige Kornstørrelser ikke vilde passe saa godt ind i hinandens Mellemrum, hvis dette forefandtes. Idet han iøvrigt foruden Tørstofferne ogsaa medregnede Vandet i sine Ordinatorer, mente han, at en Kurve med $c = \text{ca. } 0,25$, hvortil svarer Graderings-tallet $0,85$, vilde være den bedste. Ogsaa denne Kurve (Fig. 235) er for

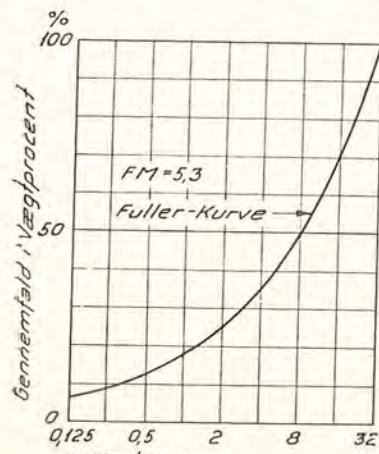


Fig. 234

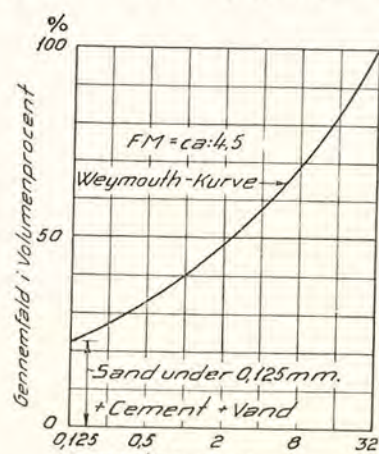


Fig. 235

lavtliggende, men hvis den hæves noget i Sandregisteret, giver den en vel anvendelig Beton.

Da man af økonomiske Grunde er henvist til at tage sine Tilslagsmaterialer fra forhaandenværende Forekomster, vil det i Reglen være praktisk umuligt at fremskaffe og fastholde saadanne Idealkurver. Man nøjes derfor ofte med kun at forlange, at Kornkurven skal ligge inden for et vist Omraade, som man har Erfaring for giver tilfredsstillende Resultater.

Saadanne Kurveomraader er gengivet paa Fig. 236, 237 og 238, og disse Kurver vedrører alene Tilslagsmaterialerne.

Fig. 236 gælder for Sandet (0–4 mm), Fig. 237 for Betongruset (0–16 mm) og Fig. 238 for de samlede Tilslagsmaterialer. Paa Fig. 236 og 237 er desuden angivet en Linie A, som er den største Hældning, Kornkurven maa have inden for Omraadet 0–1,6 mm. Dette er indført for ikke at faa en overdreven Partikelinterferens paa dette Sted, hvor den vil være særlig uheldig. Der gives ingen Forskrifter for Partikelspring,

idet Manglen af en enkelt eller nogle faa Sigtefraktioner ikke vil betyde væsentligt og i visse Tilfælde endog kan være gavnligt.

4. Grovhestallet FM.

En vigtig Karakteristik af Kornkurven er det saakaldte Grovhestallet FM (*fineness modul*), hvorved forstås det Areal, der ligger over Korn-

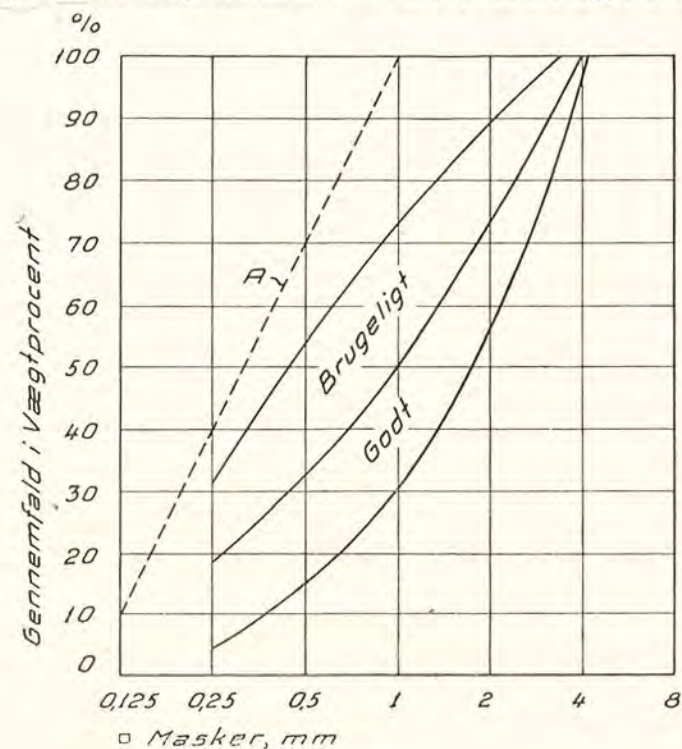


Fig. 236

kurven til højre for Ordinatoren omtrent ved Cementomraadets Begyndelse (det skraverede Areal paa Fig. 239). Dette Areal angives af forskellige Forskere paa lidt forskellig Maade, men her skal som Begrænsning til venstre anvendes Ordinatoren gennem $y_{0,125}$, og Abscisse-Afstanden mellem y_m og y_{2m} skal regnes lig 1 (foreslaaet af E. V. Meyer).

Dette Grovhestallet er praktisk taget det samme som det af Abrams angivne og $\frac{1}{30}$ af det, som Hummel anvender.

Man har med Tilnærmelse:

$$FM = (\frac{1}{2}y'_{0,125} + y'_{0,25} + y'_{0,5} + \dots) : 100, \quad (90)$$

hvor $y'_m = 100 - y_m$.

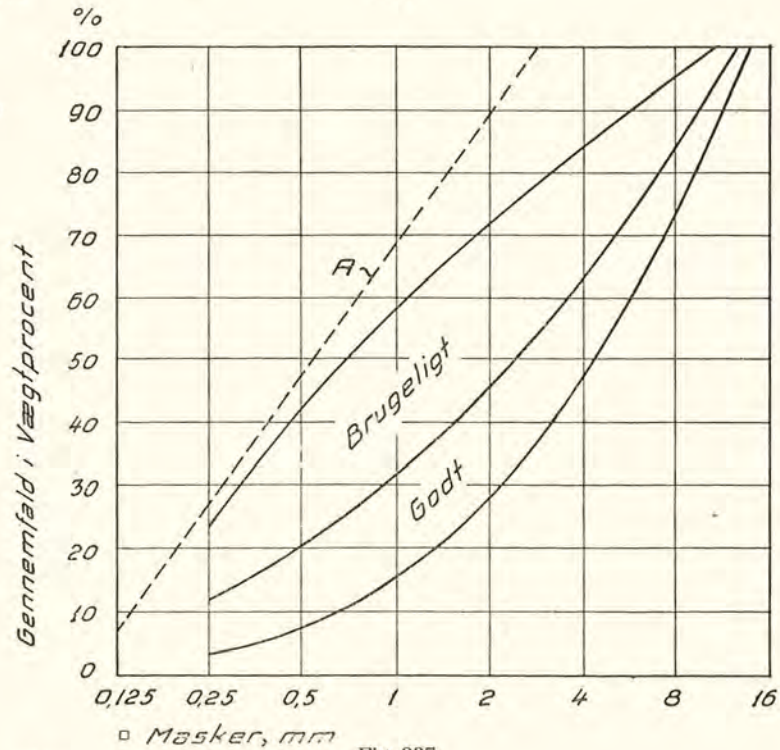


Fig. 237

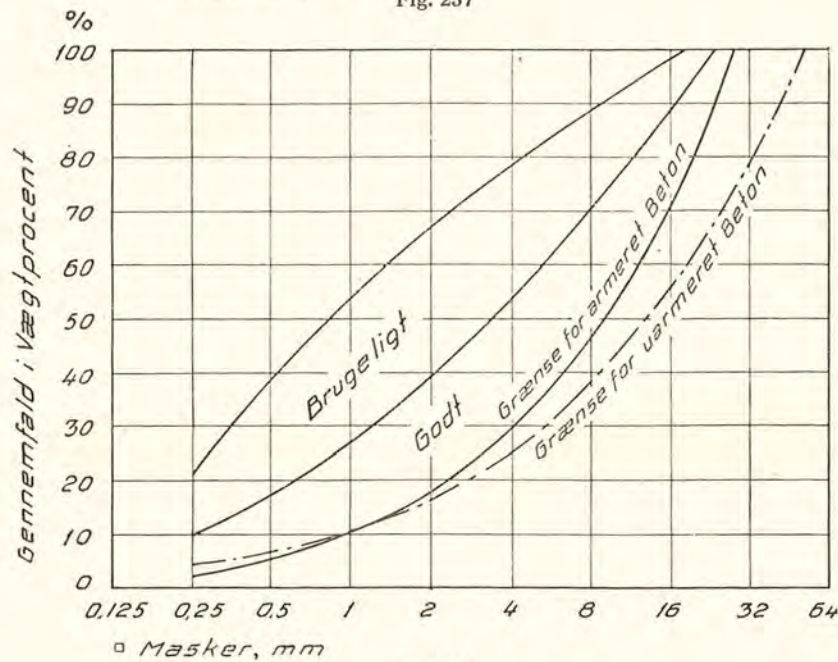


Fig. 238

Paa Fig. 239 er vist, hvorledes FM kan bestemmes grafisk ved at trække en Skraalinié, der skærer Abscisseaxen i $d_{0,125}$ og afskærer lige store positive og negative Arealer af FM -Aralet. FM kan herefter aflæses paa en særlig FM -Maalestok afsat vandret foroven paa Diagrammet.

Det bemærkes, at vidt forskellige Kornkurver kan have samme Grov-
hedstal, samt at dette vokser med den største Kornstørrelse. Da FM

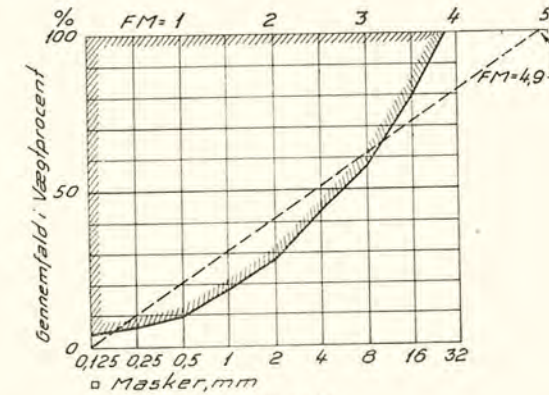


Fig. 239

jo ikke er andet end et talmæssigt Udtryk for Kornkurvens lavere eller højere Beliggenhed, maa det (sml. § 43) være et Maal for Vandbehovet.

Mellem FM og Middel-Kornstørrelsen er der, som angivet af E. V. Meyer¹⁾, den Relation, at

$$d_{m, \text{Middel}} = 0,125 \cdot 2^{FM}$$

Suenson angiver et Grovhedstal for Sandet, som han betegner Sandets Styrke-Index. Det er $3g + 2m + 1,4f$, hvor g , m og f er Vægten i Procent af henholdsvis det grove, mellemfine og fine Sand.

5. Kornformen.

De enkelte Kornes Form har ogsaa en vis Betydning for Vandbehovet. Idet Kornene sædvanligvis har to omtrent lige store Dimensioner, skelner man (Fig. 240) imellem:

- 1) *Flade Korn*, hvor den tredje Dimension er væsentlig mindre end de to andre.
- 2) *«Kompakte» Korn*, hvor alle 3 Dimensioner er omtrent lige store (Terninger eller Kugler).

¹⁾ E. V. Meyer; Side B 95, Ingeniøren 1945.

3) *Stavformede Korn*, hvor den tredie Dimension er væsentlig større end de to andre.

Disse tre Former kan saa igen være afrundede eller kantede (skarpe). Dette sidste er Tilfældet med knuste Materialer (Skærver).

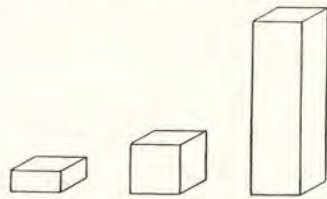


Fig. 240

Man er dog endnu ikke naaet til en tilfredsstillende simpel, talmæssig Maade at beskrive disse Egenskaber paa og maa derfor nøjes med den mere skønsmæssige Vurdering, der kan opnaas ved en Besigtigelse. Spørgsmaalet er i alle Tilfælde meget kompliceret, da man jo inden for en given Korn-

hob kan have alle Former af Korn repræsenteret paa ganske vilkaarlig Maade.

b. Sandets Rumfang i Forhold til Fugtighedsindholdet.

Medens Stenenes Rumfang kun i ganske ringe Grad er afhængig af Fugtighedsindholdet, er det modsatte Tilfældet med Sandet.

I helt tør eller helt vandmættet Tilstand har Sandet mindst (og omtrent samme) Rumfang V_0 , og ved 4–5% Fugtighed i Forhold til V_0 er Rumfangsforøgelsen størst og kan opgaa til ca. 40% af V_0 . Rumfangsudvidelsen fremkommer først, naar Sandet bliver skovlet el. lign. og er noget afhængig af, hvorledes dette foregaar (Pakningen).

Rumfangsudvidelsen er desuden (Fig. 241) størst for fint Sand (lille FM).

c. Urenhederne i Tilslagsmaterialerne.

I Tilslagsmaterialerne kan forekomme forskellige Forureninger, der gør dem mindre egnede eller ubrugelige til Betonstøbning.

1. Ler.

Et mindre Indhold af finfordelt Ler (ikke over ca. 3% af Sandets Vægt) anses for at være gavnligt, idet det forhøjer Betonens Bearbejdelse, men større Mængder samt faste Klumper eller fastsiddende Lerovertræk paa Stenene kan ikke tolereres. Materialernes Lerindhold kan forbedres ved Vaskning, hvilket dog indebærer den Fare, at Sandets fine Partikler gaar bort med Skyllenvandet. Lerklumper er vanskelige at faa fjernet ved Skyllning.

Indholdet af Ler kan paa simpel Maade undersøges ved en *Stemmeprøve* med det (eventuelt) frasigtet Sand, idet man fylder ca. 7 cm Sand og passende Vand i en slank, farveløs Flaske, omryster denne

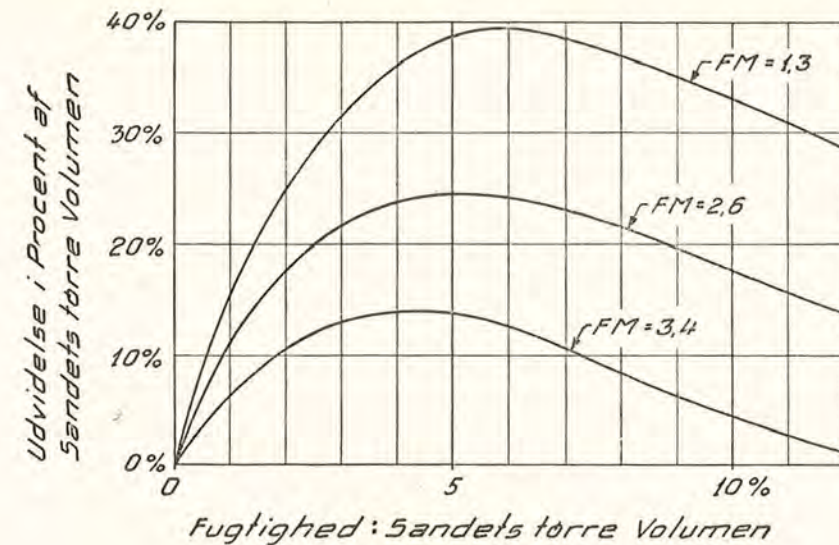


Fig. 241

kraftigt for derpaa at lade Indholdet bundfælde sig. Man kan da maale Lerlaget oven paa Sandet, og er det under 3,5 mm, er Lerindholdet tilladeligt. Nøjagtigere er det dog at bortfjerne Leret ved Opslemning og derpaa bestemme Vægttabet, og dette bør man gøre, naar den første Prøve giver et Resultat, der lige er paa Grænsen af det tilladelige.

2. Kalk.

En anden almindeligt forekommende Forurening er Kalk. Haard, uporøs Kalksten er i og for sig ikke skadelig i moderate Mængder, men er den blød og porøs, svækker den Betonen og kan i Frost give Anledning til vansirede Overfladesprængninger (de saakaldte »Springere«).

Jbfn. bestemmer, at Indholdet af Kalk efter Vægt ikke bør være over 20% for Sand og ikke over 15% for Gruset, og at der ikke bør forekomme porøse Kalkkorn over 4 mm.

Kalkindholdet kan bestemmes ved at overhælde Tilslagsmaterialerne med Saltsyre og bestemme Vægttabet.

3. Humus.

En særlig farlig og i Bakke- og Strandmaterialer ofte forekommende Forurening er Humus, der allerede i ganske smaa Mængder kan være

skadelig¹⁾). Humus findes ofte pletvis paa Udvindingsstederne, og man maa derfor til Stadighed være paa Vagt over for den.

Humussyren forbinder sig med Cementen til lidet stærke Forbindelser og neutraliserer derved noget af Cementen, hvorved Afbindingen forsinkes, ligesom der bliver mindre Cement til Raadighed for de normale Reaktionen. Men derudover fortsætter Afbindings- og Hærdningsprocessen næsten paa sædvanlig Maade, naar blot Humusmængden ikke har været for stor. Man kan følgelig til en vis Grad imødegaa den skadelige Virkning af Humus ved at bruge noget mere Cement.

Det er i Reglen Sandet, der indeholder skadelige Kvantiteter af Humus, saa med mindre Stenene ikke er synligt forurenede, behøver man ikke at interessere sig for disse.

Jbfn. foreskriver følgende *Undersøgelse for Humus*:

I en farveløs Flaske fyldes Betonsand til ca. 7 cm Højde sammen med en 3% Natriumhydroxyd-Opløsning (*Natronlud*), ialt 12 cm Højde. Flasken rystes og hensættes til Bundfældning i 24 Timer. Er Vædsken derefter klar til lysegul, er Indholdet af Humus betydningsløst. Med stærk gul Farve er Sandet maaske nok brugbart, men man maa udvise Forsigtighed med Anvendelsen (eventuelt tilsætte noget mere Cement). En brun til mørkebrun Farvning betyder, at Sandet er ubrugeligt.

Samtidig med Udførelsen af denne Prøve kan man ogsaa faa bestemt Lerindholdet.

Indhold af Kalk i Sandet kan gøre Humus-Prøven upaalidelig. Man bør da fremstille Prøvelegemer og trykprøve disse.

4. Diverse Urenheder.

Foruden de ovennævnte Urenheder kan der ogsaa forekomme *Planterester*, som selv i mindre Mængder maa fjernes (f. Eks. ved Harpning), eller Materialerne maa kasseres.

Mere tilfældigt og pletvis kan forekomme (f. Eks. spildt) *Olie*, *Tjære* o. l., og saadanne forurenede Partier maa selvfølgelig ikke anvendes.

d. Kunstige Tilslagsmaterialer.

Af kunstige Tilslagsstoffer skal nævnes Murstensskærver, Slagger og Betonklinker (ikke at forveksle med Cementklinker).

Murstensskærverne faas ved Slagning af Mursten, som bør være sunde, fuldbændte og rene. De anvendes undertiden til Grovbetonfundamenter etc. og bør paa Grund af deres Porøsitet gennemvandes inden Brugen. Til egentlig Jernbeton bør de aldrig anvendes.

¹⁾ Mindre end 1⁰/₁₀₀ kan allerede være skadelig.

Slagger anvendes ofte til Udfyldningsbeton, hvorved man faar en noget større Isolationsevne og mindre Vægt end ved Anvendelse af almindeligt Tilslag.

Betonklinker faas ved Brænding til Smeltning af en speciel Lerart. Derved fremkommer et granuleret Produkt med en meget blæret Struktur, og, hvad der er afgørende, Blærerne er godt adskilte, saaledes at man faar en ringe »effektiv« Vægtfylde (ca. 0,6) med deraf følgende større Isolationsevne.

Klinkerne kan anvendes sammen med almindeligt Sand eller med specielt Klinkersand, hvilket sidste giver den letteste Beton.

Det kan anvendes til Jernbeton, hvor Betonens Rumvægt af Hensyn til en passende Styrke ikke maa være under ca. 1700 kg/m³ ($\lambda = \text{ca. } 0,50$) og til ikke bærende Isolationslag, hvor man kan komme helt ned paa Rumvægten ca. 500 kg/m³ ($\lambda = \text{ca. } 0,1$).

Da Klinkerskærverne er saa lette, har de en vis Tilbøjelighed til at flyde op til Betonens Overflade, hvilket hindres ved at give Betonen en passende stiv Konsistens.

6. Afsnit

BETONEN

§ 38. ANGIVELSE AF BLANDINGSFORHOLD

Betonens Indhold af Cement og Tilslagsmaterialer kan angives efter Rumfang eller efter Vægt, og Indholdet af Vand angives ved Vand-Cementtallet (V/C), der er Forholdet mellem Vand og Cement efter Vægt. Ofte bruger man ogsaa Cement-Vandtallet (C/V), altsaa den reciproke Værdi af V/C .

Efter Rumfang skriver man:

$$1 : A_r : B_r, V/C,$$

hvilket saaledes betyder, at 1 m³ Cement (= 32 Sække = 1360 kg Portland-Cement¹⁾), A_r m³ Sand og B_r m³ Sten skal blandes med $1360 \cdot V/C$ kg Vand.

Udbyttet (udstøbt Beton) kan tilnærmet regnes til:

$$0,64 (1 + A_r + B_r) \text{ m}^3.$$

Efter Vægt skriver man:

$$1 : A_g : B_g, V/C,$$

hvilket saaledes betyder, at 1 t Cement, A_g t Sand og B_g t Sten skal blandes med V/C t Vand.

Udbyttet kan her tilnærmet regnes til:

$$0,45 (1 + A_g + B_g) \text{ m}^3.$$

Vægtblandingen kan ogsaa angives som det Antal af hver af de fire Komponenter, der gaar i 1 m³ færdig Beton.

¹⁾ 1 m³ Rapid-Cement vejer kun 1210 kg = 28½ Sække.

Har man eksempelvis en Rumfangsblanding 1:2:3, $V/C = 0,65$, da er Udbyttet ca. $0,64 (1 + 2 + 3) = 3,8 \text{ m}^3$ og Vandtilsætningen $0,65 \cdot 1360 = 880 \text{ kg}$.

Den tilsvarende Vægtblanding er omtrent 1:1,9:3,3, $V/C = 0,65$, der giver ca. $0,45 (1 + 1,9 + 3,3) = 2,8 \text{ m}^3$ og 650 kg Vand.

Hertil svarer endelig pr. m³ Beton: ca. 360 kg Cement, ca. 680 kg Sand, ca. 1180 kg Sten og ca. 230 kg Vand.

Vægtblanding er at foretrække for Rumfangsblanding. Dette kommer af, at man paa en Byggeplads nøjagtigere kan udføre en Vægtbestemmelse end en Rumfangsmaaling, men den største Unøjagtighed kommer dog fra den Rumfangsændring, som varierende Fugtighedsindhold i Tilslaget (navnlig Sandet) foraarsager (§ 37 b).

Naar man alligevel oftest udfører Rumfangsblanding, kommer det af, at Rumfangsmaalingen paa simpel Vis kan foregaa i de sædvanligt forekommende Transportredskaber (f. Eks. Trillebøre), medens Vægtblanding kræver specielle Vægtanordninger. Da det, som før sagt, navnlig er Sandets Rumfangsmaaling, der foraarsager Unøjagtigheden, kan man gaa den Middelvej kun at veje dette, hvilket kan gøres ved at køre Transportredskabet over en Vægt. Cementen kommer i alle Tilfælde afvejet i Sække, saa naar man tager et helt Antal af disse for ad Gangen, doseres Cementen let efter Vægt.

Det er af stor Vigtighed, at den Fugtighed, der findes i Tilslaget, medregnes i Vandtilsætningen. Sandet indeholder nemlig normalt ca. 4–5% Fugtighed og Stenene ca. 2%, hvilket pr. m³ Beton svarer til ca. 40 kg Vand, og dette er jo ikke et uvæsentligt Kvantum af de ca. 200 kg, der ialt skal anvendes. Der skal ogsaa her gøres opmærksom paa, at den Fordampning, der kan foregaa under Transport og Udstøbning, eller den Forøgelse af Vandindholdet, der kan finde Sted i Regnvejr, kan have nogen Betydning.

Den Beton, der fremkommer, naar man som Tilslag kun anvender Sand, benævnes Mørtel, og Proportioneringen angives paa lignende Maade, som for den egentlige Beton (f. Eks. Rumfangsblanding 1:2, $V/C = 0,8$).

§ 39. KITMASSEN

Ved Kitmasse forstaas en Blanding af Cement og Vand. Til de kemiske Reaktionen medgaaer 24–30% Vand, regnet af Cementens Vægt, mest for de hurtighærdnende Cemente. Der maa dog sættes betydelig mere Vand til for at faa en passende Konsistens af Betonen.

I Henhold til Opgivelser af *E. V. Meyer* har 1 kg Portland-Cement + 0,24 l Vand (den Vandmængde, der skal bruges til den kemiske Reaktion), ialt 1,24 kg, inden Blandingen et »fast« Volumen paa $0,32 + 0,24 = 0,56$ l. Dette Rumfang forefindes næsten ogsaa efter Afbindingen, men det »faste« Volumen har nu ændret sig til 0,50 l. Rumvægten er da $1,24/0,56 = 2,2$, medens Vægtfylden er $1,24/0,50 = 2,5$. 1 kg Portland-Cement udvider sig saaledes med $0,50 - 0,32 = 0,18$ l.

1 kg Rapid-Cement + 0,30 l Vand (den Vandmængde, der skal bruges til den kemiske Reaktion), ialt 1,30 kg, har inden Blandingen et »fast« Maal paa $0,32 + 0,30 = 0,62$ l, og dette Rumfang forefindes ogsaa efter Afbindingen, medens det »faste« Volumen er ændret til 0,54 l. Hertil svarer Rumvægten $1,3/0,62 = 2,1$ og Vægtfylden $1,3/0,54 = 2,4$. 1 kg Rapid-Cement udvider sig saaledes med $0,54 - 0,32 = 0,22$ l.

Som et passende Middeltal kan herefter regnes, at 1 kg Cement udvider sig under Afbindingen med 0,2 l.

Forsøg har vist, at den afbundne Kitmasse endnu er vandtæt med Portland-Cement, naar $V/C \leq 0,65$, og med Rapid-Cement, naar $V/C \leq 0,85$. Til disse Værdier af V/C svarer et Porevolumen paa henholdsvis $(0,65-0,18) : (0,65 + 0,32) = 49\%$ og $(0,85-0,22) : (0,85 + 0,32) = 54\%$, altsaa ganske betydelige Hulrum.

Kitmassen skal med et Overskud, afpasset efter Komprimeringsens Art, fylde Hulrummet mellem Tilslagsmaterialerne, og naar Kitmassen i sig selv er tæt (altsaa V/C ikke over 0,65 og 0,85 for henholdsvis Portland-Cement og Rapid-Cement), vil Betonen ogsaa blive det.

Kitmasseoverskuddet kan f. Eks. være:

- 20% ved Haandstampning,
- 10% ved Maskinstampning,
- 5% ved Vibrering.

Tilslagsmaterialernes Hulrum bestemmes, dersom nøjagtigere Metoder ikke ønskes anvendt, ved at finde Rumvægten af G af de godt blandede og komprimerede Materialer.

Hulrumsprocenten er da:

$$100 \cdot (1 - G/2,65)\%.$$

Det ligger omkring 20–25%.

a. Vandseparation.

Dersom V/C -Tallet er større end 0,35–0,45 (varierende med Cement-sorten og størst for de finest malede), vil den rene Kitmasse ved Henstand i et Glas udskille Vand foroven, saaledes at den resterende Kitmasse netop har et V/C , som ovenfor anført.

Dette Fænomen benævnes Vandseparation (engelsk: *bleeding*) og kan ogsaa forekomme, naar Kitmassen indgaar i en Betonblanding, hvor det giver Anledning til Vandsamlinger, dels paa Overfladen, dels inde i Betonmassen under de grovere Korn.

Vandseparationen optræder dog først i Betonmassen ved større V/C -Tal end de ovenfor angivne, da noget af Vandet medgaar til at danne Hinder om Tilslagsmaterialerne. Særlig virksomme til at binde Vandet paa denne Maade er de fine Partikler i Sandomraadet (*Fillerregistret*), som derfor ved stor Vandtilsætning og ved mager Beton bør forefindes i særlig Grad.

§ 40. BETONENS STØBELIGHED

Ved en Betonmasses Støbelighed forstaas dens Evne til i det givne Tilfælde at danne en tæt, homogen Beton, der helt udfylder Formen og omhyller eventuel Armering.

Det er en Egenskab, som skal afpasses efter Omstændigheder som Udstøbnings- og Komprimeringsmaaden, Støbeformens Snæverhed, Armeringens Tæthed o. s. v., og et Kriterium for om Støbeligheden er passende er, om den i Betonmassen under Blandingen indførte Luft kan uddrives. Man regner, at 20–30 Liter tilbagebleven Luft pr. m³ kan tolereres¹⁾.

Støbeligheden kan henføres til tre Egenskaber, nemlig *Konsistens*, *Sammenhæng* (Sejghed) og *Bearbejdelighed*, hvoraf kun den første kan talmæssigt bestemmes, medens de to andre bedømmes ved Besigtigelse eller ved en Prøvestøbning.

a. Konsistensen.

1. Maaling af Konsistensen.

Der findes mange forskellige Metoder til Bedømmelse af den nyblandede Betons Konsistens. Her skal dog kun omtales tre, nemlig *Sætmaalsprøven*, *Rystebordsprøven* og *Vebepøven*, som er de i Skandinavien mest anvendte.

Sætmaalsprøven.

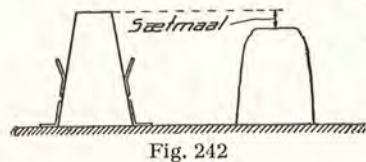
Sætmaalsprøven er den enkleste af Prøverne og udføres med en cirkulær Bliktragt som vist paa Fig. 242.

Højden er 30 cm, Diameteren forneden 20 cm og foroven 10 cm.

¹⁾ Ved stærk Komprimering, som f. Eks. ved Beton-Vejbaner, kan man komme ned paa omtrent 0 Liter tilbagebleven Luft.

Tragten sættes paa et tæt Underlag og fyldes med Beton i tre à fire Lag, idet hvert Lag komprimeres med 25 Stød med en kort Rundjernstang. Herefter løftes Tragten lige op. Betonkeglen synker derefter mere eller mindre sammen, og *denne Nedsynkning benævnes Sætmaalet* og er desto større, jo mere plastisk Betonen er.

Prøven er ikke særlig god, dersom Stenene i Blandingen er over 24 mm, og for de stiveste (jordfugtige) Blandinger sker der overhovedet ingen Sætning. Der bør altid udføres mindst 2 à 3 Prøver.



Rystebordsprøven.

Rystebordsprøven udføres med et lille Søjlebord (Fig. 243), der kan løftes op for derefter at falde frit 12,5 mm, idet denne Bevægelse udføres ved Hjælp af en Excentrik, der drejes af et lille Haandsving.

Paa Bordet udstøbes og stemples Betonen i en konisk Form (Højde 15 cm, Diameteren forneden 30 cm og foroven 20 cm), og efter at have fjernet Formen rystes Bordet 25 Gange.

Forholdet mellem Middeldiameteren af Betonmassen efter Rystningen og de oprindelige 30 cm er da *Rystebordsværdien*.

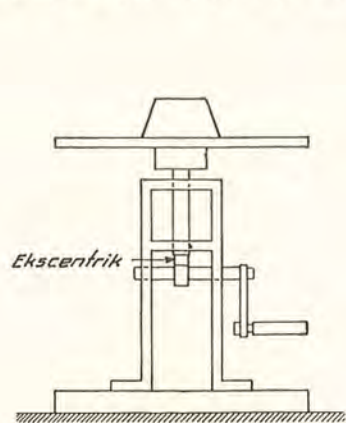


Fig. 243. Rystebord.

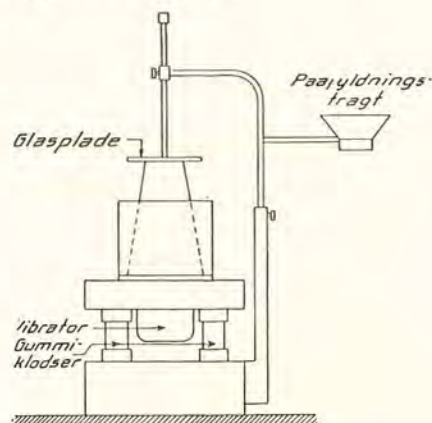


Fig. 244. Vebe-Apparat.

Ved Besigtigelse af den rystede Betonprøve kan man faa gode Oplysninger om de øvrige Egenskaber vedr. Støbeligheden, saasom Sejghed, Mørtelindhold m.m.

Vebeprøven.

Vebeprøven udføres med et Apparat som vist paa Fig. 244. Det be-

staar af et Bord, der, opstillet paa fire Gummiklodser, kan vibreres med en paa Undersiden anbragt elektrisk Vibrator med 0,4–0,5 mm Amplitude og en Frekvens af ca. 3000 Svingninger pr. Minut. Paa Bordet staar en 20 cm høj Spand med 24 cm Diameter. Den vibrerende Del af Apparatet vejer 63 kg.

I Spanden stilles en Tragtmage til den, der anvendes ved Sætmaalsprøven, og denne udstøbes med Beton. Efter at Tragten er fjernet, svinges en vandret Glasskive med 20 cm Diameter hen over Spanden og sænkes ned paa Betonen. Op fra Glaspladen er fastgjort en lodret Stang, der er lodret styret i et Stativ udgaaende fra Bordet, hvorved Glaspladen frit kan følge Betonens Sammensynkning.

Herefter kan Vibrationen tage sin Begyndelse, og man maaler nu det Antal Sekunder, det varer, inden Betonen er sunket saa meget sammen, at Glaspladen helt er i Berøring med Betonen. Dette er et Maal for Konsistensen og betegnes ved *Vebe-Grader* (burde egentlig hedde Vebe-Sekunder).

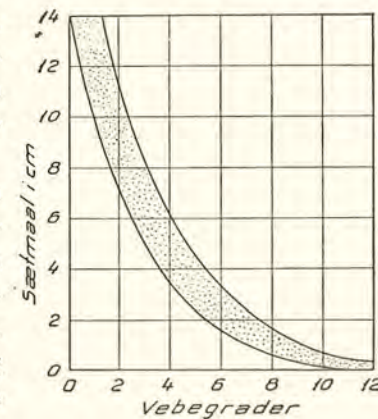


Fig. 245

Denne Prøve supplerer Sætmaalsprøven udmærket, idet den navnlig udskiller de jordfugtige Betoners Konsistens, medens den er mere usikker for de meget plastiske Konsistenser.

Paa Fig. 245 er angivet Sammenhængen mellem Sætmaal og Vebe-Grader efter nogle svenske Forsøg, hvilket nogenlunde svarer til, at:

1– 2	Vebe-Grader	lig	15–10	Sætmaal,
2– 3	–	–	10– 6	– ,
3– 5	–	–	6– 3	– ,
5–10	–	–	3– 0	– ,
10–40	–	–	0	– .

Groft regnet svarer en Variation paa ± 1 Vebe-Grad til ∓ 2 cm Sætmaal for de til Jernbeton almindeligvis anvendte Konsistenser.

2. Konsistensens Betegnelse.

Man skelner (se *Jbfn.*) mellem følgende Konsistenser af Betonmassen:

Elementær Jernbeton.

Jordfugtig:	0- 3 cm Sætmaal.
Stiv plastisk:	3- 6 - - .
Plastisk:	6-10 - - .
Tykflydende:	10-15 - - .
Flydende:	> 15 - - .

b. Sammenhæng (Sejghed).

Naar den blandede Beton overføres til Støbeformen, maa der ikke ske nogen *Separation* i dens Bestanddele, saaledes at den ved Blandingen opnaaede Homogenitet gaar tabt, den maa ikke »*afblendes*«.

Dette søges undgaaet for det første ved at lade Transport og Indfyldning i Støbeformen foregaa paa en saadan Maade, at der ikke er Betingelser til Stede for Afblanding, og dernæst ved at sammensætte Betonmassen paa en saadan Maade, at den besidder en passende Sammenhæng og Sejghed. Dette er særlig vigtigt, naar man anvender meget plastiske Blandinger.

For at opnaa Sejghed, maa Betonmassen indeholde en passende Mængde fine Materialer, idet Korn over 0,5 mm ikke bidrager væsentligt til Sejgheden. Man regner her med, at man bør have et Indhold paa ca. 13-17% efter Rumfang af Partikler under 0,125 mm, heri medregnet Cementen. Først ved et Cementindhold paa ca. 400 kg pr. m³ vil denne alene udgøre ca. 17%, og man maa derfor have noget Filler-sand i Tilslagsmaterialerne og mest ved de cementfattige Blandinger. Et mindre Lerindhold kan derfor være heldigt.

Gaar man paa den anden Side højere op end 17%, bliver Betonmassen let for klæbrig, saaledes at den hænger i Redskaber etc.

Til særlige Formaal, f. Eks. Undervandsstøbning, hvor Sejgheden er særlig paakrævet, bør man bruge særlig stort Indhold af de fine Materialer.

Om Betonmassen har tilstrækkelig Sejghed kan konstateres ved at besigtige en Prøveblanding.

c. Bearbejdigheden.

Ved Betonmassens Bearbejdighed forstaaes dens Evne til at falde sammen i Formen, omhulle Armeringen og afgive sit Luftindhold.

Som tidligere nævnt maa Luftindholdet ikke gerne være over 2-3%, og dette kan opnaas dels ved at anvende en Betonmasse, som i sig selv let falder sammen, dels ved en kraftig Bearbejdning (f. Eks. Vibrering).

Konsistensen har en stor Indflydelse paa Støbeligheden og maa afpasses efter Konstruktionernes Art (snævre eller vide Støbeforme, tæt

eller aaben Armering, etc.) og efter Bearbejdningen (Haandstampning, Vibrering, etc.).

Jbfn. giver her som Rettesnor:

Tabel VIII.

Maksimale Sætmaal i cm:	Ved Haandstampning	Ved Vibrering
Tynde, tætarmerede Bygningsdele.....	15	8
Tynde, uarmerede eller tykkere, aabent armerede Bygningsdele samt Plader o.l..	12	5
Tykke, uarmerede Bygningsdele	10	5
Store, uarmerede Betonmasser	8	5

De Faktorer, der i øvrigt har Indflydelse paa Bearbejdigheden, er følgende:

Kornkurvens Form indvirker paa den Maade, at en højt liggende Kurve giver god Bearbejdighed, men rigtignok ogsaa stort Vandbehov, medens det er omvendt for den lavtliggende Kornkurve. Det er navnlig Sandets Kornkurve, der præger dette Forhold.

Kornformen indvirker paa den Maade, at den gode Bearbejdighed falder fra de afrundede, kompakte Korn til de skarpe, flade og omtrent efter samme Skala som Vandbehovet stiger (se § 41). Den daarlige Kornform kræver saaledes en højere beliggende Kornkurve end den gode.

Man vil lægge Mærke til, at Kravet om god Støbelighed (højtliggende Kornkurve) og Kravet om stor Betonstyrke (lille Vandbehov, hvilket kræver lavtliggende Kornkurve) er i Strid med hinanden, og at dette kan udjævnes ved en effektiv Komprimering.

Alt for lavt liggende Kornkurver (f. Eks. *Fullers* Idealkurve) maa udskydes, fordi det er praktisk umuligt at gennemføre den dertil krævede Komprimering, medens alt for højt liggende Kurver maa udskydes, fordi de giver en for ringe Beton.

§ 41. BETONMASSENS VANDBEHOV

Vandtilsætning alene virker slet ikke paa Tilslagsmaterialernes Konsistens, først naar Cementen kommer til, faar man den Plasticitet frem, som er nødvendig.

Derimod indvirker det ikke ret meget paa Konsistensen, hvor stor Cementmængden er, naar den blot holder sig inden for de normalt anvendte Mængder, ligesom Cementsorten heller ikke har saa meget at betyde, selv om der er en Tendens i Retning af at faa større Sætmaal, naar Cementen er finmalet. Saa længe man holder sig til Cement med en specifik Overflade paa 1800–2000 cm² pr. g, kan man dog lade dette ude af Betragtning¹⁾.

Herefter afhænger Vandbehovet alene af Grovhestallet FM , Kornformen og det ønskede Sætmaal.

Med voksende FM bliver Vandforbruget pr. m³, V_{m^3} , mindre, hvoraf følger, at det gaar ned, naar Maximums-Kornstørrelsen gaar op. Kornformen indvirker paa den Maade, at Vandforbruget stiger i Rækkefølgen:

Afrundet, kompakt,	$K_f = \text{ca. } 0,$	} Se Formlen (91).
- stavformet,	$K_f = \text{ca. } 1,$	
- flad,	$K_f = \text{ca. } 3,$	
kantet, kompakt,	$K_f = \text{ca. } 5,$	
- stavformet,	$K_f = \text{ca. } 6,$	
- flad,	$K_f = \text{ca. } 7.$	

Sætmaalet vokser med voksende Vandtilsætning, idet 1 cm Forøgelse af Sætmaal kræver 2 til 4 l Vand pr. m³.

Følgende empiriske Formel kan give et Begreb om Vandbehovet (i Liter):

$$V_{m^3} = \frac{600}{FM} + K_f \cdot FM + 2,5 \cdot s + 20. \quad (91)$$

Her er s Sætmaalet i cm, og K_f er en Konstant, der afhænger af Kornformen (og maaske en lille Smule af Cementens Mængde og Formaling), og som kan tages som oven for angivet.

I øvrigt bestemmes Vandbehovet selvfølgelig nemt ved en Prøveblanding og Sætmaalsbestemmelse. Ved Prøver med forskellig Vandtilsætning kan Sætmaalskonstanten bestemmes.

V_{m^3} ligger normalt fra 170 til 230 l, og Doseringen af Vandet skal være ret nøjagtigt, idet allerede 5–10 l indvirker kendeligt paa Sætmaalet (og Styrken).

¹⁾ *Lyses Lov*: Grusets Vandbehov er ens for fed og mager Beton.

§ 42. BETONENS TRYKSTYRKE

a. Bestemmelse af Trykstyrken.

Man skelner imellem *den rene Trykstyrke*, der bestemmes ved Trykforsøg (i Reglen i en hydraulisk Presse) og *Bøjningstrykstyrken*, der bestemmes ved Bøjningsforsøg med overarmerede Bjælker.

Det er af Vigtighed, at Forsøgsbetingelserne er klart definerede og let producerbare i alle Enkeltheder (Blandingsforhold, Lagringstemperatur og -fugtighed, Lagringstid m.m.). Da der i Reglen er en Del Spredning paa Forsøgsresultaterne, bør der altid udføres flere Forsøg ad Gangen (mindst 2 à 3).

For Portland-Cement udføres Prøverne i Reglen 7 eller 28 Døgn efter Udstøbningen, for hurtighærdnende Cement indskydes ofte en 3 Døgn Prøve.

Trykprøverne udføres med *Terninger* eller *Prismer*, og Brudstyrken er en Del afhængig af, hvilken Størrelse og Form disse har.

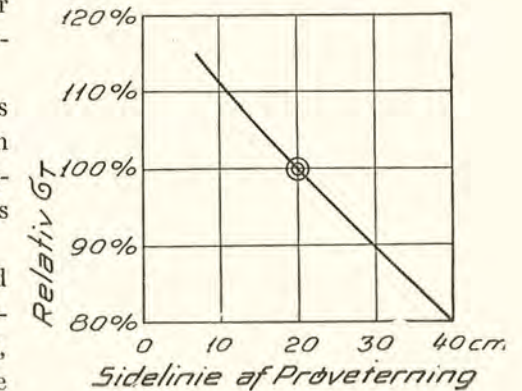


Fig. 246

Et Begreb om disse Forhold kan faas af Fig. 246, der viser Terningstyrkens Variation med Sidelinien (20 cm Terningen er sat til 100%) og Fig. 247, der viser Styrkens Variation med Forholdet mellem Prismets Højde og Sidelinie (Højde = Sidelinie er sat til 100%). Som det vil ses, vokser Styrken med aftagende Dimension og med aftagende Højde.

Det er ikke heldigt at bruge alt for smaa Prøvelegemer, og i hvert Fald bør den største Kornstørrelse ikke være større end $\frac{1}{6}$ af disses mindste Dimension. Prøvelegemerne bør støbes i afhøvede Jernforme. Støbes de i Træforme, maa der ske en Afretning af Endefladerne inden Prøvningen, og det samme gælder, dersom Prøverne udhugges eller udbores af eksisterende Betonkonstruktioner.

Bøjningstrykstyrken σ_B bestemmes paa Bjælker med saa stor en Trækarmering, at Betonen knuses inden Jernet flyder. For St.37 maa man derfor ikke komme op over 2000–2100 kg/cm². Trykstyrken bestemmes som Spændingen i den trykkede Kant paa Grundlag af de almindelige Bøjningsformler (*Navier*), idet man ser bort fra Betonens Trækspændinger, og den derved fremkomne Spænding er derfor rent formel. Prøvebjælkerne kan støbes i Træforme.

Om disse Tryk- og Bøjningsforsøg bestemmer *Jbfn.* følgende:

Til den løbende Kontrol skal Betonen til Prøvelegemerne udtages af den almindelige Produktion paa Arbejdsstedet og maa ikke tilberedes særskilt. Der bør udstøbes mindst 3 Stk. til hver Prøvning for hver paabegyndt 150 m³ armeret eller 300 m³ uarmeret Beton. Ønsker man saaledes f. Eks. at udføre baade 7 og 28 Døgn Prøven, skal der sam-

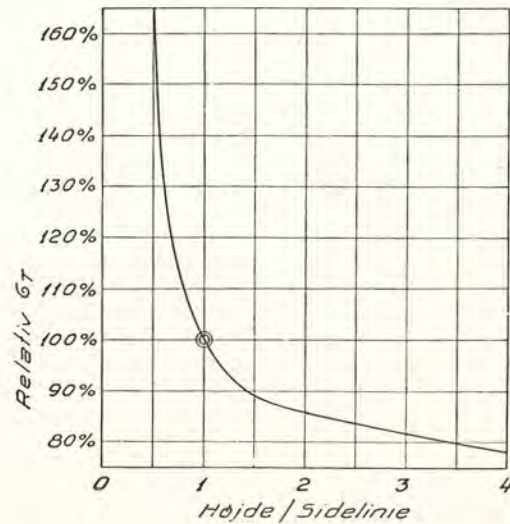


Fig. 247

tidig støbes mindst 6 Prøvelegemer. Bearbejdningen af Prøvelegemerne under Udstøbningen skal være saaledes, at Komprimeringen bliver den samme som i Bygværket. Prøvelegemerne skal beskyttes mod Vejrliget under Hærdningen. Det er tilladt at opbevare dem i et Rum med alm. Stuetemperatur. Prøvelegemerne til 7 og 28 Døgn Prøven skal holdes fugtige i henholdsvis 5 og 10 Døgn, hvis der anvendes Portland-Cement, og 4 Døgn i begge Tilfælde, hvis der anvendes hurtighærdende Cement.

Endvidere bestemmer *Jbfn.*, at Trykprøven skal udføres med 20 cm Terninger, og at de skal trykprøves paa et anerkendt Laboratorium.

Brudstyrken benævnes σ_T , 28 Døgn Styrken f. Eks. σ_{T28} .

Prøvejælkerne skal iflg. *Jbfn.* simpelt understøttede belastes med to lige store Kræfter i mindst 60 cm Afstand fra Understøtningerne. Dimensioner og Armering skal være saa rigelige, at Jernspændingen i Brudøjeblikket ikke overstiger 2050 kg/cm², og at Forskydningsspændingen i Betonen ikke overskrider 8 kg/cm².

Brudstyrken benævnes σ_B , for 28 Døgn Styrken f. Eks. σ_{B28} .

Hvis $\sigma_B \leq 400$ kg/cm², kan man anvende den paa Fig. 248 viste Anordning med 2 m lange Bjælker med 9 cm Bredde og 6,5 cm Højde, idet Jernenes Midte ligger $h_n = 5$ cm fra den trykkede Kant. Er $\sigma_B \leq 300$ kg/cm², anvendes 2 ϕ 12, er $\sigma_B > 300$ kg/cm², anvendes 2 ϕ 14.

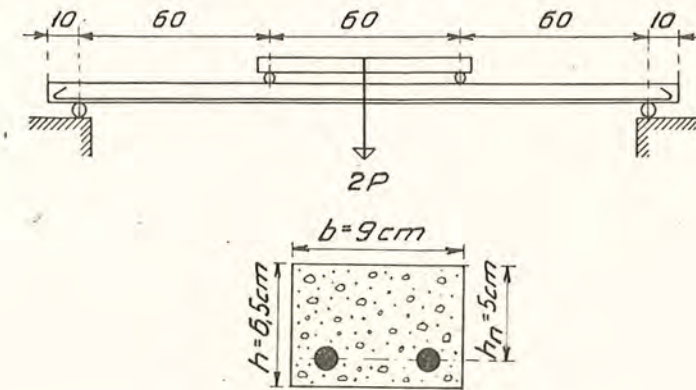


Fig. 248. Prøvejælke.

Til Lettelse ved Beregningen af σ_B kan følgende anvendes:

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

hvor 10 kg/cm² kommer fra Egenvægten, og hvor

$$\alpha = \alpha_0 - 0,37 (h_n - 5) - 0,1 (b - 9)^1,$$

$$\alpha_0 = \begin{cases} 1,01 & \text{for } 2 \phi 12, \\ 0,96 & \text{for } 2 \phi 14. \end{cases}$$

$2P$ er den samlede Belastning paa Bjælken, b og h_n maales i hvert enkelt Tilfælde paa Prøvejælken.

7 Døgn Styrken skal tjene til foreløbig Orientering, men 28 Døgn Styrken er den afgørende. Denne sidste Prøve kan dog udelades, dersom 7 Døgn Styrken er mindst 80% af det tilstræbte σ_{B28} . For flere samtidige Prøver skal Middeltallet være bestemmende.

Dersom $\sigma_B \leq 400$ kg/cm², kan man regne, at $\sigma_B = 1,25 \cdot \sigma_T$.

Medens Terningforsøgene i Reglen maa udføres paa et Laboratorium, kan Bjælkeforsøgene udføres paa selve Arbejdspladsen, saa selv om Prøveterningerne maaske maa foretrækkes som mere paalidelige, anvendes Prøvejælkerne dog mest.

¹⁾ Se ogsaa Glarbo: »Beton«, II. Bind, D.I.F.'s Arbejdsgruppe for Beton og Jernbeton, 1950.

b. Vandcementtallets Indflydelse paa Trykstyrken (Abrams Lov).

Det er eksperimentelt paavist af *Abrams* o. m. a., at Betonens Trykstyrke for en given Cementsort og givne Komprimerings-, Afbindings- og Prøvningsbetingelser saa godt som udelukkende afhænger af V/C -Tallet. Denne Sammenhæng er paa forskellig Maade angivet ved empiriske Formler (saaledes af *Abrams*, *Feret*, *Graf*, *Bolomey* o. m. a.).

Afsætter man $1 : V/C$ som Abscisse og Trykstyrken σ_B som Ordinat, faar man en Kurve som vist i Fig. 249. Denne Kurve, har Erfaringen

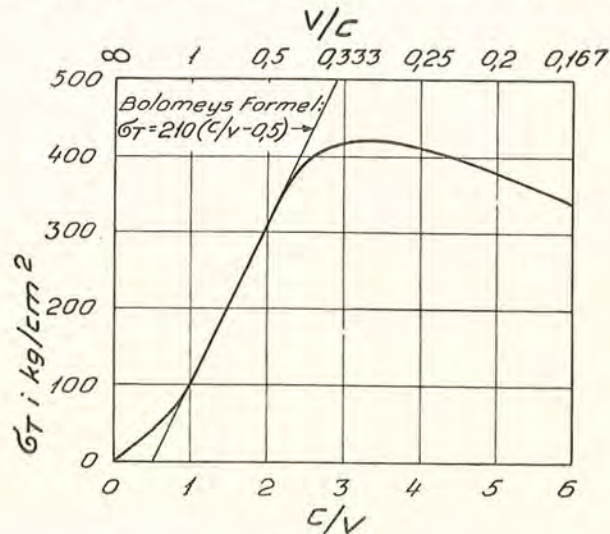


Fig. 249

vist, er meget nær en ret Linie paa Strækningen $V/C = \text{ca. } 0,4$ til $1,0$, og dens Forlængelse skærer Abscisseaksen i $C/V = 0,5$. Da dette V/C -Omraade netop er det, man sædvanligvis anvender i Praksis, kan Forholdet mellem σ_B og V/C angives ved (*Bolomeys* Formel):

$$\sigma_B = K_c (1 : V/C - 0,5), \tag{92}$$

hvor K_c er en Konstant. Da Formlen kun indeholder een Konstant, behøver man kun at bestemme eet Punkt af Kurven. Man bør altid bestemme dette Punkt som et Middeltal af flere Forsøg.

Suenson har sat Betonens Styrke i Relation til en Størrelse, som han kalder Kitmassetætheden, og som er:

$$T_k = \frac{C_r}{C_r + V + L} = \frac{0,32}{0,32 + (V + L) : C}, \tag{93}$$

hvor C_r , V og L er henholdsvis Cementens, Vandets og den i Betonen indeholdte Lufts »faste« Volumen.

Tager man Luften med i V/C -Tallet, kan dette skrives som $(V + L) : C$. For den i Praksis anvendte Beton kan man dog altid nøjagtig nok sætte $L = 0$ (for Betonmassen).

Som det vil ses af nedenstaaende, er der for de sædvanligt anvendte V/C -Tal næsten Proportionalitet imellem C/V og T_k , idet den første er omkring 4,6 Gange saa stor som den sidste. Man har nemlig:

$$\begin{aligned} \text{for } V/C &= 0,5 \quad 0,7 \quad 0,9 \\ \text{er } C/V : T_k &= 5,1 \quad 4,6 \quad 4,2. \end{aligned}$$

Vil man udtrykke Styrken ved T_k , faar man

$$\sigma_B = K_c \cdot \left(\frac{T_k}{0,32 (1 - T_k)} - 0,5 \right). \tag{94}$$

I øvrigt vil man bemærke, at det, naar man i Vandcement-Tallet tager Hensyn til eventuelt Indhold af Luft, giver fuldstændig det samme Resultat, hvad enten man bruger V/C eller T_k , idet disse to Størrelser er forbundet med Lign. (93).

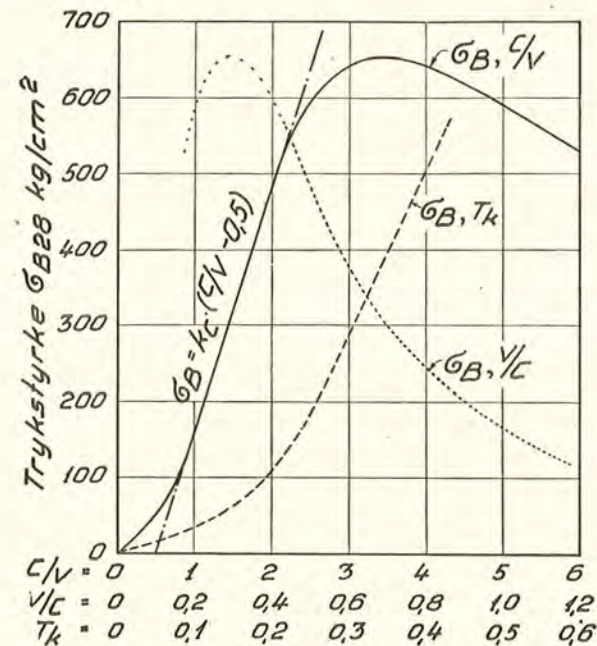


Fig. 250

V/C (evt. C/V) er imidlertid internationalt anerkendt og vil derfor være naturligt at anvende.

Paa Fig. 250 angives Trykstyrken med V/C , C/V og T_k som Abscisse.

Den gængse Forestilling, om at Betonens Styrke stiger omtrent proportionalt med Cementindholdet, har følgende Forklaring:

Et givet Tilslag har (§ 41) et konstant Vandbehov, som vi f. Eks. kan sætte til 170 kg. Bruger man nu 300 kg, henholdsvis 350 kg Cement, bliver:

$$\sigma_B = K_c (300/170 - 0,5) = 1,27 \cdot K_c = 300 \cdot 0,0043 \cdot K_c,$$

henholdsvis

$$\sigma_B = K_c (350/170 - 0,5) = 1,56 \cdot K_c = 350 \cdot 0,0044 \cdot K_c.$$

Med gode Materialer og veludført Beton kan de i Tabel IX angivne Terningstyrker σ_T (20 cm Terninger) forventes efter 28 Døgn ved Anvendelse af Portland-Cement.

Tabel IX.

Blandingsforhold		Største Stenstørrelse □ Masker mm	Terningstyrker σ_{T28}	
Efter Vægt: Cement: Samlet Tilslag	Efter Rumfang: Cement: Sand: Sten		Plastisk til halvflydende Beton.	Halvplastisk til plastisk Beton.
1 : 4,5	1 : 2 : 2	16	350 kg/cm ²	400 kg/cm ²
1 : 5,7	1 : 2 : 3	32	290 —	350 —
1 : 6,8	1 : 2½ : 3½	32	240 —	300 —
1 : 9,6	1 : 3 : 5	32	150 —	210 —
1 : 12,5	1 : 4 : 7	64	90 —	140 —
1 : 14,7	1 : 5 : 8	64	70 —	100 —

Tilsvarende Styrker kan forventes med hurtighærdnende Cement efter 7 Døgn, dersom samme Rumfangsblandingsforhold anvendes.

e. Betonens Styrkeforhold under Hærdningen.

Betonens Styrkeforhold under Hærdningen vil afhænge af flere forskellige Faktorer, nemlig: *Hærdningstiden*, *Temperaturen* og *Fugtighedsforholdene* under Hærdning og Prøvning.

Enhver Styrkeundersøgelse maa derfor være kædet til veldefinerede Forudsætninger vedrørende disse Forhold.

1. Hærdningstiden.

Betonens Trykstyrke vokser med Alderen, og denne Forøgelse bliver ved gennem mange Aar, idet den asymptotisk nærmer sig til en Værdi, der er omkring 150–200% af 28-Døgns Styrken. Det er dog en Forud-

sætning for Styrkeforøgelsen, at der findes en passende Mængde Fugtighed til Brug ved de kemiske Reaktioner.

Styrkeforøgelsen i de første 28 Døgn efter Udstøbningen har størst Interesse, idet denne i Reglen lægges til Grund for de tilladelige Paa-virkninger.

I Tabel X, der er meddelt af *E. V. Meyer*, er angivet Cementnormernes Krav, Resultatet af en stor Mængde Terningforsøg som foreskrevet i disse, samt Forsøg med Beton med $V/C=0,65$. I det sidste Tilfælde er desuden angivet den relative Styrke, idet 28-Døgns Styrken er sat til 100%.

Tabel X.

Terningstyrke kg/cm ²	1 Døgn	2 Døgn	3 Døgn	7 Døgn	28 Døgn	Anmærkning
Cementnormernes Mindstekrav: Portland-Cement	—	—	—	320	400 450	Vandlagring Vand- og Luftlagring
Rapid-Cement	—	—	300	320	400 450	Vandlagring Vand- og Luftlagring
Trykprobe efter Cementnormerne:						
Portland-Cement	180	280	330	420	500	Terninger med 50 cm ² Sideflade.
Rapid-Cement	330	430	470	530	600	
Beton med $V/C = 0,65$:						
Portland-Cement	40 16%	90 36%	120 48%	170 68%	250 100%	20 cm Terninger i Henhold til <i>Jbtn.</i>
Rapid-Cement	80 23%	150 43%	180 51%	260 74%	350 100%	

Man faar heraf Konstanten i *Bolomeys* Styrkeformel Lign. (92) (for σ_{B28}):

$$\text{Portland-Cement: } K_c = 250 \cdot 1,25 : (1/0,65 - 0,5) = 300 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Rapid-Cement: } K_c = 350 \cdot 1,25 : (1/0,65 - 0,5) = 420 \text{ kg/cm}^2.$$

Fig. 251 viser nogle Middelkurver, der giver et Begreb om de relative Styrker for Beton saavel før som efter 28 Døgns Hærdning, idet 28-Døgns Styrken er sat til 100%.

2. Hærdningstemperaturens Indvirkning paa Styrken.

Som altid ved kemiske Reaktioner vil ogsaa Cementens Hærdning fremskyndes ved voksende Temperatur.

Den Temperatur, man bruger som »Nulpunkt«, er sædvanligvis almindelig Stuetemperatur, altsaa 15–18°, og naar andet ikke er bemærket, er det (eller bør være) den, der ved Laboratorieforsøg har været til Stede under Hærdningen.

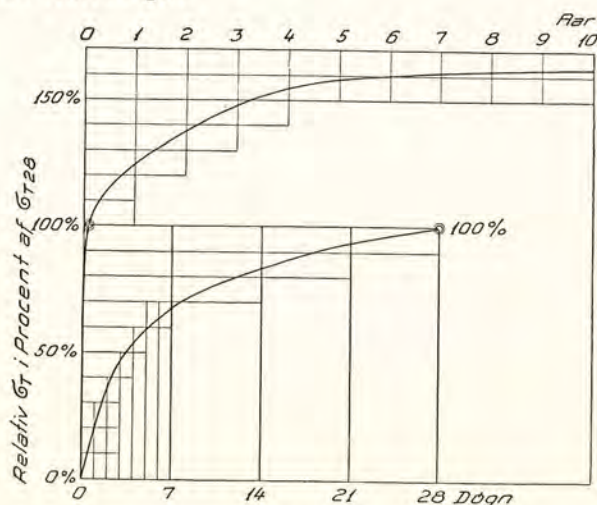


Fig. 251

En Temperatur under Frysepunktet vil forsinke Betonens Hærdning meget og vil i øvrigt have andre uheldige Konsekvenser, som nærmere omtalt under § 45 b.

Man kan i Temperaturintervallet 0° til +30° regne, at 28-Døgns Trykstyrken stiger eller falder med ca. 2% for hver Grad, Temperaturen stiger eller falder, idet Styrken ved Stuetemperatur er sat til 100%.

3. Styrkens Afhængighed af Fugtigheden.

Den største Styrke faas, naar Betonens holdes godt fugtig under Hærdningen og umiddelbart før Prøvningen tørres ud. Dette er Grunden til, at man i Cementnormerne foreskriver en 28-Døgns Trykstyrke paa mindst 400 kg/cm² ved Vandlagring og mindst 450 kg/cm² ved Vand- og Luftlagring.

At Hærdningen fremskyndes ved stor Fugtighed kommer af, at der i saa Tilfælde er rigelig Vand til de kemiske Reaktioner, og at en tør Prøve giver større Styrke end en vaad, er et Forhold, som man som bekendt ogsaa træffer ved Natursten.

Til Belysning af Forholdene skal angives nogle Tal fra Forsøg¹⁾, der alle refererer sig til 28-Døgns Trykstyrken.

Idet Styrken ved 28-Døgns Vandlagring og uden Udtørring er sat til 100%, bliver de relative Styrker:

28 Døgns Vandlagring og ingen Udtørring:	100%,
28 Døgns Vandlagring og Udtørring:	130%,
28 Døgns Luftlagring:	50%,
28 Døgns Luftlagring med efterfølgende Vandmætning af Proven:	45%.

Man ser heraf tydeligt, hvor vigtigt det er at have rigelig Fugtighed under Hærdningen, og dette gælder selvfølgelig ogsaa for Betonens Bygværkerne.

Desuden ser man, hvor vigtigt det er, at Lagringsforholdene er vel-definerede ved sammenlignende Laboratorieforsøg.

d. To- og treakset Trykpaavirkning.

Hidtil har der kun været tænkt paa een-akset Tryk. Ved to-akset Trykpaavirkning bliver Brudspændingen ikke mindre, og ved tre-akset Trykpaavirkning bliver den betydelig større.

e. Udmattelse ved gentagne Paavirkninger og ved Langtids-Belastning.

Ved gentagne Belastninger og Aflastninger vil Betonens kunne gaa i Stykker for en mindre Paavirkning end Brudspændingen for Eengangs-Belastning, og dette gælder saavel for Tryk som for Træk.

Udsvingsstyrken σ_U ($2 \cdot 10^6$ Lastvekslinger mellem Nul og σ_U) kan ifølge Forsøg regnes til 50–60% af Styrken ved kortvarig Eengangs-Belastning og med 10^5 Lastvekslinger kan regnes 70%.

Ved Langtidsbelastning vil Betonens gaa i Stykker for en Spænding paa 70–80% af Brudstyrken ved kortvarig Belastning, hvilket skyldes Krybningen (§ 44 d).

f. Eksempel paa Bestemmelse af Betonblandingen.

Der ønskes bestemt en Beton med $\sigma_{B28} = 350$ kg/cm². Der anvendes Portland-Cement med $\sigma_{B28} = 310$ (C/V = 0,5). Konsistensen skal svare til 10 cm Sætmaal. Sandets, Stenenes og de samlede Tilslagsmaterialers Kornkurve er angivet paa Fig. 232. Materialerne har kompakt, rund Kornform, og deres FM = 4,0. Maximums-Kornstørrelse er 24 mm, og

¹⁾ Gilkey: Proc. A. C. I. 1926.

Middelvægtfylden er 2,65. De komprimerede Materialers Rumvægt er 2,05. Der anvendes Haandstampning.

Af 310 ($C/V = 0,5$) = 350 findes $V/C = 0,63$, hvilket giver vandtæt Kitmasse ($V/C < 0,65$).

Vandbehovet udregnes af Lign. (91) til:

$$600/4,0 + 0 \cdot 4 + 10 \cdot 2,5 + 20 = 195 \text{ Liter,}$$

og ved en Prøveblanding med dette Vandindhold bestemmes Sætmaalet til 12 cm. Vandbehovet kan da nedsættes med $2 \cdot 2,5$ l til 190 l.

Cementforbruget er $190/0,63 = 300$ kg pr. m^3 Beton.

Hulrumsprocenten i Tilslagsmaterialerne er $100(1 - 2,05/2,65) = 22\%$, og Kitmassen skal da med 20% Overskud være mindst 264 l.

Cementen udgør $300 \cdot 0,32 = 96$ l, Vandet 190 l, Kitmassen 286 l > 264 l.

Kornkurven viser, at Tilslaget indeholder 4,3% under 0,125 mm, og regnes med ca. 1800 kg Tilslag pr. m^3 , udgør det $4,3 \cdot 1,8/2,65 = 2,9\%$. Lægges hertil for Cementen 9,6%, faas ialt 12,5%, hvilket er passende.

En Prøveblanding foretages, og denne viser, at Betonmassen, naar den haandstampedes, indeholder 3% Luft.

Pr. m^3 Beton gaar der da:

300 kg Cement:	$300 \cdot 0,32 = 96$ l
190 kg Vand:	= 190 l
1810 kg tørt Tilslag:	$1810/2,65 = 684$ l
Luft:	30 l
<hr/>	
2300 kg	1000 l

Naar Betonmassen er hærdnet og delvis udtørret, har det samlede Betonvolumen ikke ændret Rumfang, men Cementen har forbundet sig kemisk med $300 \cdot 0,24 = 72$ l Vand under en Rumfangsforøgelse af Cementen:

Man har da pr. m^3 Beton:

300 kg Cement:	} $96 \cdot \frac{50}{32} =$	150
72 kg bundet Vand:		
1810 kg Tilslag:		684 l
38 kg Fugt (f. Eks.)	}	166 l
+ Hulrum:		
<hr/>		
2220 kg		1000 l

Kornkurven viser, at der er 42% Sand, og Tilslaget deles da op i 760 kg Sand og 1050 kg Sten.

Betonens Porevolumen er $190 + 30 - 300 \cdot 0,20 = 160$ l (16%).

Den tørre Betons Vægt er $2300 - 190 + 300 \cdot 0,20 = 2170$ kg/ m^3 eller omtrent $(1000 - 160) \cdot 2,65 = 2220$ kg/ m^3 .

Vægtblandingen kan ogsaa angives som:

$$1 : 2,54 : 3,50, V/C = 0,63.$$

Idet man antager, at Rumvægten af løst læsset Sand og Sten er henholdsvis 1,25 og 1,53 (excl. Vægten af Fugtighedsindhold), bliver Rumfangsblandingen:

$$1 : (2,54 \cdot 1360 : 1250) : (3,50 \cdot 1360 : 1530), V/C = 0,63$$

eller

$$1 : 2,75 : 3,10, V/C = 0,63.$$

Udregning af Byggepladsmængderne:

Sandets og Stenenes Fugtighedsindhold regnes efter Vægt til henholdsvis 5% og 1%, hvortil svarer Rumvægtene $1250 \cdot 1,05 = 1310$ og $1530 \cdot 1,01 = 1550$. Blandemaskinen rummer 450 l løse Materialer.

Til 2 Sække (85 kg) Cement svarer $85 \cdot 0,63 = 53,5$ l Vand,

$760 \cdot (85/300) \cdot 1,05 = 225$ kg fugtig Sand

og $1050 \cdot (85/300) \cdot 1,01 = 300$ kg fugtige Sten.

Dette fylder løst maalt ca. $31 \cdot 2 + 225/1,31 + 300/1,55 = 430$ l og kan altsaa rummes i Blandemaskinen.

Idet man regner, at Tabet af Vand ved Fordampning under Transport og Udstøbning er 4%, og idet man korrigerer for den i Tilslaget indeholdte Vandmængde, skal der tilsættes Blandingen

$$53,5 \cdot 1,04 - 225 \cdot 0,05 - 300 \cdot 0,01 = 42 \text{ l Vand.}$$

Pr. Blanding skal altsaa anvendes:

2 Sække Cement, 225 kg Sand, 300 kg Sten og 42 l Vand.

Rumfangsblandingen er, naar man erindrer, at Rumvægtene for fugtig Sand og Sten er 1310 og 1550:

2 Sække Cement, 172 l Sand, 194 l Sten og 42 l Vand.

§ 43. BETONENS TRÆKBRUD- OG FORSKYDNINGSTYRKE

Der skelnes her mellem følgende Trækstyrker: *Den rene Trækstyrke*, *Forskydningstrækstyrken ved Bøjning*, *Bøjningstrækstyrken* og *Forskydningstrækstyrken ved Vridning*.

Det gælder om alle disse Styrketal, at de er betydelig mindre end Trykstyrken.

Der er ikke her i Landet normeret nogen Prøve til Bestemmelse af Betonens Trækstyrke (men derimod for Cementen, se § 36a. 6).

a. Den rene Trækstyrke.

Betonens Trækstyrke σ_D , bestemt ved rene Trækforsøg, er $1/8^{-1/20}$ af Trykstyrken. Den har en meget tilfældig Karakter med stor Spredning paa Forsøgsresultaterne, hvilket bl. a. skyldes Vanskelighederne ved at faa et centrisk Træk frem i Prøvemaskinen. Den er ogsaa stærkt afhængig af Prøvelegemets Form og Størrelse, idet Brudspændingen falder, naar Arealet stiger. Man skal derfor ikke bruge for smaa Prøve-

legemer¹⁾. I de senere Aar er der dog udviklet (af *Lalin*) en særlig Prøvemethodik, som sikrer en centrisk Overførelse af Trækket, og ved dennes Anvendelse synes Prøveresultaterne at blive væsentlig mere regelmæssige og at ligge omkring $1/10$ - $1/12$ af σ_T .

Da de rene Trækspændinger aldrig føres i Regning i Jernbeton ved den egentlige Styrkeberegning, har et nøje Kendskab til σ_D ikke saa stor Betydning.

Kun dersom man har Brug for at gennemføre Beregninger for at sikre sig imod Revnedannelse i Betonen, faar man Brug for σ_D , men da dette ikke berører Bygværkets egentlige Sikkerhed, kan man nøjes med et mere omtrentligt Kendskab og en mindre Sikkerhed.

σ_D stiger en lille Smule med Trykstyrken²⁾.

b. Forskydningstrækstyrken ved Bøjning.

Forskydningsspændingerne ved Bøjning giver som bekendt skraa Hovedtrækspændinger af samme Størrelse som Forskydningsspændingerne. Disse Trækspændinger kan give Anledning til Brud, og Kendskabet til dem er derfor af uhyre Vigtighed. Det er dog ikke saa forfærdelig mange Oplysninger, der foreligger om dette Spørgsmaal, naar man betænker dets Vigtighed.

Nogle af de nyeste Undersøgelser, der er gjort paa dette Felt, stammer fra Sverige, hvor »*De tekniska ämbetsverkens betongdelegerade av år 1940*» har udført Forsøg med Bjælker $15 \cdot 10 \cdot 80$, armeret med 3 σ 20 og belastet med en Enkeltkraft paa Midten.

Man fandt saaledes 28 Døgn Forskydningstrækstyrken ved Bøjning:

$$\begin{aligned} \sigma_{D,F} &= 19 \text{ kg/cm}^2 \text{ for } \sigma_T = 290 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{D,F} &= 22 \quad - \quad - \quad \sigma_T = 390 \quad - \quad , \\ \sigma_{D,F} &= 21 \quad - \quad - \quad \sigma_T = 420 \quad - \quad . \end{aligned}$$

Disse Tal svarer til Fremkomsten af de første Revner og svarer omtrent til:

$$\sigma_{D,F} = 0,035 \cdot \sigma_T + 7 \text{ kg/cm}^2. \quad (95)$$

Ved Brud var $\sigma_{D,F}$ omtrent det dobbelte, hvilket kan forklares derigennem, at det statiske System paa dette Stadium har ændret sig fra Bjælke til Bue, saaledes at Udregningen af $\sigma_{D,F}$ forsaavidt ikke har nogen Mening.

¹⁾ *Saliger* har (Der Eisenbeton 1920) fundet, at et Areal paa 100 cm^2 giver 21 kg/cm^2 , og at et Areal paa 400 cm^2 giver $17,5 \text{ kg/cm}^2$.

²⁾ Sml. Fodnote ²⁾ paa Side 241.

Jbfn. bestemmer, at de skraa Hovedtrækspændinger ikke maa være over $0,1 \cdot r_b$ og højst 9 kg/cm^2 , naar man ikke optager dem med Armering, og at de overhovedet ikke maa gaa op over $0,3 \cdot r_b$ og højst 27 kg/cm^2 . Disse sidste Bestemmelser er indsat for at hindre, at den Tendens, der er til Revnedannelse ved store, skraa Hovedtrækspændinger, ikke skal blive overdreven, selv om der findes Armering nok til at tage dem.

Vil man sammenholde disse Regler med de ovenfor nævnte Forsøg, har man, at for $\sigma_B = 370 \text{ kg/cm}^2$ er $\sigma_T = 370 \cdot 0,8 = 300 \text{ kg/cm}^2$ og $r_b = 81 + 0,18 \cdot 70 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ ¹⁾, hvortil svarer $\tau_{\max} = 9 \text{ kg/cm}^2$ og 27 kg/cm^2 henholdsvis uden og med Forskydningsarmering. Lign. (95) giver $\sigma_{D,F} \sim 18 \text{ kg/cm}^2$, hvilket giver Sikkerhed 2 i Forhold til 9 kg/cm^2 .

c. Bøjningstrækstyrken.

Bøjningstrækstyrken $\sigma_{D,Bj}$ bestemmes af M/W for uarmerede Bjælker, f. Eks. med Dimensionerne $15 \cdot 10 \cdot 80 \text{ cm}$ og er saaledes baseret paa en retliniet Spændingsfordeling. Da denne paa Træksiden er krum i Brudøjeblikket, er det kun en formel Spænding, den virkelige Brudtrækspænding er mindre. Den regnes ofte til det halve²⁾.

Nogle svenske Forsøg³⁾ synes at vise Berettigelsen heraf, idet man inden for de sædvanligt anvendte V/C -Tal har:

$$\sigma_{D,Bj} = 0,07 \cdot \sigma_T + 14 \text{ kg/cm}^2, \quad (96)$$

der netop er det dobbelte af det, man faar for $\sigma_{D,F}$ efter Lign. (95).

d. Forskydningstrækstyrken ved Vridning.

Ved Vridning er som bekendt Forskydningsspændingerne og de skraa Hovedtrækspændinger lige store.

Vridningsforsøg udført med uarmerede Prismer har vist, at Bruddet altid er et Trækbrud fremkaldt af Trækspændingerne og ikke et Forskydningsbrud.

Naar Forskydningsspændingerne $\sigma_{D,V}$ udregnes paa Grundlag af de af *Hookes* Lov udviklede Formler for Vridning, kan man paa Grund af den krumme Arbejdslinie ikke altid faa Overensstemmelse mellem

¹⁾ Se § 51a. 2.

²⁾ *De svenske Betonnormer (Tillägg Nr. 1 til ställiga cement- och betongbestämmelser av år 1934, Side 17)* bestemmer, at ved Gennemførelsen af en Undersøgelse vedr. Revnesikkerheden, skal man regne med følgende:

$r_b < 50 \text{ kg/cm}^2$: Tilladelig Trækbojningspaavirkning $0,70 \cdot r_b \text{ kg/cm}^2$,
 $r_b \geq 50 \text{ kg/cm}^2$: Tilladelig Trækbojningspaavirkning $0,30 \cdot r_b + 20 \text{ kg/cm}^2$.
 Rene Trækspændinger: Halvdelen heraf.

³⁾ Udført af *de tekniska ämbetsverkens betongdelegerade av år 1940*.

de beregnede Værdier og den rene Trækbrudstyrke σ_D . Hvis man korri-gerer for den krumme Arbejdslinie, faar man for:

$$\begin{array}{ll} \text{Massivt, rektangulært Tværsnit: } \sigma_{D,v} = 1,6 \text{ à } 1,7 \cdot \sigma_D, \\ \text{— cirkulært — : } \sigma_{D,v} = 1,4 \text{ à } 1,5 \cdot \sigma_D, \\ \text{rørformet — — : } \sigma_{D,v} = 1 \cdot \sigma_D, \end{array}$$

hvilket stemmer nogenlunde godt med Forsøg¹).

e. Forskydning.

Baade ved Undersøgelsen af Forskydnings-Trækspændingerne ved Bøjning og Vridning saa man, at disse, og ikke selve Forskydnings-spændingerne, fremkaldte Bruddet, og da Trækspændinger og Forskydningsspændinger i disse Tilfælde er lige store, kan man slutte, at Forskydningsstyrken er større end Trækstyrken.

Forsøg til Bestemmelse af Forskydningsstyrken er meget vanskelige at udføre, og de, der er udført, giver meget uoverensstemmende Oplysninger, hvilket er ganske naturligt, idet en ren Forskydningspaa-virkning uden forstyrrende Bivirkninger er umulig at etablere.

De Forsøgsresultater, der foreligger, svinger imellem $\tau_b = 0,25$ à $0,65 \cdot \sigma_T$.

Det eneste Sted, hvor man har Brug for Forskydningsstyrken, er ved Gennemlokning med svære Enkeltkræfter, og her kan man i Reglen altid holde dem under de tilladelige Hovedtrækspændinger, men at gaa op til f. Eks. det dobbelte vil ikke være uforsvarligt, naar der ikke findes Støbefuger i Snittet.

§ 44. BETONENS DEFORMATIONSFORHOLD

Betonens Deformationsforhold er et meget kompliceret Problem, som endnu kun foreligger opklaret i store Træk.

Det, der komplicerer Forholdene saa meget, er, at Deformationen ikke alene afhænger af de øjeblikkelige Tilstande, men ogsaa i væsentlig Grad af Betonens Fortid. En Deformationsopgivelse har saaledes ingen Mening uden i Forbindelse med passende Oplysninger herom.

Selv de Resultater, man faar ved Korttidforsøg, er paa virket af den

¹) Morsch: Der Eisenbetonbau, I. Bd., 2. Hæfte 6, Auflage, S. 303.
P. Andersson: A. S. C. E. Maj 1934.
P. Andersson: Journ. A. C. I. 1937.

Tid, de tager. Saaledes er det ved Ekstrapolation sandsynliggjort, at den Arbejdslinie, man vilde faa, dersom man kunde bestemme den paa uendelig lille Tid, vilde være retliniet i hvert Fald for Spændinger under ca. $\frac{1}{3} \cdot \sigma_B$, medens den i den Tid, som det er praktisk muligt at bestemme den i, allerede faar en krum Form.

Deformationerne kan opdeles i *Deformationer ved Belastning, Temperaturvariationer, Svind og Krybning*.

a. Betonens Deformationer ved Belastning.

1. Tryk.

Betonens Trykarbejdslinie for kortvarig Eengangs-Belastning følger, som lige anført, ikke Hookes Lov, men har tværtimod en Krumning

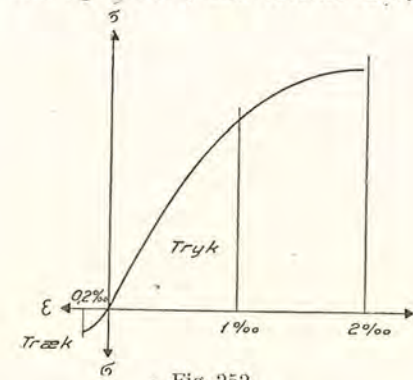


Fig. 252

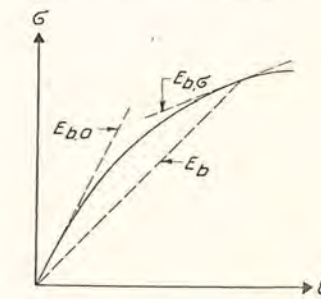


Fig. 253

lige fra Begyndelsen (Fig. 252). Svarende hertil skelner man mellem flere forskellige Elasticitetskoefficienter (Fig. 253).

Udgangselasticitetskoefficienten $E_{b,0}$ er Tangenten til Arbejdslinien i Begyndelsespunktet og kan i Henhold til Roš udtrykkes ved den empiriske Formel:

$$E_{b,0} = 550000 \frac{\sigma_{\text{Prisme}}}{150 + \sigma_{\text{Prisme}}} \sim 550000 \frac{\sigma_T}{200 + \sigma_T}, \quad (97)$$

idet man har $\sigma_{\text{Prisme}} \sim 0,8 \cdot \sigma_T$. Formlen maa dog kun betragtes som en grov Rettesnor. $E_{b,0}$ er for almindelig god Beton 300000–350000 kg/cm².

Retningskoefficienten E_b for Korden fra Begyndelsespunktet 0 til et vilkaarligt Punkt A paa Arbejdslinien er en anden Elasticitetskoefficient, og denne giver Betonens samlede Forkortelse ϵ ved Eengangs-Belastning til Punktet A, idet $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon$. For smaa Spændinger (til omkring $\frac{1}{3} \sigma_T$) er E_b meget nær lig $E_{b,0}$, for store Spændinger er den omkring Halvdelen af $E_{b,0}$.

Jbfn. bestemmer, at man skal regne med $E_b = 210000 \text{ kg/cm}^2$ for smaa Spændinger og 140000 kg/cm^2 for store Spændinger.

En tredje Elasticitetskoefficient er *Retningskoefficienten* $E_{b,0}$ for Tangenten til Arbejdslinien i det vilkaarlige Punkt A. Denne er omtrent lig $E_{b,0}$ ved smaa Spændinger og bliver nærmest Nul ved Brud.

Brudforkortelsen er $1,5-2,5\text{‰}$.

Ved Forsøg med Prismer har Granholm¹⁾ fundet en længere Tryk-arbejdslinie, (Fig. 254). Det første Stykke er som i Fig. 253, men derefter fortsætter Forkortelsen samtidig med, at Spændingen falder, og Brud indtræder først, naar Forkortelsen er $5-8\text{‰}$.

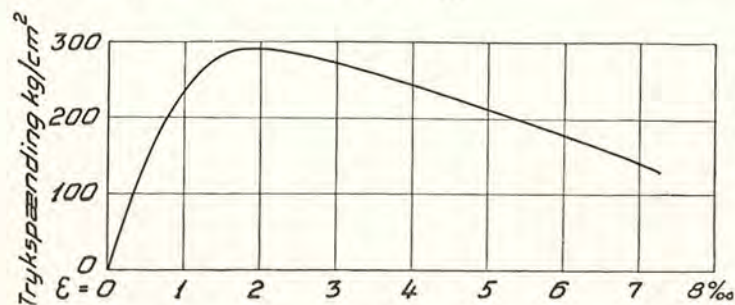


Fig. 254

En Del af Deformationen er blivende. For mindre Spændinger er den blivende Deformation ca. 10% af den samlede.

Ved gentagne Belastninger og Aflastninger op til en vis Spænding vil Deformationerne blive elastiske, og samtidig bliver Arbejdslinien retliniet omtrent med Retningskoefficienten $E_{b,0}$. Man kan herefter fastslaa den vigtige Egenskab, at Betonen under Brugen efterhaanden vil komme til at følge Hookes Lov.

2. Træk.

Træk-Brudforlængelsen for Beton er meget mindre end Tryk-Brudforlængelsen, idet den ligger omkring $0,1-0,2\text{‰}$, voksende med Trykstyrken (Fig. 252).

Udgangselasticitetskoefficienten $E_{b,0,Træk}$ er omtrent af samme Størrelse som $E_{b,0,Tryk}$.

Forholdet mellem Jernets og Betonens Elasticitetskoefficienter kan iflg. Jbfn. regnes som ved Tryk, altsaa $n=10$ for smaa Spændinger og $n=15$ for Brudstadiet, hvilket man kan faa Brug for, naar man vil

¹⁾ Granholm: En ny beräkningsmetod för armerad betong. Chalmers Tekniska Högskolas Handlingar Nr. 38, 1944.

beregne Trækspændingerne i Betonen for at sikre sig mod Revnedannelse (f. Eks. i Vandbeholdere).

3. Poissons Tal.

Poissons Tal kan regnes til 5 à 7 ved smaa Spændinger.

b. Temperaturdeformationer.

Betonens Temperaturudvidelseskoefficient kan være noget varierende omkring $0,000010$ og ligger saaledes nær ved Staalets ($0,000012$), saa der af den Grund kun kan fremkomme betydningsløse Spændinger i armeret Beton for sædvanligt forekommende Temperaturvariationer.

De danske Belastningsnormer $\text{DS} \text{ 410}$, § 20 foreskriver, at man normalt skal regne med en ensartet Temperaturvariation paa $\pm 15^\circ$, og at Temperaturforskellen mellem en Konstruktionsdel, der ligger i Solen, og en anden, der ligger i Skyggen, skal regnes til 10° .

Ved Husbygningskonstruktioner vil man i de statiske Beregninger sjældent behøve at tage Hensyn til Temperaturen.

c. Svind.

Dersom Beton efter Udstøbningen henligger ubelastet i Luften, vil der foregaa en Skrumpning (Svind), som er desto større, jo mere Lejlighed der er for Betonen til at tørre ud, og ved Henlægning i Vand vil der foregaa en Udvidelse (Svulmning).

Den første Del af Svindet, der menes at fremkomme ved en Udtørring af Cementens Forbindelser, er *irreversibel*, medens den senere Del er *reversibel*, saaledes at den forsvinder, naar Betonen tilføres Fugtighed, og atter fremkommer, naar en Udtørring finder Sted.

Det synes, som om stort Indhold af C_3A i Cementen fremmer Svindet noget, ligesom en stor Formalingsfinhed har samme Virkning. Cementmængden har ingen væsentlig Indflydelse paa Svindet, derimod øges det kraftigt med stigende Vandtilsætning.

Svindet er ved Laboratorieforsøg maalt (liniært) til ca. $0,5\text{‰}$, men vil i de virkelige Konstruktioner være betydelig mindre, maaske kun $1/3$.

Under Udførelsen søges Svindet modvirket ved at holde Betonen fugtig i den første Tid efter Udstøbningen.

$\text{DS} \text{ 410}$, § 20 foreskriver, at Svindet skal sidestilles med et Temperaturfald paa 15° , men at det aldrig maa regnes til Gunst ved Spændingsberegningen. Ved Husbygningskonstruktioner vil man sjældent ved Spændingsberegningen tage Hensyn til Svindet.

d. Krybning.

Dersom et Betonprisme udsættes for et konstant Tryk, vil det straks sammentrykkes svarende til Elasticitetskoefficienten for Korttidsbelastning, og derefter vil Sammentrykningen vokse med Tiden, i Begyndelsen hurtigere, senere langsommere, og det vil først efter flere Aars Forløb falde helt til Ro, og først efter at Sammentrykningen er blevet flere (f. Eks. fire) Gange større end den, der fremkom straks. Dette Fænomen benævnes Krybning.

Det maa bemærkes, at man for at faa den egentlige Krybning maa korrigere den maalte Sammentrykning for den øjeblikkeligt fremkomne, elastiske Sammentrykning og for Svind.

Borttages Belastningen, vil en Del af Forkortelsen fra Krybningen atter efterhaanden forsvinde, men de nærmere Omstændigheder i Forbindelse hermed er endnu kun meget daarligt oplyst.

En stor Del af Krybningen, nemlig 40–50%, vil fremkomme i Løbet af en Maaned og 70–80% i Løbet af et Aar. Krybningen er praktisk talt færdig i Løbet af 3–5 Aar, men endnu efter 10 Aars Forløb har den været maalelig.

Med Hensyn til Krybningens Slutværdi, er Størrelsesordenen af denne 0,3–1⁰/₁₀₀ ved Laboratorieforsøg med smaa Prøvecylindre og med en Belastning af 50 kg/cm².

Alt iøvrigt lige er Krybningen omtrent proportional med Trykspændingen, i hvert Fald for Belastninger op til ca. $\frac{1}{3}$ af Brudbelastningen, men ved større Belastninger vokser den forholdsmæssigt mere. Ved en Belastning af 70–80% af Brudstyrken ved Korttids-Belastning vil den vokse, indtil Brud indtræder.

Krybningen aftager med Betonens Alder ved Belastningens Begyndelse. Eksempelvis har man fundet, at den relative Slutværdi af Krybningen var:

180%	naar	Betonen	var	1 Uge	gl.	ved	Belastningens	Begyndelse,
130%	–	–	–	2 Uger	–	–	–	,
100%	–	–	–	4	–	–	–	,
50%	–	–	–	12	–	–	–	.

Cementsorten indvirker paa den Maade, at de hurtigt hærdnende Cementser giver mindst Krybning. Forsøg har vist, at almindelig Portland-Cement ved Luftlagring gav ca. 3 Gange saa stor Krybning som hurtighærdnende Cement. Ved Vandlagring (under Trykforsøget) er Forskellen dog ikke saa stor.

Dersom Cementindholdet forøges, og V/C-Tallet holdes konstant, vil Krybningen forøges noget. Holdes derimod Konsistensen (d. v. s. Vand pr. m³ Beton) konstant, vil Krybningen aftage med voksende Cementindhold (d. v. s. aftagende V/C-Tal).

Man ser heraf, at stor Vandtilsætning forøger Krybningen ganske betydeligt, og deraf følger, at man for at faa lille Krybning skal bruge Tilslagsmaterialer med god Kornkurve, stort Grovhestal og gunstig Kornform.

Det er af stor Betydning for at opnaa en lille Krybning, at Afgang af Fugtighed fra Betonen er hindret. Et Forsøg har vist, at Krybningen ved 100% Fugtighed i Luften kun er Halvdelen af den ved 70% Fugtighed og kun Trediedelen af den ved 50% Fugtighed.

Man vil lægge Mærke til, at lille Krybning fremkommer ved de samme Faktorer, som giver en stor Trykbrudstyrke, og man kan derfor som en Tilnærmelse ved mindre Spændinger σ sætte Krybningen proportional med σ/σ_B .

Krybningen forefindes ogsaa ved Træk og menes at følge de samme Love som ved Tryk, men disse Forhold foreligger endnu kun daarligt oplyst.

Vedrørende Krybningens Indvirken paa de virkelige Bygværker skal først nævnes, at allerede Laboratorieforsøg har godtgjort, at større Prøvestykker giver mindre Krybning end mindre. Eksempelvis har en 25 cm Cylinder givet ca. 60% mindre end en 15 cm Cylinder, og Forklaringen herpaa er muligvis, at det lille Prøvestykke er mere udsat for Udtørring.

I alt Fald kan man ikke uden videre slutte fra Laboratorieværdierne til Praxis, men visse Observationer tyder paa, at Krybningen er betydelig mindre i de virkelige Bygværker.

Da Krybningen foregaar saa langsomt, er det kun den hvilende Belastning samt langvarigt virkende, tilfældig Belastning, der har Betydning i denne Forbindelse.

Som nævnt er Krybningen størst for den friskstøbte Beton, og man maa derfor ikke belaste sine Konstruktioner for tidligt, altsaa bør man f. Eks. lade Forskallingen staa saa længe som muligt, og dette gælder i særlig Grad Konstruktioner med stor Egenvægt og stor Spændvidde.

Ved trykarmerede Konstruktioner foregaar under Krybningen en uheldig Omfordeling af Belastningen fra Betonen til Jernet, som er meget betydelig, og som kan bringe dette helt op paa Flydespændinger. Navnlig ved Søjer har dette Forhold Betydning.

Ved statisk ubestemte Konstruktioner kan Krybningen foraarsage

en Aflastning af de stærkest paavirkede og en Belastning af de svagest paavirkede Dele.

Som man saaledes kan forstaa, er Krybningen en Egenskab, som baade kan skade og gavne.

Det maa iøvrigt erkendes, at der endnu er mange uopklarede Forhold vedrørende Krybningen, og dette gælder i særlig Grad, naar der forefindes Armering, saaledes at man endnu ikke udtømmende kan gøre Rede for og under Projekteringen tage Hensyn til dens Indvirkning paa Konstruktionerne.

For Nedbøjninger og andre Deformationer betyder Krybningen overordentlig meget, de kan forventes at blive flere Gange større end dem, man kan beregne ud fra Elasticitetsforholdene ved Korttids-Belastning¹⁾.

§ 45. DIVERSE FYSISKE OG KEMISKE EGENSKABER

a. Betonens Vandtæthed.

Det bør til at begynde med bemærkes, at fuldstændig Vandtæthed ikke eksisterer for Beton, den kan kun gøres saa tæt, at Vandgennemgangen eller Vandopsugningen er saa ringe, at den er uden praktisk Betydning.

Betonens Vandtæthed (*Impermeabilitet*) er een af de allervigtigste Egenskaber ikke alene, naar man skal bruge den til f.Eks. Vandbeholdere, men ogsaa ellers, idet den giver Beskyttelse for Armeringen mod Rust og hindrer Angreb fra Kemikalier, Frost etc. De daarlige Erfaringer, man tidligere har gjort med Betonkonstruktioners Holdbarhed, kan næsten alle henføres til Ukendskab til dette Forholds Vigtighed.

Midlerne til at opnaa Tæthed er allerede omtalt, men det skal gentages, at man skal have gode Tilslagsmaterialer, lille V/C-Tal og god Støbelighed, afpasset efter Komprimeringen. Danske Erfaringer gaar som allerede nævnt ud paa, at V/C-Tallet skal være under 0,65 for Portland-Cement og under 0,85 for Rapid-Cement. Man vil bemærke, at det stort set er de samme Krav, som maa opfyldes for at faa en stærk Beton.

Forsøg viser, at Vandtætheden stiger med Alderen og omtrent i samme Forhold som Styrken. Man bør derfor ikke udsætte Betonen

¹⁾ Undersøgelser vedr. Krybning er navnlig foretaget af *Davies, Dulron, Glanville, Lyse, Shank, Springer* og *Vogl*.

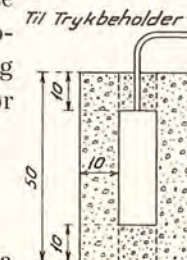
En mere udførlig Fremstilling findes i *Engelund: Brobygning II*, 2. Udgave. Se ogsaa *Dührkop: Bygn. tekn. Kursus*, Side 103, Kbh. 1940.

for Vandtryk, før den er ca. 4 Uger gammel, og desuden skal den holdes fugtig mindst 14 Dage efter Udstøbningen.

1. Vandtæthedsprøven.

Tæthedsprøven udføres ved at lade et Vandtryk paa 1–6 kg/cm² virke i længere Tid paa Overfladen af en Beton med en vis (f.Eks. 5 à 10 cm) Tykkelse under stadig Observation af Vandgennemsvivningen.

Prøven kan f.Eks. udføres med et hulcylindrisk Prøvelegeme af 50 cm Længde, udvendig Diameter 30 cm, Vægtykkelse 10 cm (Fig. 255). Det lukkes ved omhyggelig Tilstøbning i begge Ender, idet der i den ene Ende samtidig indstøbes et Tilførselsrør for Vandet. Støbehuden bør fjernes fra Betonens Overflade inden Prøvningen.



b. Betonens Frostbestandighed.

Man maa her skelne mellem Frostens Indvirken paa den frisk udstøbt Beton, paa Betonen, naar den binder af og hærder, og paa den hærdnede Beton.

1. Den frisk udstøbte Beton:

Naar den frisk udstøbte Beton hurtigt fryser helt igennem, inden den er begyndt at binde af, vil der i og for sig ikke ske andet, end at Afbinden udskydes, indtil den atter tør op.

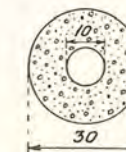


Fig. 255

Dette er dog et Tilfælde, som man formodentlig kan lade ude af Betragtning i Praksis.

2. Betonen under Afbinding og Hærdning:

Det farlige er, naar Frysningen sætter ind, efter at Afbindingen er begyndt, og inden den er saa langt fremskreden, at Sammenhængen er blevet stor, og den frie Vandmængde passende formindsket, idet Vandets Udvidelse under Frysningen vil sprænge den begyndende Sammenhæng, og derved forringe Betonens Kvalitet. Gentagne Frysninger og Optøninger under denne Periode kan ødelægge enhver Sammenhæng i Betonen.

Man maa derfor under Støbning i Frostvejr ved passende Foranstaltninger sikre sig, at Betonens Temperatur ikke kommer ned under Frysepunktet (helst ikke under 4°–5°), før Afbindingen og Hærdningen er passende fremskredet, hvilket kan opnaas i Løbet af 3–4 Døgn¹⁾.

¹⁾ Sml. § 30 f.

3. Den hærdnede Beton.

Gentagne Frysninger og Optøninger kan ogsaa skade den hærdnede Beton, hvilket giver sig Udslag i, at Overfladen afsprænges i større eller mindre Grad.

Det er klart, at den første Betingelse for at undgaa dette er, at Tilslaget i sig selv er frostsikkert, saaledes vil porøse Kalksten være skadelige og kan give Anledning til Afsprængninger.

Cementens kemiske Sammensætning har ogsaa Betydning, saaledes vil stort Indhold af Di- og Trikalciumpulver fremme Frostfastheden.

Det bedste Middel til at faa frostfaste Konstruktioner er dog at gøre Betonen tæt, saaledes at dens Indhold af Fugtighed er saa lille som muligt. Lokale Porositeter i Overfladen (Stensamlinger, daarlige Støbeskel etc.) er saaledes gode Angrebepunkter for Frosten og maa undgaaes ved omhyggelig Udførelse af Arbejdet.

Frostskader forekommer selvfølgelig særlig i Klimaer med hyppig Vekslen mellem Frost og Tø, især naar der ogsaa findes stor Fugtighed. Saaledes vil Vandgangslinien i Vandbygningskonstruktioner være særlig udsat.

Man er kommet ind paa at tilsætte Cementen visse Stoffer (*air entraining agents*), der har den Egenskab, at de danner ganske fine Luftporer i Betonen. Der anvendes f. Eks. Harpix (*Vinsol Resin*) og i en Mængde af fra 1 ‰ til 5 ‰ af Cementens Vægt. Herved opnaas en mere frostsikker Beton, sandsynligvis fordi de smaa Luftporer danner en Slags »Stødpude« for Frostens sprængende Virkning.

Trykstyrken bliver herved noget ringere, og navnlig gaar det ud over Adhæsionen mellem Beton og Jern, saa man kan nære Betænkelighed ved at anvende denne Beton til Jernbeton¹⁾.

Der findes forskellige Metoder til laboratoriemæssig Undersøgelse af Betonens Frostbestandighed, men om dem alle gælder det, at Resultaterne ikke altid samstemmer med Erfaringerne fra Praktis.

c. Betonens Egenskaber ved Varmepaavirkning.

1. Styrkeforhold ved Opvarmning.

Beton udført med Portland-Cement kan opvarmes til ca. 300° uden at Trykstyrken gaar væsentlig ned, forudsat at Tilslaget kan taale det, og dette er Tilfældet med det sædvanligt anvendte. Trækstyrken bliver derimod væsentligt mindre, og det samme gælder Elasticitetskoeffi-

¹⁾ Se ogsaa D. I. F.: Retningslinier for luftindblandet Beton.

cienten, der ved en Temperatur paa 300° er maalt til ca. $\frac{1}{3}$ og ved 700° til $\frac{1}{20}$ af Værdien ved Stuetemperatur¹⁾.

Er Betonen udført med Al-Cement, kommer der en Nedgang i Trykstyrken allerede ved en Opvarmning til 35°–40°.

Jbfn. bestemmer, at for de foreskrevne tilladelige Paavirkninger maa Beton udført med Portland-Cement ikke udsættes for højere Temperatur end 100° og udført med Al-Cement ikke højere end 35°, idet disse lavere Grænser er fastsat under Hensyn til Nedgangen i Styrke og Elasticitetskoefficient.

Varmeudvidelseskoefficienten kan regnes til 0,00001.

2. Brandsikkerhed.

Beton er, navnlig naar den ikke er nystøbt, udmærket til at modstaa Ildpaavirkninger, saaledes at den kan begrænse en Ildsvaade i brændbare Materialer, ligesom den, selv ved længere Tids Ildpaavirkning, i Reglen kun bliver ødelagt paa Overfladen.

Modstandsdygtigheden bliver endnu bedre, naar Betonen er passende armeret, og naar Jernene er dækket af et Betonlag paa 2 til 5 cm, mindst for store, plane Flader, størst for smaa Flader med mange Hjørner, f. Eks. Bjælker og Søjler, idet disse Betonlag i Reglen hindrer Jernet i at komme op paa saa store Temperaturer, at det mister sin Styrke. Ved stor Betondækning vil det være gavnligt at forsyne Overfladen med et Traadnet, der bindes ind til Hovedarmeringen, saaledes at Laget ikke kan bortsprænges af Varmen. Ved almindelige Bygninger plejer man dog herhjemme ikke at forøge Betondækningen udover det i § 15a angivne.

Det er af Betydning, at Konstruktionerne udformes med saa faa Hjørner som muligt, da disse er gode Angrebepunkter for Ilden. Ligeledes maa Armeringen være godt forankret, forsynet med Kroge og bundet sammen i Krydsningspunkterne, Ting som man alligevel altid gør i en veludført Jernkonstruktion. Jernene bør være saa spinkle som muligt, og Afstanden mellem dem ikke for stor. Allerede en 8 à 10 cm Jernbetonvæg vil virke stærkt begrænsende paa Ilden, og en 15 cm Væg vil inden for den Varighed af Ildpaavirkningen, som der normalt er Tale om, give fuldstændig Beskyttelse.

Hvor stærk Ødelæggelsen bliver af selve Jernbetonen afhænger selvfølgelig af mange Forhold, men i Reglen indskrænker den sig til overfladiske Ødelæggelser og Afskalninger.

¹⁾ Woolson: H. J. E. 1913.

I alle Tilfælde er Jernbeton det mest modstandsdygtige Byggemateriale mod Brand, man kender, og vil i Reglen give billige Forsikringspræmier.

d. Betonens Modstandsdygtighed overfor kemiske Angreb.

Der findes en Del kemiske Forbindelser, som virker ødelæggende paa Betonen i større eller mindre Grad.

Farligst er de *frie, uorganiske Syrer*, der selv i ganske tynde Opløsninger hurtigt og fuldstændigt ødelægger Betonen. Med *Eddikesyre* foregaar Ødelæggelsen noget langsommere.

Selv meget smaa Mængder *Sukker* i Cementen vil have en fuldstændig ødelæggende Virkning paa Betonen. Derimod skader en Sukkeropløsning ikke væsentligt den færdige Beton.

Derefter kommer *Kalcium-, Magnium-, Aluminium-, Jern-, Natrium- og Kaliumsulfat*. Havvand kan ogsaa være ret farligt, netop paa Grund af sit Indhold af Sulfater. Endvidere *Humus*.

Endnu mindre aktive er *kulsyreholdigt Vand, Mælkesyre, Garvesyre, Mælk og vegetabiliske Olier*.

Ganske ringe Virkning har *mineralske Olier, Natrium-, Kalium-, Kalcium og Magniumklorid*.

Alle andre almindeligt forekommende kemiske Forbindelser er uden ødelæggende Virkning.

Naar det ikke ligefrem drejer sig om den første Gruppe, de uorganiske Syrer og Eddikesyre, kan der gøres en Del til at forsinke og formindske Angrebet.

Det vigtigste Middel er at bruge en tæt Beton med en glat, uporøs Overflade, hvilket ogsaa er godt, naar kalkfattigt Vand forefindes, idet dette ved Gennemsivning vil opløse Kalken i Cementen. Angreb af Sulfatopløsninger (og Havvand) kan imødegaas ved at anvende sulfatfaste Specialcementer, heriblandt f. Eks. Moler-Cement. Desuden kan man beskytte Overfladen ved Flisebeklædning, Maling eller Overstrygning med Asfaltpræparater o.l.

§ 46. BETONKONTROL

Da man ved Fastsættelse af den Belastning, man vil byde Betonen, maa lægge særlig Vægt paa *Minimumsstyrken*, er det af Vigtighed, at man kan udføre en Beton, der fra Blanding til Blanding har den samme Kvalitet. Helt kan dette selvfølgelig ikke opnaas, dertil er der for mange

ukontrollable Faktorer til Stede, men jo bedre det lykkes, jo større kan man tage den tilladelige Paavirkning.

Et Middel til at opnaa en saadan Beton er at føre Kontrol med Fremstillingen under passende Anvendelse af den Viden om Problemet, som er angivet i de foregaaende Afsnit.

Kontrollen falder i to Afdelinger, nemlig i en *Forundersøgelse* omfattende Udvælgelsen af Materialerne og Bestemmelsen af Blandingsforholdet, samt en *løbende Kontrol med Produktionen*, der skal sikre, at det ved Forundersøgelsen fastlagte bliver overholdt.

Hvor meget man vil gøre ud af Kontrollen, afhænger af Bygværkets Størrelse og Betydning, men i de fleste Tilfælde kan man nøjes med følgende Retningslinier, som de er fastlagt i *Jbfn.* 16.

Klasse B: Sædvanlig Kontrol.

Sand og Sten maales efter Rumfang, naar Tørvægten af de Materialer, Maalene rummer, jævnligt kontrolleres ved Vejning. Cementen skal altid tilsættes enten i hele Sække eller efter Vægt.

Kontrol af Sand, Sten og Vand efter *Jbfn.* 5 og 6 kræves ikke gennemført, med mindre det drejer sig om Materialer, som efter et fagligt Skøn er tvivlsomme til Formaålet.

Kontrol af Cementen kan udelades, naar der anvendes anerkendte danske Fabrikater, som ikke har lidt Skade under Oplagringen.

Betonens Konsistens bør regelmæssigt kontrolleres. Betonens Styrke skal kontrolleres, og det tilraades, at der mindst udføres 3 Prøver for hver 150 m³ eller paabegyndt 150 m³ Beton.

Man kan se bort fra Kravene om de i *Jbfn.* Tabel 1, Punkt 7 angivne maksimale Vandcementtal for Jernbeton under Grupperne 3, 4 og 5, naar der anvendes Singelsbeton, hvis Sætmaal ikke overstiger 15 cm, og der anvendes en Minimumsmængde almindelig Portland-Cement pr. m³ Beton paa henholdsvis 300 kg, 275 kg og 250 kg. Ved Anvendelse af hurtighærdnende Portland-Cement kan Minimumsmængderne reduceres med 25 kg pr. m³ Beton.

Styrkeprøver af Jernet bør lejlighedsvis udføres, særlig ved omfattende Arbejder.

Klasse A: Skærpet Kontrol.

Byggepladsen skal overvaages af et teknisk kyndigt Tilsyn, der til enhver Tid foretager den nødvendige Kontrol saavel med Betonen som med Forme, eventuel Armering m. v.

Sand og Sten skal kontrolleres saa ofte, at man har rimelig Sikkerhed for, at de opfylder Bestemmelserne i Punkt 5, og for at Kornkurverne stemmer med Forudsætningerne for Betonens Egenskaber.

Vandet skal, hvor det er nødvendigt, kontrolleres, og Cementen bør kontrolleres ved passende Prøver.

Betonens Sammensætning og Egenskaber skal fastsættes forud og kontrolleres regelmæssigt. Dette gælder saavel Vandcementtallet, som Konsistensen og Terning- eller Bjælkestyrken.

Hvis Materialerne ikke afvejes direkte, skal Blandingsforholdet kontrolleres ved regelmæssige Vejeprøver.

Vand skal tilsættes ved nøjagtigt Maalekar eller lign.

Der skal udføres mindst 3 Prøvelegemer (Terninger eller Bjælker) for hver 150 m³ eller paabegyndt 150 m³ Beton, foruden mindst 6 Prøvelegemer til Forudbestemmelse af Betonens Styrke.

Jernet bør saa vidt muligt leveres med garanteret Flydespænding. Af Jern, der leveres med Garanti for de forudsatte Materialeegenskaber, bør der udføres en Træk- og en Bøjeprovning for hver 150 Stænger med 2 cm² Tværsnitsareal og derunder og for hver 100 Stænger med større Tværsnitsareal end 2 cm².

Med Jern, der leveres uden særlig Garanti, bør der udføres dobbelt saa mange Prøvninger.

Udmattelsesprøvninger, kemiske Undersøgelser o. lign. bør udføres i passende Antal.

Der skal føres regelmæssig Kontrol med Forskalling og Armering.

Ingen egentlig Kontrol.

Det kan tillades, at man ved underordnede Arbejder ikke foretager nogen egentlig Betonkontrol mod en Nedsættelse af de tilladelige Spændinger. Der henvises til *Jbfn.* 35 og 44.

7. Afsnit

JERNBETONENS STYRKE- OG DEFORMATIONS- FORHOLD etc.

Ved Styrkeberegning af Jernbeton efter de *klassiske Metoder* regner man med, at dette Materiale er et homogent Materiale, der følger *Hookes Lov*, og anvender de fra den almindelige Elasticitetsteori udledede Resultater, selvfølgelig med de Modifikationer, der følger af Forudsætningen, om at Betonen ikke kan optage egentlige Trækspændinger.

Disse Forudsætninger er dog ikke rigtige, selv ikke naar man holder sig under tilladelige Spændinger, idet bl. a. Kraftsammenspillet mellem Betonen og Jernet giver Virkninger, der baade lokalt og generelt forårsager helt andre Spændingsfordelinger end dem, man kan uddrage af Teorien. Fænomener som Svind og Krybning komplicerer Sagen yderligere.

Endnu mere grelt bliver dette Forhold, naar man befinder sig paa Brudstadiet, og man har derfor med dette som Udgangspunkt i den nyere Tid foreslaaet *andre Beregningsmetoder* for Snitkræfter (Plasticitetsprincippet) og Spændinger¹⁾, idet man ved Studie af Brudfænomenerne for de forskellige Konstruktionselementer har søgt at faa Overensstemmelse mellem Ligevægtsbetingelser samt Spændingsfordeling og Deformationer.

Det maa derfor være klart, at det ved Jernbeton i særlig Grad er nødvendigt ved Laboratorieforsøg etc. at skaffe sig et indgaaende Kendskab til Jernbetonens Forhold under Belastning og derpaa afpasse sit Beregningsgrundlag herefter, hvad enten man nu fortsat vil vedblive med at anvende den klassiske Spændingsberegning eller vil gaa over til nyere Metoder.

§ 47. ARMERINGENS FORANKRING OG STØDNING

Det er, som allerede fremdraget i Indledningen, aldeles afgørende for Jernbetonens Anvendelse i bærende Konstruktioner, at der findes Mulighed for at etablere en Kraftoverførelse mellem Beton og Jern (Jer-

¹⁾ En Antydning heraf er givet i § 14.

nets Forankring), idet dette bliver aktuelt dels ved den frie Ende af Jernet og dels, naar det skal stødes¹⁾.

Det er derfor naturligt, at man lige fra Jernbetonens Fremkomst har underkastet dette Forhold indgaaende eksperimentelle og teoretiske Undersøgelser.

Naar en Jernstang indstøbes i Beton, kræves der en vis Kraft til at

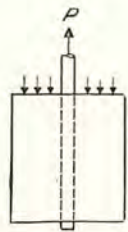


Fig. 256

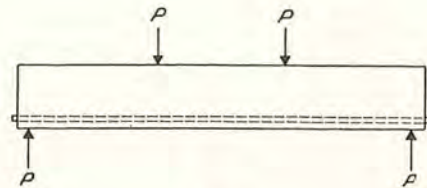


Fig. 257

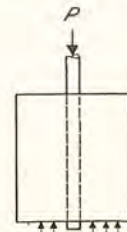


Fig. 258

trække eller trykke den ud, idet Adhæsion, Friktion og eventuelle Ujævnheder yder Modstand. Størrelsen af denne Modstand, som man sædvanligvis benævner »Adhæsionen« (τ_{adh}), varierer meget med Omstændighederne.

Ved Trækforsøg bruger man en Forsøgsanordning som vist i Fig. 256, hvor en Jernstang er indstøbt i en Betonklods eller som i Fig. 257, hvor Forsøgsobjektet er en Bjælke. Ved Trykforsøg anvendes en Betonklods som vist i Fig. 258. Sædvanligvis lader man den ubelastede Jernende rage et lille Stykke udenfor Betonen, saa man her kan komme til at maale Jernets Bevægelse i Forhold til Betonen.

Man plejer at udregne *Middelspændingen* $\tau_{adh,m}$, som faas ved at dividere Kraften i Stangens belastede Ende med Overfladen af den indstøbte Del af Stangen. Særlig Interesse har den Spænding $\tau_{adh,m}^0$, som svarer til Indledningen af Glidning i den ubelastede Stangende, samt Brudspændingen $\tau_{adh,m}^{max}$. Man har ogsaa ved nogle Forsøg²⁾ maalt Variationen af τ_{adh} langs Indstøbningslængden, men $\tau_{adh,m}^0$ og $\tau_{adh,m}^{max}$ karakteriserer i Reglen Forholdene tilstrækkeligt.

a. Rundjern.

1. Træk.

Adhæsionsspændingen for Rundjern, som den bestemmes ved Trækforsøg efter Fig. 256, har en meget varierende Størrelse, og dette gælder baade $\tau_{adh,m}^0$ og $\tau_{adh,m}^{max}$.

¹⁾ De praktiske Konstruktionsregler er angivet i § 15 c.
²⁾ Se Fodnote ¹⁾, Side 257.

De Faktorer, der bestemmer den, er Beskaffenheden af Jernets Overflade, Betonens Evne til at binde til denne og Jernets Tværdeformation. Trods ihærdige Anstrengelser er det dog desværre endnu kun i grove Træk lykkedes at faa disse Forhold opklaret, men man er dog kommet saa vidt, at man kan angive Konstruktionsregler, der kan forventes at give den fornødne Sikkerhed.

I Tabel XI er givet Resultaterne fra nogle af de nyeste Undersøgelser^{1) 2) 3)}.

Tabel XI.

σ mm	$\frac{l}{d}$	σ_{T28} kg/cm ²	$\tau_{adh,m}^0$ kg/cm ²	$\tau_{adh,m}^{max}$ kg/cm ²	$\frac{\tau_{max}}{\tau^0}$	$\sigma_j \cdot \frac{l}{d}$	
19*)	8	220	8,8	10,8	1,23	35	Wernisch
19	8	220	11,2	28,6	2,55	45	
12,7	12	230	12,6	25,6	2,04	50	
19	8	280	12,2	16,4	1,35	49	
19	8	410	12,6	21,6	1,72	50	
19	8	500	12,2	23,1	1,90	49	Gilkey, Chamberlin & Beal
19	16	210	38,5	43,5	1,13	154	
19	16	350	43,0	49,0	1,14	172	
9,5	27	210	41,2	41,2	1,00	165	
9,5	27	350	44,2	46,0	1,04	177	
16	10	150	8,0	9,5	1,19	32	Tengvik
	20		9,5	10,5	1,11	38	
	30		9,0	11,0	1,22	36	
16	10	300	10,5	15,0	1,43	42	
	20		10,5	12,5	1,19	42	
	30		12,0	17,0	1,42	48	

*) Poleret Overflade. Alle øvrige Overflader er med Valsehud.

¹⁾ Gilkey, Chamberlin & Beal: The bond stress between concrete and steel. Journ. A. C. I. 1938.

I denne Afhandling findes i øvrigt en Oversigt over Problemerne og en udførlig Literaturfortegnelse over amerikanske Afhandlinger om Emnet.

²⁾ Wernisch: Journ. A. C. I. Side 145, 1937.

³⁾ Tengvik: Betong, Side 285, 1941.

Som man vil se heraf, varierer $\tau_{adh,m}^0$ fra ca. 8 til ca. 43 kg/cm².

Tvæerdeformationen.

Ved Træk i Jernet vil *Tværkontraktionen* fjerne Jernoverfladen fra Betonen, og Adhæsionen maa da blive mindre. Et voksende Træk vil ophæve enhver Adhæsion, og Jernet vil trækkes helt ud, selv om det har en nok saa stor Forankringslængde og vil efterlade et glat Hul i Betonen. Om dette sker ved Jernets Flydning eller paa et tidligere

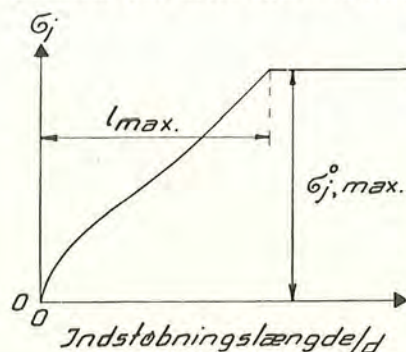


Fig. 259

Tidspunkt afhænger af mer eller mindre ukendte Omstændigheder.

Forankringslængden.

Af ovenstaaende ses, at der maa være en vis Forankringslængde l_{max} , særegen for de specielle Forsøgsbetingelser, hvis Overskridelse ikke vil betyde nogen Forøgelse af Trækket i Jernet. Hertil svarer en bestemt Jernspænding $\sigma_{j,max}^0$. Ved Betragtning af Tabel XI vil man se,

at med varierende l/d holder $\tau_{adh,m}^0$ sig nogenlunde konstant inden for den enkelte Forsøgsrække, i hvert Fald naar l/d er over 8.

Ved at sammenholde disse to Kendsgerninger kan man slutte, at $\tau_{adh,m}^0$ ganske pludselig bliver Nul ved en bestemt Tværkontraktion (et bestemt σ_j^0), og man maa saaledes faa en Sammenhæng mellem l/d og σ_j^0 som antydnet i Fig. 259. Dette bekræftes ogsaa af Forsøg¹⁾. Størrelsesordenen af l_{max}/d er ca. 25 à 50.

Med Hensyn til Størrelsen af $\sigma_{j,max}^0$ kan denne aldrig være væsentlig større end σ_F , men kan udmærket være mindre, og navnlig maa dette være Tilfældet ved Armering med høj σ_F . Man kan heraf se, at der maa være visse Vanskeligheder med at faa fuld Forankring for de stærkere Staalsorter alene ved Adhæsionen, og man bør derfor ved disse gaa over til at anvende Kamjern o.l.

Beskaffenheden af Jernets Overflade.

Wernisch' Forsøg (Tabel XI) viser, at $\tau_{adh,m}^0 = 8,8$ kg/cm² for poleret Jernoverflade imod 11,2 kg/cm² for Overflade med Valsehud.

Forsøg af Bach har vist, at dersom Overfladen er blevet ujævn af

¹⁾ Gilkey, Chamberlin & Beal: Journ. A. C. I. 1938.

Rust, kan man faa ca. 40% Stigning i Adhæsionen i Forhold til Overflade med Valsehud. Det er selvfølgelig en Forudsætning, at al løstsiddende Rust er fjernet.

Galvaniseret Jern binder godt til Betonen.

Fedt og Olie paa Overfladen bringer Adhæsionen ned omkring Nul og maa derfor omhyggeligt fjernes.

I Almindelighed maa man regne med, at Overfladen er med Valsehud.

Betonens Indvirken paa Adhæsionen.

Af Tabel XI vil man se, og det gælder for alle tre Forsøgsrækker, at Betonens Styrke kun betyder ganske lidt for Adhæsionens Størrelse.

Man har nemlig:

Tengvik: Stign. af σ_{T28} fra 150 til 300 kg/cm², Stign. af $\tau_{adh,m}^0$ ca. 20%,
Gilkey p. p.: Stign. af σ_{T28} fra 220 til 500 kg/cm², Stign. af $\tau_{adh,m}^0$ ca. 10%,
Wernisch: Stign. af σ_{T28} fra 210 til 350 kg/cm², Stign. af $\tau_{adh,m}^0$ ca. 8%.

I øvrigt skal man for at faa god Adhæsion bruge en god Cementkvalitet, gode Støbematerialer, lille V/C sammen med stærk Komprimering (ev. Vibrering) og fugtig Lagring.

Lodrette Jern faar større Vedhængning til Betonen end vandrette, hvilket kommer af, at Betonen ikke kan arbejdes saa godt op imod de liggende Jerns Underside, ligesom der ogsaa her er Tilbøjelighed til Vandsamlinger.

Dæklaget uden paa Armeringen maa ikke være for lille.

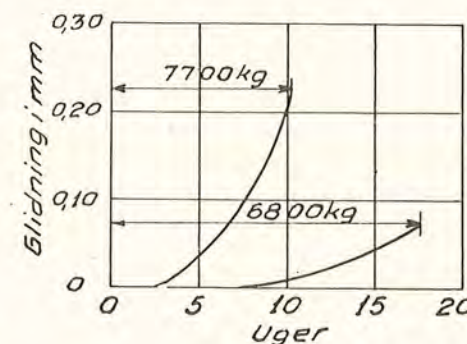


Fig. 260

Langvarig Belastning.

Ved langvarig Belastning vil Adhæsionen blive mindre med Tiden, og for en vis kritisk Belastning vil Glidningen fortsætte til Brud indtræder. Paa Fig. 260¹⁾ er saaledes vist, hvorledes en ganske ringe Forøgelse af Belastningen fremkalder en med Tiden stærkt stigende Glidning.

Endekroge.

For at forhindre, at Glidningen i Forankringen fortsætter til Brud,

¹⁾ Brown & Clark: Proc. A. S. T. M. 1931.

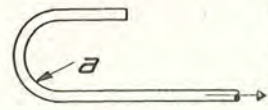


Fig. 261

anvendes Kroge eller Hager, der kan have de paa Fig. 46 angivne Former. Considère-Krogen er den bedste.

En Krog (Hage) vil ikke nævneværdigt ændre den Belastning, ved hvilken Glidningen i den ubelastede Ende indledes, men den vil, forudsat at Betonen ved Krogen ikke sprænges eller knuses, hindre, at Glidningen fortsætter. Der fremkommer nemlig (se Fig. 261, Pkt. a) ved Krogens indvendige Runding store Tryk- og Friktionskræfter, som modsætter sig, at Bevægelsen fortsætter.

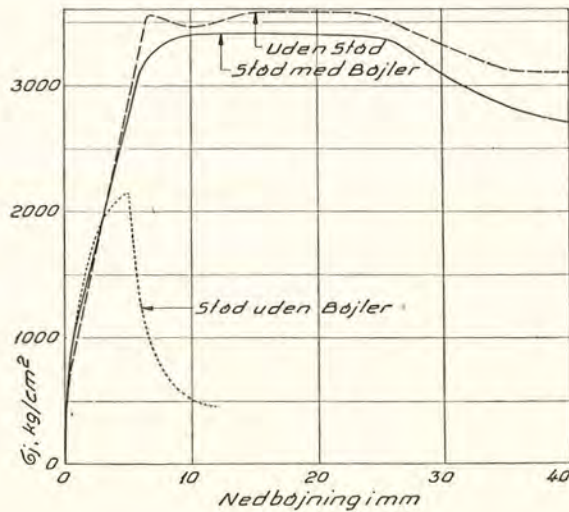
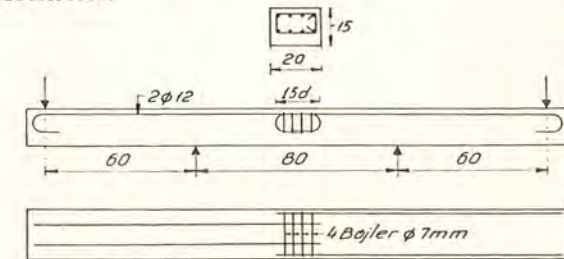


Fig. 262

Hvor meget Tværarmeringen paa Stødlængden betyder, ses af nogle Forsøg¹⁾ udført med Bjælker 15 · 20 cm, armeret med 2 φ 12 mm (Fig. 262) og støbt af Beton med $\sigma_{T28} = 186 \text{ kg/cm}^2$.

¹⁾ Suenson: Jernbeton, Side 335, Kbh. 1931.

Der blev udført tre Forsøg, nemlig med *Considère-Kroge uden Tværarmering*, med *Considère-Kroge med Tværarmering* og endelig med *gennemløbende Jern*.

Resultaterne fremgaar af Fig. 262. Som man ser, er der ingen nævneværdig Forskel paa gennemløbende Jern og Stød med Bøjler, medens Stødet uden Bøjler er meget daarligere baade med Hensyn til Styrke og Sejghed.

Det er derfor meget vigtigt, at Betonen har en god Trykstyrke afpasset efter Staalkvaliteten, og at Krogens sprængende Virkning er imødegaaet ved Forankring i rigelig Beton eller ved Tværarmering.

Hovedprincippet ved en Forankring med Krog er, at τ_{adh} skal være saa lille, at Krogen kun er at betragte som en ekstra Sikkerhed, der først træder i Virksomhed, naar Belastningen forøges væsentlig.

Overdækningsstød.

Ved Overdækningsstødet trækker man de to Jernender saa langt forbi hinanden, at det ene Jern er forankret, inden det andet holder op (Fig. 46), hvilket altsaa vil sige, at Overdækningslængden skal være lig Forankringslængden.

Da et Stød kan betyde en Svækkelse¹⁾, maa man ikke forsømme at sprede Stødene godt som Forskrifterne²⁾ angiver og desuden saa vidt muligt lægge Stødet i en Trykzone. Den paa Fig. 263 viste Anordning af Forskydningsarmering er saaledes daarlig, og et Stød i Midten af en

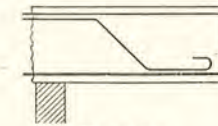


Fig. 263

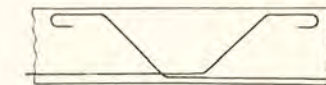


Fig. 264

Bjælke bør udføres som Fig. 264 angiver, dersom man ikke har en kraftig Bøjlearmning om Krogene.

2. Tryk.

Ved Trykforsøg efter Fig. 258 vil der ske en Tværuddvidelse af Jernet, hvorved Overfladen vil trykkes imod Betonen, og derved vil Adhæsionen forøges.

Det bemærkes, at en Svigten af denne Forankring ikke vil have saa farlige Konsekvenser, som Svigten af en Trækforankring.

¹⁾ Forsøg med Stød i Bjælkens Trækside har vist en Nedgang i Styrken til ca. 70%.
Se *Tengvik*: Betong, Side 301, 1942.

²⁾ Se § 15 c.

3. Jernbeton-Normernes Regler.

Træk.

Jbfn. bestemmer om Stød i Rundjern, at Jern under $\sigma \leq 12$ mm kan udføres uden Kroge. Er $r_j \leq 1500$ kg/cm² skal man mindst have $l = 50 d$.

Dette svarer til $\tau_{adh,m} \leq 1500 : (4 \cdot 50) = 7,5$ kg/cm², som i og for sig synes temmelig meget sammenholdt med Tabel XI.

At man afstaar fra Kroge ved de mindre Jern forklares ved, at for disse betyder Ujævnheder paa Overfladen og tilfældige Krumninger forholdsvis mere end for de sværere Jern.

Det kan dog anbefales som god Praksis, og dette gælder i særlig Grad Jern med høj Flydegrænse, at kroge Jern i hvert Fald helt ned til $\sigma 10$ mm, saa meget mere som Ekstraomkostningen herved kun er ringe.

Ved Jern over $\sigma 14$ mm skal man iflg. Jbfn. anvende Considère-Kroge og $l \geq 30 d + 10$ cm for $r_j \leq 1500$ kg/cm².

Denne Stødlængde svarer, naar Krogen medregnes, til ca. 44 d og saaledes til $\tau_{adh,m} \leq 1500 : (4 \cdot 44) = 8,5$ kg/cm².

Man ser ved Sammenligning med Tabel XI, at man med $\tau_{adh,m} \leq 8,5$ kg/cm² endnu har Chancer or at holde sig under $\tau_{adh,m}^0$.

Stødlængden multipliceres med $r_j/1500$, naar $r_j > 1500$ kg/cm².

Tryk.

For Trykjern skal man iflg. Jbfn. have $l \geq 30 d$ og behøver ingen Kroge.

Dette svarer for $r_b = 100$ kg/cm² og $n = 15$ til

$$\tau_{adh,m} \leq 15 \cdot 100 : (4 \cdot 30) = 12,5 \text{ kg/cm}^2,$$

heri ikke medregnet Kraftoverføringen ved Stangens Ende.

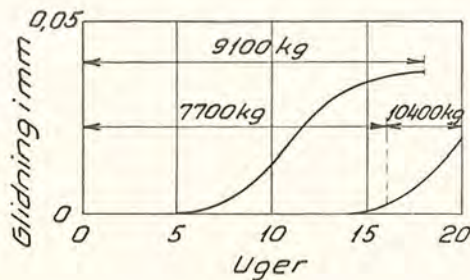


Fig. 265

b. Kamjern.

Paa Grund af Kammene er Forankringen af denne Armering ikke saa afhængig af Overfladens Beskaffenhed eller Tværdeformation og heller ikke saa meget af, om Jernene er indstøbt lodret eller vandret.

Heller ikke Langtids-Belastning er saa farlig, idet Faren for den med Tiden stærkt voksende Glidning, som findes ved Rundjern, ikke forekommer her (Fig. 265)¹⁾.

Endekroge anvendes sjældent ved Kamjern, da Kammene alene kan give Forankring nok.

¹⁾ Brown & Clark: Proc. A. S. T. M. 1931.

Det er af Vigtighed, at Betondækningen af Jernene er stor (ikke gerne under 1,5 d).

Saaledes gav nogle svenske Bjælkeforsøg udført af de tekniska ämbetsverkens betongdelegerade med 16 mm Kamjern i Beton med $\sigma_{T28} = 300$ kg/cm²:

Betondækning 1,0 d, $\tau_{adh,m}^0 = 22$ kg/cm², $\tau_{adh,m}^{\max} = 44$ kg/cm²,

Betondækning 1,5 d, $\tau_{adh,m}^0 = 36$ kg/cm², $\tau_{adh,m}^{\max} = 58$ kg/cm².

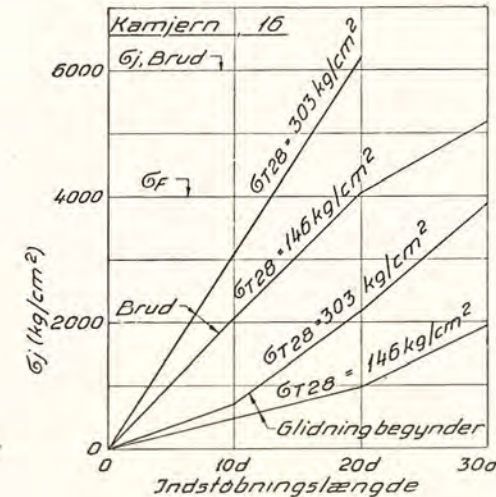


Fig. 266

1. Forankringslængden.

Nogle Trækforsøg¹⁾ med 16 mm svensk Kamjern har givet de paa Fig. 266 viste Resultater for Indstøbningslængderne 10 d, 20 d og 30 d.

Baade den første Glidning i den fri Ende og Brudstadiet er angivet for to Betonkvaliteter, nemlig for $\sigma_{T28} = 300$ kg/cm² og 150 kg/cm².

Som man ser, er der ved $\tau_{adh,m}^0$ omtrent Proportionalitet mellem σ_{T28} og σ_j , og $\tau_{adh,m}^{\max}$ er mindst 2,5 Gange større end $\tau_{adh,m}^0$. For $\tau_{adh,m}^0$ naas $\sigma_F (= 4000$ kg/cm²) for en Indstøbningslængde af 30 d for Beton med $\sigma_{T28} = 300$ kg/cm² og maa formodes naaet med $\sigma_{T28} = 150$ kg/cm² for Indstøbningslængden 60 d.

Man kan saaledes for Flydning i Jernet skrive Indstøbningslængden svarende til $\tau_{adh,m}^0$ som:

$$l = 2,25 \frac{\sigma_F}{\sigma_{T28}} \cdot d, \tag{97a}$$

hvortil svarer:

$$\tau_{adh,m}^0 = 1/9 \cdot \sigma_{T28}. \tag{97b}$$

¹⁾ Tengvik: Betong, 1941.

2. Jernbeton-Normernes Regler.

Træk.

Jbfn. foreskriver, at for $r_j \leq 2000 \text{ kg/cm}^2$ skal man have:

$$l \geq 40 \cdot \sqrt{\frac{\pi}{4} \cdot d^2} + 10 \text{ cm} = 36 d + 10 \text{ cm}.$$

Dette svarer til $l \sim 40 d$ og altsaa $\tau_{\text{adh},m} \leq 2000 : (4 \cdot 40) = 12,5 \text{ kg/cm}^2$. Lign. (97 b) giver for den almindeligst anvendte Beton ($\sigma_{T28} = 240 \text{ kg/cm}^2$), at $\tau_{\text{adh},m}^0 = 26 \text{ kg/cm}^2$, saaledes at der altsaa er rigelig Sikkerhed, nemlig $26/12,5 \sim 2,0$ og for Brud $2,0 \cdot 2,5 = 5$.

l forøges proportionalt med $r_j/2000$, naar $r_j > 2000 \text{ kg/cm}^2$.

Tryk.

Jbfn. foreskriver $l \geq 30 d$, hvilket for $r_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ og $n = 15$ svarer til $\tau_{\text{adh},m} \leq 12,5 \text{ kg/cm}^2$, heri ikke medregnet den direkte Kraft-overførelse ved Jernets Ende.

c. Istegjern.

Træk.

I Tabel XII er angivet Resultaterne fra nogle Trækforsøg udført efter Anordningen i Fig. 256 dels med Istegjern og dels med Rundjern¹⁾.

Tabel XII.

mm	$\frac{l}{d}$	σ_{T28} kg/cm ²	$\tau_{\text{adh},m}^0$ kg/cm ²	$\tau_{\text{adh},m}^{\text{max}}$ kg/cm ²	$\frac{\tau^{\text{max}}}{\tau^0}$	$\sigma_j^0 : \frac{l}{d}$
ø 12,7	12	210	15,1	24,6	1,63	60
		240	12,2	26,5	2,18	49
		350	22,4	43,5	1,94	90
		480	23,5	47,2	2,00	94
ø 12,7	12	230	12,6	25,6	2,04	50

Som man vil se, er der ikke megen Forskel paa $\tau_{\text{adh},m}^0$ for de to Jern-typer, idet de mindste Værdier begge ligger paa omkring 12 kg/cm^2 , og man bør derfor ikke for Istegjern gaa væsentligt ned under Forank-ringslængden for Rundjern.

¹⁾ Wernisch: Journ. A. C. I. 1937, Side 152.

For Forankring uden Krog foreskriver Jbfn. $l \geq 45\sqrt{F} + 10 \text{ cm} = 57 d + 10 \text{ cm} \sim 65 d$. Hertil svarer $\tau_{\text{adh},m} \sim 2000 : (4 \cdot 65) = 7,7 \text{ kg/cm}^2$.

For Forankring med Krog foreskriver Jbfn. $l \geq 25\sqrt{F} + 10 \text{ cm} = 32 d + 10 \text{ cm}$. Dette svarer maalt langs med Krogen til ca. $54 d$ og altsaa $\tau_{\text{adh},m} \leq 2000 : (4 \cdot 54) = 9,3 \text{ kg/cm}^2$.

Tryk.

Istegjern maa iflg. Jbfn. ikke medregnes som Trykjern, hvilket uden Tvivl er en noget streng Bestemmelse, hvis rigelig Tværrarmering fore-findes.

d. Vindeljern.

Idet den største Tværnsnitsdimension er D , kan man regne, at $F \sim 0,55 \cdot D^2$, og at Periferien $\sim 3,2 \cdot D$.

Træk.

Jbfn. foreskriver for Forankring uden Krog $l \geq 45\sqrt{F} + 10 \text{ cm} = 33 D + 10 \text{ cm}$, hvilket svarer til ca. $39 D$. Heraf faas

$$\tau_{\text{adh},m} = 0,55 \cdot 2000 : (39 \cdot 3,2) = 9,0 \text{ kg/cm}^2,$$

og Forankringen synes altsaa rimelig, sammenholdt med den tilsvarende Værdi for Rundjern.

For Stød med Kroege skal man have $l \geq 25 \cdot \sqrt{F} + 10 \text{ cm} = 19 D + 10 \text{ cm}$, hvilket maalt langs Krogen svarer til ca. $32 D$. Man har da $\tau_{\text{adh},m} \leq 0,55 \cdot 2000 : (32 \cdot 3,2) = 10,8 \text{ kg/cm}^2$, som synes rimelig, sam-menholdt med den tilsvarende Værdi for Rundjern.

Tryk.

Jbfn. foreskriver Forankring uden Krog med $l \geq 30 D$.

Hertil svarer for $r_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ og $n = 15$, at

$$\tau_{\text{adh},m} \leq 0,55 \cdot (15 \cdot 100) : (30 \cdot 3,2) = 8,6 \text{ kg/cm}^2.$$

§ 48. REVNEDANNELSE I JERNBETONENS TRÆKZONE

Revnedannelsen i Jernbetonens Trækzone begynder allerede ved en Jernspænding paa under 500 kg/cm^2 , saa alene af økonomiske Grunde er det umuligt at undgaa den. Man kan kun saa vidt muligt forsøge at faa Revnerne saa smaa, at de ikke har nogen væsentlig skadelig Virk-ning. Ved Revnerne blottes Jernet, og dersom Forholdene er ugun-stige, kan dette give Anledning til Rustdannelse.

Det er derfor af afgørende Betydning, under hvilke Forhold Betonen befinder sig.

Er den udsat for megen Fugtighed, er Faren for Rustdannelse særlig stor, og særlig uheldig bliver det, dersom Vandet i Revnen hyppigt fornyes (f. Eks. ved Gennemsvivning eller periodisk Udtørring og Be-

fugtning). Vandgangslinien i en Vandbygningskonstruktion maa derfor være et saarbart Punkt, idet der her sker et hyppigt Skifte af Vandet i eventuelle Revner. Stillestaaende eller langsomt skiftende Vand i Revnerne er derimod ikke saa farlig, fordi Vandet faar alkalisk Reaktion ved Berøring med Betonen, og derved bliver dets Evne til at danne Rust væsentlig formindsket.

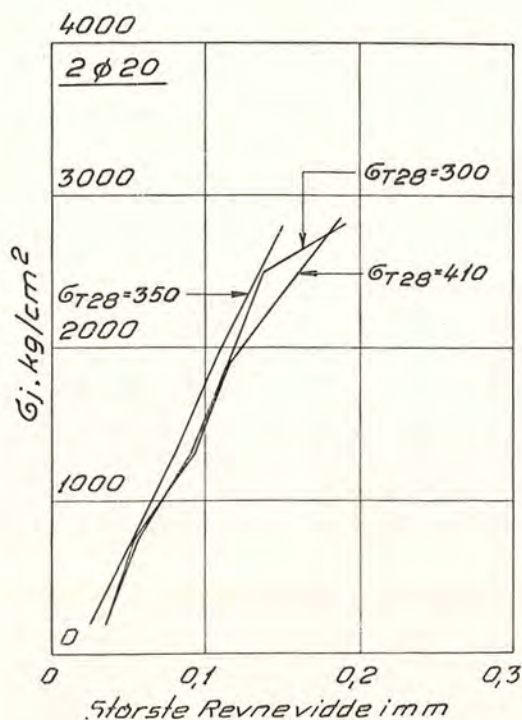


Fig. 267

Røggasser kan ogsaa give Anledning til Rustdannelse, og dersom Jernbaner, trafikeret af Damp tog, gaar under Konstruktioner af Jernbeton, maa man træffe særlige Foranstaltninger for at hindre, at Lokomotivrogen faar Lejlighed til at angribe Jernet.

Idet det særlig maa være *Bredden af Revnerne*, der har Betydning i denne Sammenhæng, har Revneproblemet faaet særlig Aktualitet efter at man mere og mere gaar over til at bruge Armering med stor Flydegrænse.

Som allerede tidligere meddelt, mener man, at en Revnebredde paa 0,1 à 0,2 mm almindeligvis vil kunne tolereres.

a. Den ydre Belastning.

Ved Hjælp af nogle Forsøg vedrørende Revnedannelsen i Bjælker¹⁾²⁾, skal det forsøges at give en Antydning af, hvorledes Faktorer som *Jernspændingen* σ_j , *Betonens Trykstyrke*, *Armeringsprocenten* φ , *Jern-diameteren* og *Jerntypen* (Rundjern, Istegjern, Kamjern) indvirker paa Revnebredden δ_r .

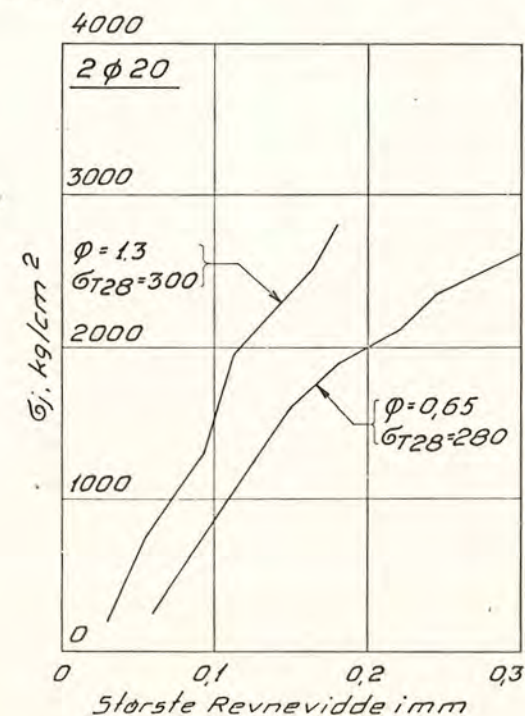


Fig. 268

Jernspændingen.

Figurerne 267 til 271 viser, at man med rimelig Tilnærmelse kan regne med Proportionalitet mellem σ_j og δ_r .

Betonens Trykstyrke.

I Fig. 267 og Tabel XIII varierer kun σ_{T28} , og dette synes ikke at have nogen Indvirken paa Størrelsen af δ_r .

¹⁾ *Suenson*: Staalsortens Indflydelse paa Jernbetonbjælkens Styrke og Deformation. Ing. vidensk. Skr. Hefte 4, Kbh. 1940.

²⁾ *Wästlund och Jonsson*: Undersökning rörande sprickbildning i armerade betongkonstruktioner. Betong, Stockholm 1947.

Tabel XIII.
(Wästlund & Jonsson)

σ_{T28} kg/cm ²	$h_n \cdot b_0$ cm	Armering	φ	δ_r for $\sigma_j = 2500$ kg/cm ² mm
300	30 · 16	2 o 20	1,31	0,16
350	30 · 16	2 o 20	1,31	0,13
410	30 · 16	2 o 20	1,31	0,14

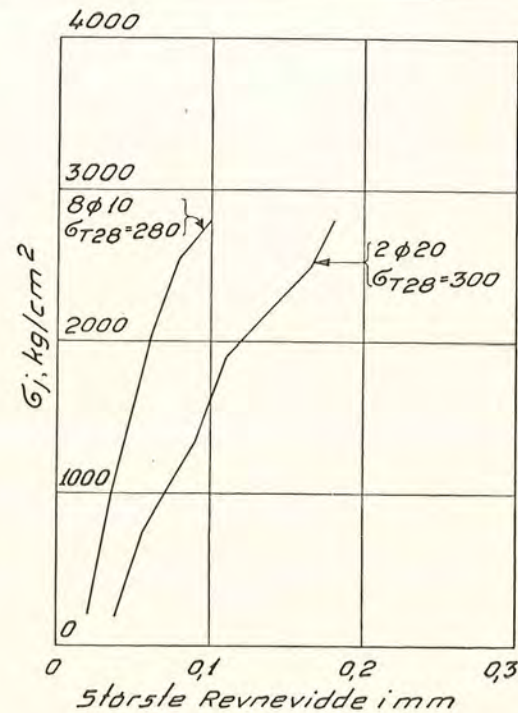


Fig. 269

Det er sandsynligt, at Betonens Trækstyrke og τ_{adh} har Indflydelse paa δ_r paa den Maade, at lille Trækstyrke og stor τ_{adh} giver lille δ_r .

Armeringsprocenten.

I Fig. 268 og Tabel XIV varierer kun φ . For smaa Værdier af φ aftager δ_r stærkt med voksende φ , men fra $\varphi > 1,3\%$ er Formindskelsen af δ_r kun ringe.

Tabel XIV.
(Wästlund & Jonsson)

σ_{T28} kg/cm ²	$h_n \cdot b_0$ cm	Armering	φ	δ_r for $\sigma_j = 2500$ kg/cm ² mm
300	30 · 16	2 o 20	1,31	0,16
280	30 · 32	2 o 20	0,65	0,28
270	30 · 16	6 o 20	3,93	0,13*)

*) Ikke vist paa Fig. 268.

Jernenes Diameter.

I Fig. 269 og Tabel XV varierer kun Jerndiameteren. Man vil bemærke, at δ_r gaar ned til det halve, naar Diameteren halveres.

Tabel XV.
(Wästlund & Jonsson)

σ_{T28} kg/cm ²	$h_n \cdot b_0$ cm	Armering	φ	δ_r for $\sigma_j = 2500$ kg/cm ² mm
280	30 · 16	8 o 9,9	1,28	0,08
300	30 · 16	2 o 20	1,31	0,16

Jerntypen.

I Fig. 270 og Tabel XVI er angivet Forsøgsresultater for Rundjern og Kamjern og i Fig. 271 og Tabel XVII for Rundjern og Istegjern.

Tabel XVI.
(Wästlund & Jonsson)

σ_{T28} kg/cm ²	$h_n \cdot b_0$ cm	Armering	φ	δ_r for $\sigma_j = 2500$ kg/cm ² mm
280	30 · 16	2 o 19,1	1,2	0,18
320	30 · 16	2 o 19,2	1,2	0,12

Tabel XVII.
(Suenson)

σ_{T28} kg/cm ²	$h_n \cdot b_0$ cm	Armering	φ	δ_r for $\sigma_j = 2500$ kg/cm ² mm
320	19 · 22	2 ϕ 18	1,23	0,27
320	19 · 22	2 ϕ 11	0,93	0,22

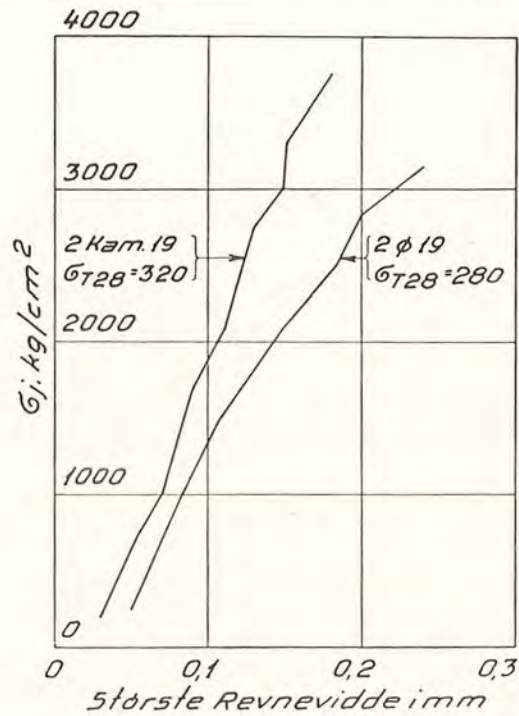


Fig. 270

Efter disse Forsøg gaar δ_r ned med ca. 35% ved Kamjern og ca. 25% ved Istegjern, men Nedgangen i sidste Tilfælde maa sikkert tilskrives den mindre Jerndiameter.

Af Tabellerne XIII til XVII vil man se, at for $\sigma_j = 2500$ kg/cm² kommer δ_r kun i ganske enkelte Tilfælde op over 0,2 mm, nemlig i Tabel XIV for $\varphi = 0,65\%$ og i Tabel XVII. Særlig lille δ_r faar man, naar φ er stor og navnlig, naar Jerndiameteren er lille. Kamjern sætter δ_r ned til ca. $\frac{2}{3}$ i Forhold til Rundjern, og Istegjern synes som oven for

bemærket ikke at sætte δ_r ned, udover hvad der kan tilskrives den mindre Jerndiameter.

Ved at bruge stort φ og lille Jerndiameter vil man saaledes for Rundjern kunne forvente at holde δ_r under 0,2 mm for $\sigma_j = 2500$ kg/cm², og højere end ca. 2100 kg/cm² kommer man sjældent for normale Belastningstilfælde. Ved Kamjern kan man for normale Belastningstilfælde forvente at holde δ_r under 0,1 mm¹).

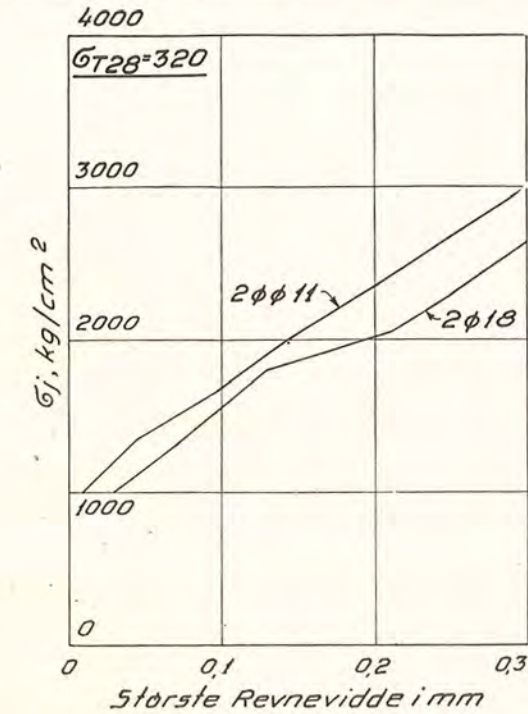


Fig. 271

b. Svind og Krybning.

Dersom Betonen svinder, vil en i øvrigt spændingsløs Jernbetonkonstruktion faa Spændinger paa den Maade, at Jernet vil faa Tryk og Betonen Træk, og er Armeringsprocenten stor eller Betonens Trækbrudstyrke lille, kan det give Anledning til Revner.

Er Svindet uden Armering ϵ_s , har man, naar Betonen ikke er revnet, at Forkortelsen af Betonen skal være lig Forkortelsen af Jernet:

$$\epsilon_s - \sigma_b/E_b = \sigma_j/E_j,$$

og at Kraften i Betonen skal holde Ligevægt med Kraften i Jernet:

¹) Se ogsaa nogle Forsøg af Tengvik: Betong 1941, Tabellerne Side 294-295.

eller

$$F_b \cdot \sigma_b = F_j \cdot \sigma_j$$

$$\sigma_b = \frac{\varphi}{100} \cdot \sigma_j, \quad (98a)$$

hvoraf findes:

$$\sigma_j = \frac{100 \cdot \varepsilon_s \cdot E_j}{n\varphi + 100}. \quad (98b)$$

For $n = 15$ og $\varepsilon_s = 0,00025$ faas med $\varphi = 2\%$:

$$\sigma_j = 400 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 8 \text{ kg/cm}^2$$

og med $\varphi = 4\%$:

$$\sigma_j = 330 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 13,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Man ser altsaa, at en stor Armering og en stor Tendens til Svind kan fremkalde ganske antagelige Trækspændinger i Betonen og derfor Mulighed for Revnedannelse.

Dersom der samtidig er Træk fra den ydre Belastning, vil Faren for Revnedannelse yderligere forstærkes.

Krybningen vil virke formindskende paa Revnedannelsen.

§ 49. SPÆNDINGSOMLEJRINGEN I TRYKZONEN PAA GRUND AF KRYBNING OG SVIND

Ved normal Belastning og almindelig Beton vil n være ca. 8, og for hurtigt skiftende Belastninger kan man saaledes regne Ændringen af Spændingen i en Trykarmering til $\Delta\sigma_j = 8 \cdot \Delta\sigma_b$.

a. Krybningen.

Krybningens Virkning kan sidestilles med en Forøgelse af n , og en Forøgelse paa f. Eks. 5 Gange kan være Størrelsesordenen, naar den hvilende Belastning fremkalder Betontrykspændinger paa 60 kg/cm^2 og begynder at virke, kort efter at Betonen er udstøbt. Dette vil svare til $\sigma_j \sim 2400 \text{ kg/cm}^2$, altsaa omkring Flydegrænsen for St. 37, og det er derfor godt at anvende Armering med høj σ_F .

b. Svindet.

I § 48 b saa man, at en ubelastet Konstruktion paa Grund af Svindet fik Trykspændinger i Jernet og Trækspændinger i Betonen. Dersom den ydre Belastning fremkalder Tryk, vil det nedsætte Trækspændingerne

i Betonen, og disse vil ved store Tryk gaa over til at blive Trykspændinger, men samtidig vil Trykket i Jernet forøges.

Ved samtidig optrædende Krybning vil man se, at Faren for Jernets Stukning forøges.

§ 50. BJÆLKERS SPÆNDINGS- OG DEFORMATIONSFORHOLD

Ved Jernbetonbjælker vil der med varierende Armeringsintensitet fremkomme tre væsentlig forskellige Tilfælde saavel hvad angaar Brudmaaden som Nedbøjningerne. Det største Moment, som det urevnede Tværsnit kan tage, benævnes M'_B .

a. Svagt armerede Bjælker.

En svagt armeret Bjælke har man, naar Armeringen er saa lille, at M'_B er større end det Moment M_B , som kan optages af det revnede Tværsnit. En saadan Bjælke vil gaa pludselig i Stykker, naar M'_B er naaet, og egner sig altsaa lige saa lidt til bærende Konstruktioner som en uarmeret Bjælke. Man skal derfor ikke gaa under den Armering, der svarer til $M'_B = M_B$, og som ligger omkring $0,3\%$ ¹⁾.

b. Normalt armerede Bjælker.

Ved normalt armerede Bjælker er Armeringen saa stor, at $M'_B < M_B$, men paa den anden Side er den ikke større, end at Bruddet indledes

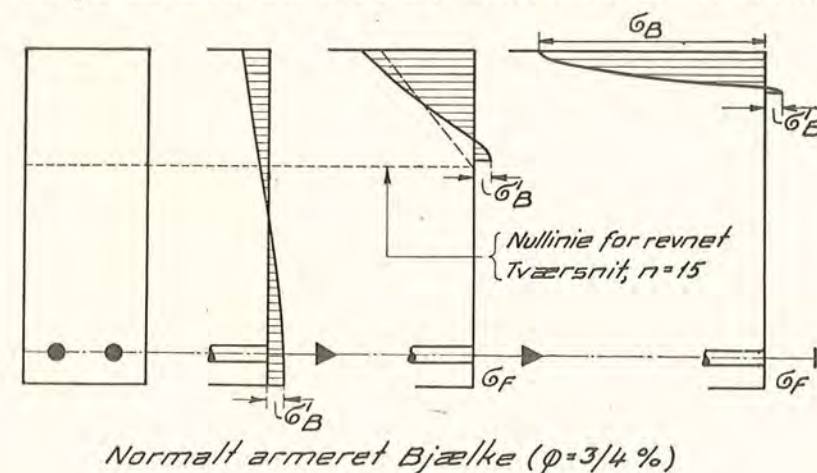


Fig. 272

¹⁾ Se § 15 g.

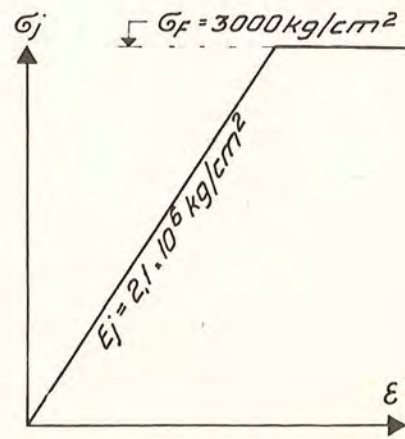


Fig. 273

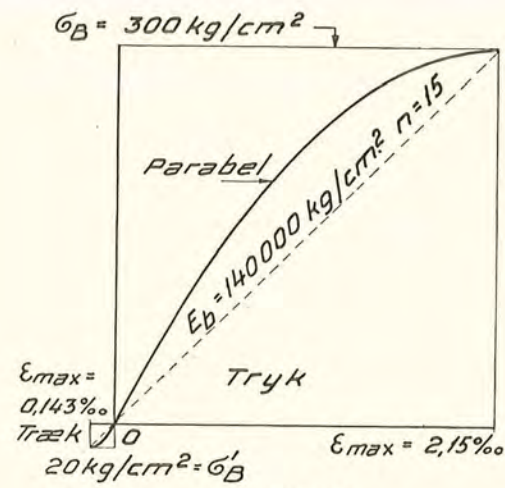


Fig. 274

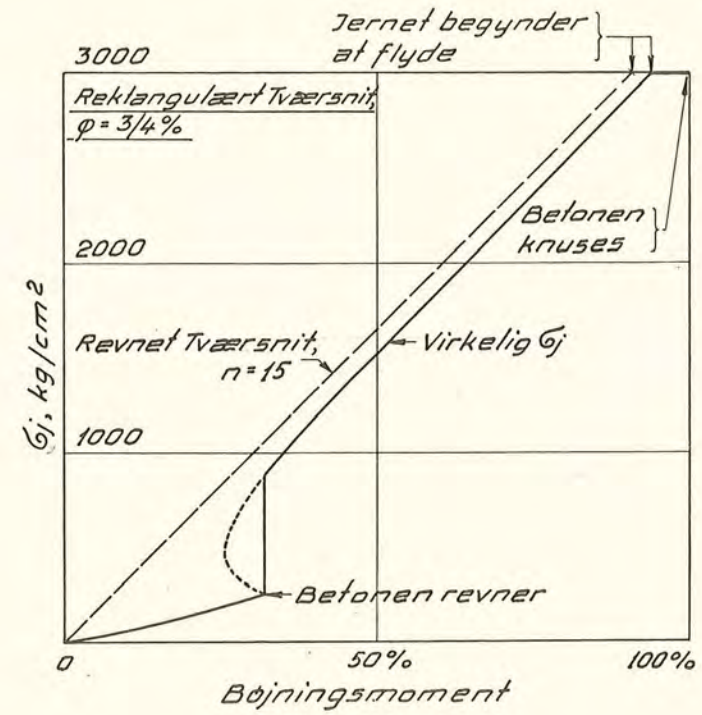


Fig. 275

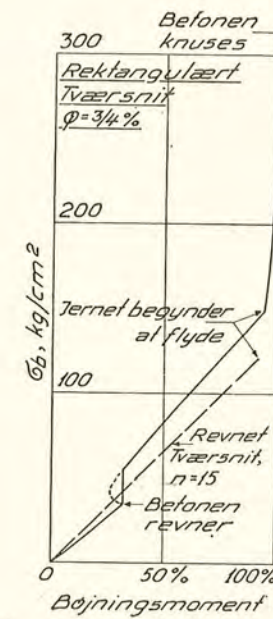


Fig. 276

med Trækjernets Flydning. Den øvre Armeringsgrænse har Størrelsesordenen 3% ved rektangulære Bjælker.

Forsøg viser, at Normalsnittene holder sig plane under Deformationerne¹⁾, og Betonspændingerne vil derfor variere efter Tryk- (Træk-) Arbejdslinien.

Paa Fig. 272 er antydet, hvorledes Spændingerne varierer for et rekt-

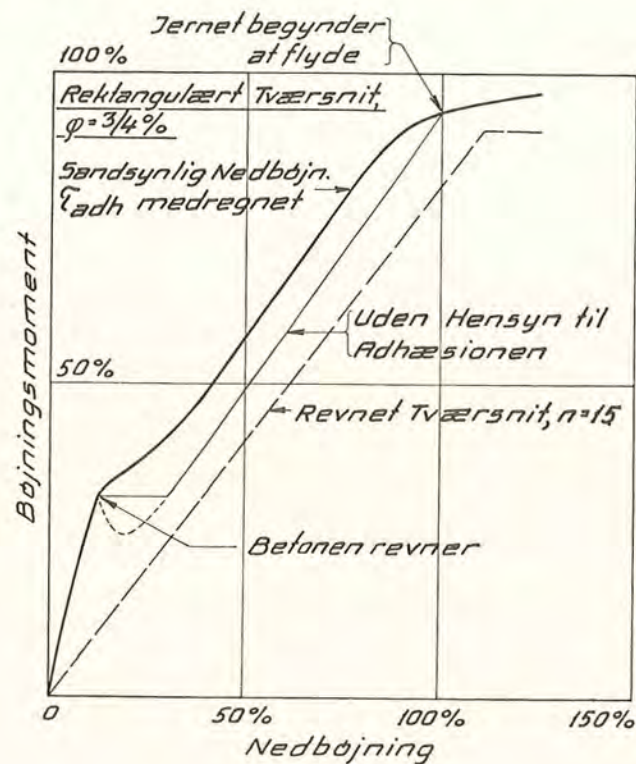


Fig. 277

angulært Tværsnit med $\frac{3}{4}\%$ Armering. Der er vist det Stadium, hvor Betontrækspændingen har naaet sin største Værdi σ'_B , det Stadium hvor Jernets Flydning indledes, og endelig det Stadium, hvor Betonens Trykbrudspænding σ_B er naaet.

Dersom man for Jernet regner med den paa Fig. 273 viste Arbejdslinie og for Betonen med Arbejdslinien paa Fig. 274²⁾, vil man med

¹⁾ Granholm: Chalmers tekniska Högskolas handlingar Nr. 38, 1944.

²⁾ Disse idealiserede Arbejdslinier maa kunne paaregnes at give et passende Billede af de virkelige Forhold.

voksende Bøjningsmoment for en rektangulær Bjælke med $\varphi = \frac{3}{4}\%$ faa den paa Fig. 275 viste Variation af Jernspændingen og den paa Fig. 276 viste Variation af største Betontrykspænding. Paa Figurerne er ogsaa angivet de Spændinger, man faar efter den sædvanlige Beregningsmetode med $n = 15$.

Fig. 277 vedrører de principielle Forhold for Nedbøjningslinien for den samme Bjælke. Der er angivet den Nedbøjning, man faar efter de sædvanlige Forudsætninger ($n = 15$), den Nedbøjningslinie, der svarer til de paa Fig. 273 og 274 angivne Arbejdslinier, naar man ikke regner med den Nedsættelse af Jernets Forlængelse, der hidrører fra τ_{adh} , og endelig er antydet den sandsynlige Nedbøjningslinie svarende til, at τ_{adh} medregnes.

e. Overarmerede Bjælker.

Paa Fig. 278 er svarende til Arbejdslinierne paa Fig. 273 og 274 antydet Spændingsfordelingen i en overarmeret rektangulær Bjælke ($\varphi = 6\%$), hvor σ_B naas, inden Jernet flyder. Svarende hertil er paa Fig. 279 angivet Variationen af σ_j og paa Fig. 280 af σ_b . Bøjningsmomentet er afsat som Abscisse. Paa Fig. 281 er angivet de tilsvarende Nedbøjningslinier, dels den, man vilde faa for revnet Tværsnit med $n = 15$, dels den sandsynlige Nedbøjningslinie. Ved saa stærkt armerede Tværsnit betyder Formindskelsen af σ_j (og derigennem Nedbøjningen) paa Grund af τ_{adh} næsten intet.

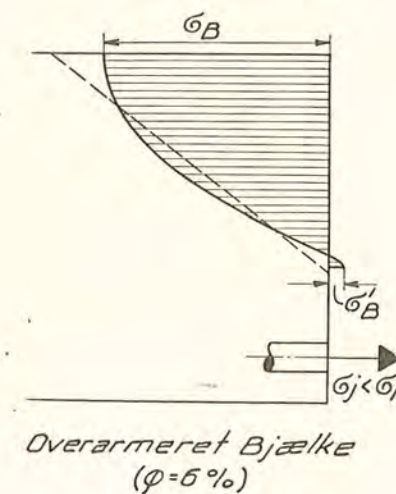


Fig. 278

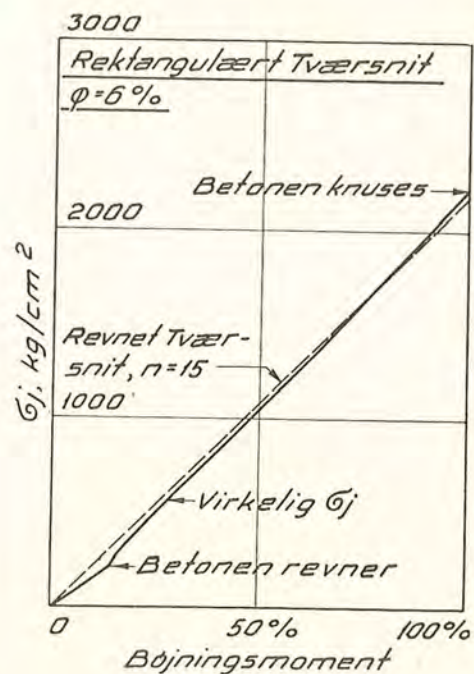


Fig. 279

Nedbøjningerne i Fig. 277 og Fig. 281 svarer til Korttids-Belastning. Ved Langtids-Belastning vil Nedbøjningerne vokse væsentlig paa Grund af Betonens Krybning.

Da man endnu kun i ganske grove Træk kender de Love, hvorefter Krybningen foregaar, og da man i Reglen ikke paa Forhaand vil vide Besked om, hvorledes Konstruktionens »Levnedsløb« (med Hensyn til Belastningsvariation og alle de andre Faktorer, der har Indflydelse paa Krybningens Udvikling) vil forme sig, er det faktisk umuligt blot med nogenlunde Sikkerhed at forudsige, hvorledes disse Nedbøjninger vil blive.

Af det foregaaende vil fremgaa, at for statisk ubestemte Konstruktioner maa den Kraft- og Momentfordeling, som man kan udlede af Elasticitetsligningerne, anvendes med megen Kritik, idet baade Revnedannelse, Krybning og Svind kan foraarsage et helt andet Deformationsforløb, end man har udregnet.

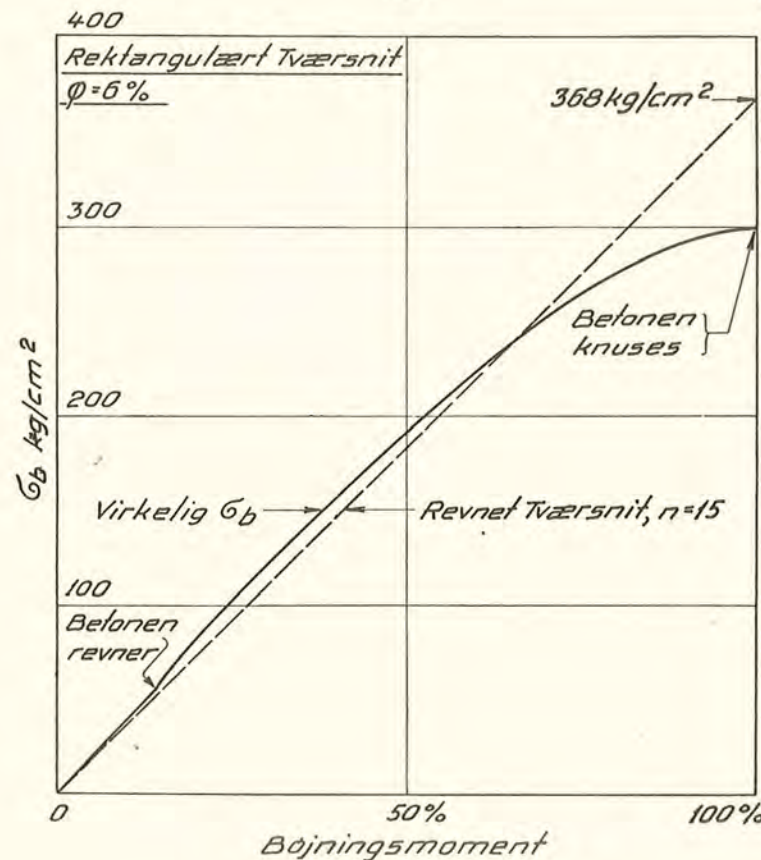


Fig. 280

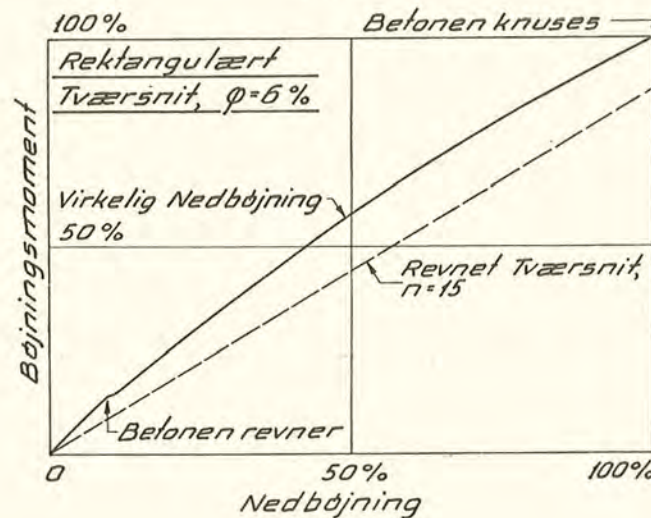


Fig. 281

8. Afsnit

TILLADELIG PAAVIRKNING OG BELASTNING

§ 51. TILLADELIG PAAVIRKNING

De tilladelige Paavirkninger tilstræbes fastsat saaledes, at Konstruktionerne ikke under Brugen faar ødelæggende Deformationer selv ved de mest uheldige Belastningskombinationer.

I denne Paragraf angives de *normale tilladelige Paavirkninger*, der finder Anvendelse ved de *normale Belastninger*. Ved *exceptionelle Belastninger* forøges disse Paavirkninger, som nærmere angivet i § 53.

Det er en Forudsætning, at flg. Temperaturer ikke overskrides: Jernet 300°C, Betonen 100°C, Beton af Al-Cement dog kun 35°C.

For Belastninger af rent midlertidig Karakter, for Eks. saadanne, der kun optræder under Arbejdets Udførelse, kan alle de nedennævnte tilladelige Spændinger forøges med 25%.

a. Jernbetonkonstruktioner.

Da Staalet er et mere paalideligt Materiale end Betonen, anvender man en mindre Sikkerhed for Armeringen end for Betonen.

1. Udførelse og Kontrol efter Klasse B (sædvanlig Kontrol).

α. Armeringen.

For Staal uden garanteret Flydegrænse og med Brudspænding $\sigma_{\text{Brud}} \leq 4400 \text{ kg/cm}^2$ kan man regne:

$$r_j = 0,35 \cdot \sigma_{\text{Brud}}$$

altsaa 1300 kg/cm² for St. 37 og 1540 kg/cm² for St. 44.

For Staal med garanteret Flydegrænse σ_F kan man regne:

$$r_j = \frac{1}{2} \cdot \sigma_F \quad \text{for} \quad \sigma_F \leq 3600 \text{ kg/cm}^2,$$
$$r_j = 1800 + \frac{1}{4} (\sigma_F - 3600) \quad \text{for} \quad \sigma_F > 3600 \text{ kg/cm}^2.$$

For Kamjern gælder dog:

$$r_j = \frac{1}{2} \cdot \sigma_F \quad \text{for} \quad \sigma_F \leq 4000 \text{ kg/cm}^2,$$
$$r_j = 2000 + \frac{1}{4} (\sigma_F - 4000) \quad \text{for} \quad \sigma_F > 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

Ved Svejsning af Stød i Armeringsjern skal *Dansk Ingeniørforenings Normer for Beregning og Udførelse af Staal konstruktioner* i Almindelighed følges.

Svejsning af koldbearbejdet Armeringsjern er ikke tilladt.

Ved hyppigt vekslende Spændinger bør den tilladelige Trækspænding i Svejsesømmen nedsættes til 0,8 r_j , naar Spændingsvariationen $\sigma_{\text{min}}/\sigma_{\text{max}} < \frac{2}{3}$.

β. Betonen.

0,25 · σ_B eller 0,3125 σ_T ¹⁾, dog højest 75 kg/cm².

2. Udførelse og Kontrol efter Klasse A (skærpet Kontrol).

α. Armeringen.

De for Klasse B angivne Paavirkninger forøges med 5%.

β. Betonen.

$$r_b = 0,26 \cdot \sigma_B \quad \text{for} \quad \sigma_B \leq 300 \text{ kg/cm}^2$$

og

$$r_b = 78 + 0,19 (\sigma_B - 300) \quad \text{for} \quad \sigma_B > 300 \text{ kg/cm}^2.$$

r_b maa aldrig regnes større end 90 kg/cm² ²⁾.

3. For Kontrol baade efter Klasse A og B gælder:

Paa Grundlag af r_b fastsættes:

$$r_0 = 0,8 \cdot r_b.$$

Rene Forskydningsspændinger og de *skraa Hovedtrækspændinger* skal være under:

$$0,3 \cdot r_b \text{ og maksimalt } 27 \text{ kg/cm}^2.$$

Hvor de overstiger:

$$0,1 \cdot r_b \text{ og maksimalt } 9 \text{ kg/cm}^2,$$

maa der ikke gøres Brug af Trækspændinger i Betonen, men denne skal forstærkes med Jernindlæg.

Bøjningstrækspændinger skal regnes til Nul.

¹⁾ σ_B og σ_T er 28-Dages Styrken for alm. Portland-Cement, 14-Dages Styrken for hurtighærdnende Portland-Cement og 7-Dages Styrken for særlig hurtighærdnende Cement.

²⁾ Ved yderligere skærpet Betonkontrol kan 90 kg/cm² tillades overskredet.

b. Uarmerede Betonkonstruktioner.

1. Udførelse og Kontrol efter Klasse B (sædvanlig Kontrol).

$$r_0 = 1/7 \cdot \sigma_T,$$

dog aldrig over 30 kg/cm².

2. Udførelse og Kontrol efter Klasse A (skærpet Kontrol).

$$r_0 = 1/6 \cdot \sigma_T,$$

dog aldrig over 45 kg/cm² ¹⁾.

3. For Kontrol baade efter Klasse A og B gælder:

$$\text{Tilladelig Bøjningstrykpaavirkning } r_b = 1,25 \cdot r_0.$$

Der maa i Almindelighed ikke regnes med Trækspændinger i Betonen. Dog kan der for særlige Konstruktioner, saasom Fundamenter, Kældermure, Hvælvinger etc., regnes med Bøjningstrækspændinger paa indtil $0,2 \cdot r_b$, dog højst 6 kg/cm² for Klasse B og højst 7 kg/cm² for Klasse A.

I Støbefuger maa der ikke regnes med Trækspændinger.

$$\text{Tilladelig Forskydningsspænding} = 0,1 \cdot r_b.$$

§ 52. BELASTNINGEN

Belastningen fastlægges paa Grundlag af *Belastningsnormerne* DS 410, hvor der findes Opgivelser for alle de almindeligst forekommende Belastninger saasom *Egenvægt, Nyttelast, Vindkræfter etc.*

Nyttelasten i Husbygning er i Reglen en jævnt fordelt Etagebelastning, som fastsættes under Hensyn til den Brug, der skal gøres af Huset. For Etagebelastninger i Boliger, Kontorer, Forsamlingshuse etc. foreligger faste Forskrifter, men i Huse til mere specielt Formaal, som Fabrikker og Lagerbygninger, fastsættes Belastningerne under Hensyn til de særlige Forhold.

Ved Maskiner, Kraner og andre Genstande, der kan give *dynamiske Virkninger*, forøges de statiske Belastninger med »Stødtillæg«, hvis Størrelse afpasses efter vedkommende Genstands særlige Karakter.

¹⁾ Ved yderligere skærpet Betonkontrol kan 45 kg/cm² tillades overskredet, men der tilraades særlig Forsigtighed for højere Værdier af r_0 end 60 kg/cm².

Det er klart, at der maa være et vist Sammenspil mellem Konstruktionernes Art, Karakteren af Belastningerne og de tilladelige Paavirkninger, og der har¹⁾ i de senere Aar været Bestræbelser fremme for at faa dette formuleret paa en mere rationel Maade, saaledes at man giver Belastningerne Vægt i Forhold til den Sikkerhedsmargin med hvilken deres Størrelse og Virkninger kan fastslaaes og derpaa *dimensioneres paa Brudstadiet*.

Da man derved maa bryde med hævdvundne Sædvaner, er disse Synspunkter endnu ikke fort ud i almindelig Praksis, udover i særlige Tilfælde (forspændte Konstruktioner etc.), hvor man ganske simpelt ikke kan komme til en brugbar Dimensionering paa den gamle Maade.

§ 53. BELASTNINGSTILFÆLDE

For Husbygningskonstruktioner skelner *Jbfn.* mellem følgende to Belastningstilfælde:

a. Normal Belastning.

Hvilende Belastning + bevægelig Belastning eller
Hvilende Belastning + Vindbelastning.

For Belastningstilfælde *a* gælder de i § 51 angivne normale tilladelige Paavirkninger.

b. Exceptionel Belastning.

Hvilende Belastning + bevægelig Belastning + Vindbelastning.

For Belastningstilfælde *b* kan de normale tilladelige Paavirkninger forøges med 25%.

Ved alm. Husbygningskonstruktioner vil det som Regel være tilladt at se bort fra Temperatur- og Ekstrapaavirkninger. Hvis det alligevel findes paakrævet at medtage dem, kan de normale tilladelige Paavirkninger forøges med 40%.

For Belastningstilfælde *a* og *b* skal den bevægelige Belastning kunne forøges med 50% og opstilles i farligste Stilling uden at de med 80% forøgede normale tilladelige Paavirkninger overskrides.

¹⁾ Se f. Eks. *Moe*: Bygn. stat. Meddel. Aarg. IX, 1937.

9. Afsnit

BEREGNINGS-EKSEMPEL

§ 54. LAGERBYGNING

Den paa Tegn. 1 viste Bygning med murede Ydervægge og med Etager, Søjler og Trapper af Jernbeton beregnes.

Teglstensmurværk mures i Bastardmørtel, Kældermure støbes i Grovbeton.

For Detailler se Tegn. 2 og 3 og Jernliste Nr. 1. For Forskallingen se Tegn. 4.

a. Beregningsgrundlag.

Beregningerne udføres paa Grundlag af:
Normer for Beton- og Jernbetonkonstruktioner af Juni 1949.
Belastningsforskrifter $\text{DS} \equiv 410$.

Tilfældig Belastning:

Etagerne:	700 kg/m ² ,
Taget:	75 - ,
Trapperne:	300 - .

Tilladelig Paavirkning:

Betonen ($\sigma_B \geq 300 \text{ kg/cm}^2$): $r_b = 75 \text{ kg/cm}^2$.
Staalet (St.37): $r_j = 1300 -$.
75/1300: $c_1 = 0,260, \eta = 0,845$.
57,7/1000: $c_{1,0} = 0,297, \eta = 0,845, (75/1,3 = 57,7 \text{ kg/cm}^2)$.

Tryk paa Murværk:
Fuldbrændte Sten i Bastardmørtel : 12 kg/cm².
Haardtbrændte Sten i Bastardmørtel: 16 - .
Tryk paa Grunden: 3 - .

b. Taget.

1. Pladen p 31.

$l = 14 \text{ cm}$.

Armeringen paa den korte Led er dobbelt saa stor som paa den lange Led. Halvdelen af Jernene opbojes over Understøtningerne.

	$g + p:$	$g + 0,6 p:$
Tilfældig Belastning:	75 kg/m ²	$0,6 \cdot 75 = 45 \text{ kg/m}^2$
Tagpap:	5 -	5 -
Egenvægt: $14 \cdot 24 =$	340 -	340 -
	<hr/> 420 kg/m ²	<hr/> 390 kg/m ²

Midterfelt p 31a:
776 · 510 cm.

Af Lign. (4) faas:

$$M_k \cdot \left(1,5 + \frac{1}{25,72} (1 \cdot 7,76 + \frac{1}{2} \cdot 5,10)\right) = \frac{1}{12} \cdot 420 \cdot 7,76 \cdot 5,10 = 1390 \text{ kgm.}$$

$M_k = 730 \text{ kgm.}$

Yderfelt p 31b:
790 · 510 cm.

$$M_k \cdot \left(1,5 + \frac{1}{26,00} (1 \cdot 7,90 + \frac{1}{4} \cdot 5,10)\right) = \frac{1}{12} \cdot 420 \cdot 7,90 \cdot 5,10 = 1420 \text{ kgm.}$$

$M_k = 760 \text{ kgm.}$

Yderfelt p 31c:
776 · 474 cm.

$$M_k \cdot \left(1,5 + \frac{1}{25,00} (\frac{1}{2} \cdot 7,76 + \frac{1}{2} \cdot 4,74)\right) = \frac{1}{12} \cdot 420 \cdot 7,76 \cdot 4,74 = 1300 \text{ kgm.}$$

$M_k = 740 \text{ kgm.}$

Hjørnefelt p 31d:
790 · 474 cm.

$$M_k \cdot \left(1,5 + \frac{1}{25,28} (\frac{1}{2} \cdot 7,90 + \frac{1}{4} \cdot 4,74)\right) = \frac{1}{12} \cdot 420 \cdot 7,90 \cdot 4,74 = 1310 \text{ kgm.}$$

$M_k = 770 \text{ kgm.}$

M_k regnes til 770 kgm og M_l til 385 kgm.
 l vælges til 14 cm, $h_n = 14 - 1 - 1,2 \sim 11,5 \text{ cm}$.

$$c_{1,0} = 11,5 : \sqrt{770 : 1,3} = 0,477 > 0,297$$

Tabel 2 giver $\eta = 0,894, \varphi = 0,492\%$.

$$F_j = 11,5 \cdot 0,492 = 5,7 \text{ cm}^2. \quad \sigma 12 \text{ pr. } 20 = 5,7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma 8 \text{ pr. } 16 = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$8,8 \cdot 0,9 = 7,9 \text{ kg.}$$

$$\text{Pr. m}^2: \underline{0,14 \text{ m}^3 - 7,9 \text{ kg} - 1 \text{ m}^2}$$

2. Pladen p 32 (over Trappen).

$t = 8 \text{ cm.}$

Spændvidde 220 cm.

Tilfældig Belastning:	75 kg/m ²
Tagpap:	5 -
Egenvægt: $8 \cdot 24 =$	200 -
	280 kg/m ²

$M = \frac{1}{9,3} \cdot 280 \cdot 2,2^2 = 146 \text{ kgm.}$

$c_{1,0} = 6 : \sqrt{146 : 1,3} = 0,565, \eta = 0,91.$

$F_j = \frac{14600}{0,91 \cdot 6 \cdot 1300} = 2,1 \text{ cm}^2.$ $\sigma 7 \text{ pr. } 16 = 2,4 \text{ cm}^2$
 $\sigma 7 \text{ pr. } 25 = 1,6 \text{ cm}^2$
 $\frac{4,0 \cdot 0,9}{3,6} = 3,6 \text{ kg.}$

Pr. m²: $0,08 \text{ m}^3 - 3,6 \text{ kg} - 1 \text{ m}^2$

3. Bjælken B 31.

$h \cdot b_0 = 36 \cdot 16 \text{ cm.}$

Spændvidde Yderfag:

$472 + \frac{1}{2} \cdot 2550 : (16 \cdot 12) + \frac{1}{2} \cdot 3300 : (16 \cdot 60) \sim 480 \text{ cm,}$
 Spændvidde Mellemfag: $506 + 3120 : (16 \cdot 60) \sim 510 \text{ cm.}$

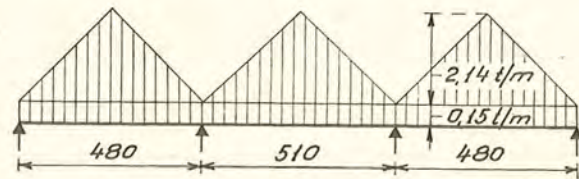


Fig. 282

Belastningen er som vist paa Fig.282, idet

$g + p:$	$g + 0,6 p:$
$0,42 \cdot 5,10 = 2,14 \text{ t/m}$	$2,14 \cdot 0,39 / 0,42 = 1,99 \text{ t/m}$
$0,42 \cdot 0,16 + 0,22 \cdot 0,16 \cdot 2,4 = 0,15 -$	$\sim 0,15 -$

Indspændingsmomentet ved Understøtningen (M_u) vælges til 1,8 tm.
 $h_n = 32 \text{ cm.}$

$c_{1,0} = 32 : \sqrt{1800 / 0,16 \cdot 1,3} = 0,344 > 0,297, \eta = 0,86.$

$F_j = \frac{1,8}{0,86 \cdot 0,32 \cdot 1,3} = 5,0 \text{ cm}^2.$ $2 \sigma 10 + 2 \sigma 16 = 5,6 \text{ cm}^2.$

$(2 \sigma 10 : M = 1,8 \cdot 1,6 : 5,0 = 0,58 \text{ tm, } 2 \sigma 16 : M = 1,8 \cdot 4,0 : 5,0 = 1,44 \text{ tm}).$

Yderfag.

$g + p:$

$M_0 = \frac{1}{12} \cdot 2,14 \cdot 4,8^2 + \frac{1}{8} \cdot 0,15 \cdot 4,8^2$
 $= 4,10 + 0,43 = 4,53 \text{ tm.}$
 $M = 4,53 - \frac{1}{8} \cdot 1,8 = 3,93 \text{ tm.}$
 $Q_0 = \frac{1}{4} \cdot 2,14 \cdot 4,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 4,8$
 $= 2,57 + 0,36 = 2,93 \text{ t.}$
 $Q = 2,93 \pm 1,8 / 4,8$
 $= 2,93 \pm 0,38 = \begin{cases} 3,31 \text{ t.} \\ 2,55 \text{ t.} \end{cases}$

$g + 0,6 p:$

Afstanden fra Mellemunderstøtningen til Momentnulpunktet er z.
 $z \sim 1,8 : (3,31 \cdot 1,99 : 2,14) = 0,60 \text{ m.}$

Mellemfag:

$g + p:$

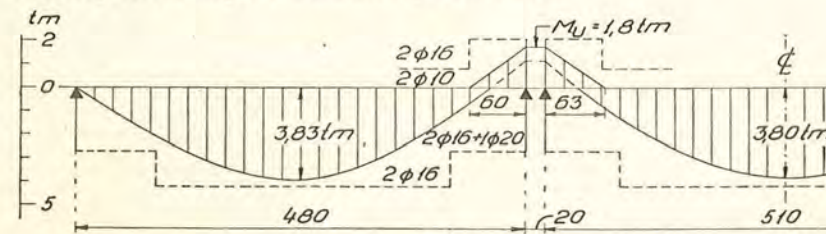
$M = 4,53 \cdot (5,1 : 4,8)^2 - \frac{2}{3} \cdot 1,8 = 3,95 \text{ tm.}$ $z \sim 1,8 : (3,04 \cdot 1,94 : 2,08) = 0,63 \text{ m.}$
 $Q = 2,93 \cdot (5,1 : 4,8) = 3,12 \text{ t.}$
 $b = \frac{1}{2} l_0 + 16 \sim 200 \text{ cm, } h_n = 31 \text{ cm.}$

T-bjælke med tyk Plade.

$c_{1,0} = 31 : \sqrt{3950 : (2 \cdot 1,3)} = 0,80, \eta = 0,93, \beta = 0,20, x = 6,2 \text{ cm.}$

$F_j = \frac{3,95}{0,93 \cdot 0,31 \cdot 1,3} = 10,5 \text{ cm}^2.$ $4 \sigma 16 + 1 \sigma 20 = 11,1 \text{ cm}^2$
 $2 \sigma 10 = 1,6 \text{ cm}^2$
 $\frac{12,7 \cdot 1,2}{15,2} = 10,2 \text{ kg}$

$(2 \sigma 16 + 1 \sigma 20 : M = 3,95 \cdot 7,1 : 10,5 = 2,68 \text{ tm ; } 2 \sigma 16 : M = 1,50 \text{ tm}).$
 Paa Fig.283 er angivet Moment- og Jernkurver.



B 31
Fig. 283

Bøjler ved Tagryggen:

$p \cdot R = p \cdot 1,50 = 11,1 \text{ cm}^2.$ $p = 7,4 \text{ cm}^2/\text{m} \sim$ Bøjler $\sigma 7 \text{ mm pr. } 10 \text{ cm} = 7,8 \text{ cm}^2/\text{m}.$

Forskydning:

$\tau_{\text{max}} = \frac{3310}{0,86 \cdot 32 \cdot 16} = 7,5 \text{ kg/cm}^2$

Tryk paa Murværk:

$\sigma = \frac{2555}{16 \cdot 24} = 6,7 \text{ kg/cm}^2 < 12.$

Pr. m: $0,035 \text{ m}^3 - 15,2 \text{ kg} - 0,44 \text{ m}^2$

4. Bjælken B 32.

$h \cdot b_0 = 65 \cdot 20 \text{ cm.}$

Spændvidde Yderfag:

$786 + \frac{1}{2} \cdot 6400 : (20 \cdot 16) + \frac{1}{2} \cdot 8000 : (20 \cdot 60) \sim 800 \text{ cm,}$

Spændvidde Mellemfag: $768 + 7000 : (20 \cdot 60) \sim 780 \text{ cm.}$

Belastningen er som vist paa Fig. 284, idet

$g + p:$	$g + 0,6 p:$
$7,90 \cdot 0,42 = 3,30 \text{ t/m.}$	$7,90 \cdot 0,39 = 3,10 \text{ t/m.}$
$0,20 \cdot 0,42 + 0,20 \cdot 0,51 \cdot 2,4 = 0,35 \text{ t/m.}$	$\sim 0,35 \text{ t/m.}$

M_u vælges til 6,0 tm, $h_n = 58 \text{ cm.}$

$c_{1,0} = 58 : \sqrt{6000 : (0,20 \cdot 1,3)} = 0,382, \eta = 0,87$

$F_j = \frac{6,0}{0,87 \cdot 0,58 \cdot 1,3} = 9,2 \text{ cm}^2. \quad 2 \text{ } \phi 16 + 3 \text{ } \phi 20 = 13,4 \text{ cm}^2.$

(2 $\phi 16$: $M = 2,6 \text{ tm}$, 1 $\phi 20$: $M = 2,0 \text{ tm}$, 2 $\phi 20$: $M = 4,0 \text{ tm}$. $\Sigma = 8,6 \text{ tm}$).

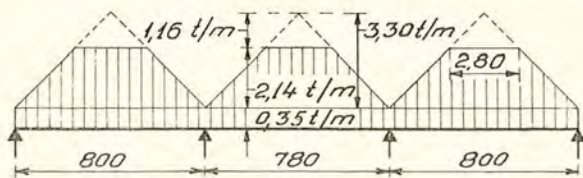


Fig. 284

Yderfag:

$g + p:$

$M_0 = \frac{1}{12} \cdot 3,3 \cdot 8^2 - \frac{1}{4} \cdot 2,8 \cdot 1,16 \cdot (4 - 0,47)$

$+ \frac{1}{8} \cdot 0,35 \cdot 8^2 = 17,4 \text{ tm.}$

$M = 17,4 - \frac{1}{8} \cdot 6 = 15,4 \text{ tm.}$

$Q_0 = \frac{1}{4} \cdot 3,3 \cdot 8 - \frac{1}{4} \cdot 2,80 \cdot 1,16$

$+ \frac{1}{2} \cdot 0,35 \cdot 8 = 7,2 \text{ t.}$

$Q = 7,2 \pm 6,0/8 = 7,2 \pm 0,8 = \begin{cases} 8,0 \text{ t.} \\ 6,4 \text{ t.} \end{cases}$

Mellemfag:

$g + p:$

$M = 17,4 (7,8 : 8,0)^2 - \frac{2}{3} \cdot 6,0 = 12,5 \text{ tm.}$

$Q = 7,2 (7,8 : 8) = 7,0 \text{ t.}$

$b = 14 \cdot 16 + 20 = 240 \text{ cm, } h_l = 65 - 5 - \frac{1}{2} \cdot 14 = 53 \text{ cm.}$

Yderfag:

Nødv. $h_n = 0,260 \sqrt{15400 : 2,40} = 21 \text{ cm} < 60.$

$F_j = \frac{15,4}{0,53 \cdot 1,3} = 22,3 \text{ cm}^2. \quad 4 \text{ } \phi 20 + 2 \text{ } \phi 25 = 22,4 \text{ cm}^2$

$2 \text{ } \phi 16 = 4,0 \text{ cm}^2$

$\frac{26,4 \cdot 1,2}{26,4 \cdot 1,2} = 32 \text{ kg.}$

$g + 0,6 p:$

$z \sim 6,0 : (8,0 \cdot 3,1 : 3,3) = 0,80 \text{ m.}$

$g + 0,6 p:$

$z \sim 6,0 : (7,0 \cdot 3,1 : 3,3) = 0,92 \text{ m.}$

(2 $\phi 25 + 1 \phi 20$: $M = 8,9 \text{ tm}$, 2 $\phi 20$: $M = 4,4 \text{ tm}$, 1 $\phi 20$: $M = 2,2 \text{ tm}$, $\Sigma = 15,5 \text{ tm}$).

Mellemfag:

$F_j = \frac{12,5}{0,53 \cdot 1,3} = 18,2 \text{ cm}^2. \quad 6 \text{ } \phi 20 = 18,8 \text{ cm}^2$

$2 \text{ } \phi 16 = 4,0 \text{ cm}^2$

$\frac{22,8 \cdot 1,2}{22,8 \cdot 1,2} = 27,4 \text{ kg.}$

(3 $\phi 20$: $M = 6,5 \text{ tm}$, 2 $\phi 20$: $M = 4,3 \text{ tm}$, 1 $\phi 20$: $M = 2,1 \text{ tm}$. $\Sigma = 12,9 \text{ tm}$).

Forskydning:

$\tau_{\max} = \frac{8000}{0,87 \cdot 58 \cdot 20} = 8,0 \text{ kg/cm}^2.$

Det Punkt, hvor $\tau = 7,5 \text{ kg/cm}^2$, findes af:

$8000 \div 7,5 \cdot 0,87 \cdot 58 \cdot 20 = 350 a + \frac{1}{4} \cdot 3300 \cdot \frac{1}{2} \cdot a^2. \quad a = 75 \text{ cm.}$

$K = \frac{1}{2} (7,5 + 8,0) \cdot 20 \cdot 75 = 11600 \text{ kg.}$

2 $\phi 20$ opbojet: $6,3 \text{ cm}^2 \cdot 1,3 \sqrt{2} = 11,6 \text{ t}$

3 Bøjler $\phi 7$: $2,3 \text{ cm}^2 \cdot 1,3 = 3,0 \text{ t}$

$14,6 \text{ t} > 11,6 \text{ t.}$

For Moment- og Jernkurver se Fig. 285.

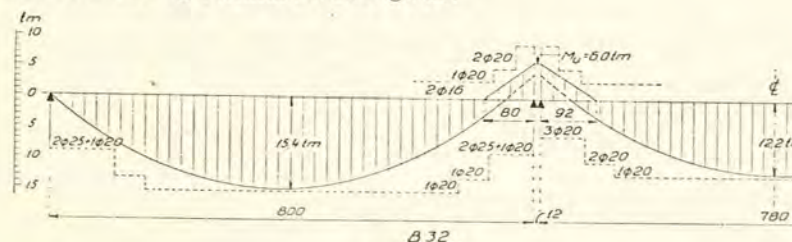


Fig. 285

Tryk paa Mur:

Haardt brændte Sten i Bastardmørtel.

$\sigma = \frac{6400}{20 \cdot 24} = 13,3 \text{ kg/cm}^2.$

Pr. m: $0,102 \text{ m}^3 - 30,5 \text{ kg} - 1,02 \text{ m}^2$

5. »Skjult« Bjælke B 33.

Spændvidde: $180 + 1200 : (36 \cdot 12) \sim 185 \text{ cm.}$

$b = 15 + 36 + \frac{1}{4} \cdot 185 = 95 \text{ cm.}$

Belastning $3 \cdot 420 = 1260 \text{ kg/m.}$

$M = \frac{1}{10,7} \cdot 1260 \cdot 1,85^2 = 410 \text{ kgm.}$

$F_j = \frac{41000}{0,9 \cdot 11 \cdot 1300} = 3,2 \text{ cm}^2. \quad 4 \text{ } \phi 10 = 3,2 \text{ cm}^2.$

Pr. m: $0 - 3,0 \text{ kg} - 0$

Elementær Jernbeton.

6. Vinduesoverligger B 34.

$$h \cdot b = 12 \cdot 24 \text{ cm.}$$

Spændvidde 185 cm.

Belastning $625 \cdot 0,4 = 250 \text{ kg/m.}$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 250 \cdot 1,85^2 = 107 \text{ kgm.}$$

$$F_j = \frac{10700}{0,9 \cdot 9 \cdot 1300} = 1,0 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} 2 \text{ } \varnothing 10 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ } \varnothing 10 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 3,2 \text{ cm}^2. \end{array}$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,029 \text{ m}^3 - 3,0 \text{ kg} - 0,48 \text{ m}^2}$$

7. »Skjult« Bjælke B 35.

Spændvidde 125 cm.

Der lægges 3 \varnothing 7 ekstra.

8. Vinduesoverligger B 36.

$$h \cdot b = 12 \cdot 24 \text{ cm.}$$

Spændvidde 125 cm.

Belastning 250 kg/m.

$$M = \frac{1}{8} \cdot 250 \cdot 1,25^2 = 49 \text{ kgm.}$$

$$\text{Nødv. } h_n = 0,26 \sqrt{49 : 0,24} = 3,7 \text{ cm.}$$

$$F_j = \frac{4900}{0,9 \cdot 10 \cdot 1300} = 0,42 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} 2 \text{ } \varnothing 10 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ } \varnothing 10 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 3,2 \cdot 1,1 = 3,5 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,029 \text{ m}^3 - 3,5 \text{ kg} - 0,48 \text{ m}^2}$$

e. 1. Sals Gulv.

1. Pladen p 21.

$$t = 10 \text{ cm.}$$

Spændvidde 261 cm.

	$g + p:$	$g + 0,6 p:$
Nyttelast:	700 kg/m ²	$0,6 \cdot 700 \sim 400 \text{ kg/m}^2$
Gulvbelægning:	60 -	60 -
Egenvægt: $10 \cdot 24 = 240$	-	240 -
	<hr style="width: 100%;"/>	<hr style="width: 100%;"/>
	1000 kg/m ²	700 kg/m ²

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 1000 \cdot 2,61^2 = 860 \text{ kgm/m}$$

Over Vederlaget $\varnothing 12 \text{ pr. } 36 = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$$M_u = 0,90 \cdot 0,084 \cdot 3,15 \cdot 1300 = 300 \text{ kgm/m.} \quad \frac{1}{8} \cdot 300 = \div 100 \quad -$$

$$760 \text{ kgm/m}$$

$$c_{1,0} = 8,4 : \sqrt{760 : 1,3} = 0,35, \eta = 0,86.$$

$$F_j = \frac{76000}{0,86 \cdot 8,4 \cdot 1300} = 8,1 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} \varnothing 12 \text{ pr. } 18 + \varnothing 10 \text{ pr. } 36 = 8,5 \text{ cm}^2 \\ \varnothing 7 \text{ pr. } 25 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 10,1 \cdot 0,9 = 9,2 \text{ kg.} \end{array}$$

$$\text{Pr. m}^2: \underline{0,10 \text{ m}^3 - 9,2 \text{ kg} - 1 \text{ m}^2}$$

2. Pladen p 22.

$$t = 10 \text{ cm.}$$

Spændvidde 246 cm.

Halvdelen af Jernene opbojes.

$$M = \frac{1}{10,7} \cdot 1000 \cdot 2,46^2 = 5,70 \text{ kgm.}$$

$$F_j = \frac{57000}{0,88 \cdot 8,4 \cdot 1300} = 6,0 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} \varnothing 12 \text{ pr. } 18 = 6,3 \text{ cm}^2 \\ \varnothing 7 \text{ pr. } 25 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 7,9 \cdot 0,9 = 7,1 \text{ kg.} \end{array}$$

$$\text{Pr. m}^2: \underline{0,10 \text{ m}^3 - 7,1 \text{ kg} - 1 \text{ m}^2}$$

3. Reposeplade p 23.

$$t = 8 \text{ cm.}$$

Spændvidde 100 cm.

Nyttelast:	300 kg/m ²
Gulvbelægning:	60 -
Egenvægt:	200 -
	<hr style="width: 100%;"/>
	560 kg/m ²

$$M = \frac{1}{9,3} \cdot 560 \cdot 1,0^2 = 60 \text{ kgm/m.}$$

$$F_j = \frac{60}{0,9 \cdot 0,06 \cdot 1300} = 0,9 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} \varnothing 7 \text{ pr. } 16 = 2,4 \text{ cm}^2 \\ \varnothing 7 \text{ pr. } 25 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 4,0 \cdot 0,9 = 3,6 \text{ kg.} \end{array}$$

$$\text{Pr. m}^2: \underline{0,08 \text{ m}^3 - 3,6 \text{ kg} - 1 \text{ m}^2}$$

4. Trappeløb p 24.

$$t = 10 \text{ cm.}$$

Spændvidde (vandret maalt): 260 cm.

Nyttelast:	300 kg/m ²
Gulvbelægning:	60 -
Egenvægt: $10 \cdot 1,2 \cdot 24 =$	290 -
Trin: $8,6 \cdot 24 =$	210 -
	<hr style="width: 100%;"/>
	860 kg/m ²

$$M = \frac{1}{8} \cdot 860 \cdot 2,6^2 = 730 \text{ kgm/m.}$$

$$\text{Nødv. } h_n = 0,260 \sqrt{730} = 7 \text{ cm.}$$

$$F_j = \frac{73000}{0,85 \cdot 8,4 \cdot 1300} = 7,9 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} \phi 12 \text{ pr. } 14 = 8,1 \text{ cm}^2 \\ \phi 7 \text{ pr. } 25 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 9,7 \cdot 0,9 = 8,7 \text{ kg.} \end{array}$$

Pr. m² (skraat maalt): $0,10 \text{ m}^3 - 8,7 \text{ kg} - 1,1 \text{ m}^2$

+ m Trin: $0,023 \text{ m}^3 - 1,2 \text{ kg} - 0,2 \text{ m}^2$

5. Bjælken B 21.

$$h \cdot b_0 = 50 \cdot 18 \text{ cm.}$$

Spændvidde Yderfag:

$$457 + \frac{1}{2} \cdot 6600 : (18 \cdot 12) + \frac{1}{2} \cdot 7800 : (18 \cdot 60) \sim 480 \text{ cm.}$$

$$\text{Spændvidde Mellemfag: } 500 + 7600 : (18 \cdot 60) \sim 510 \text{ cm.}$$

Den yderste Bjælke:

	$g + p:$	$g + 0,6 p:$
Pladen: $(1,30 + 1,23 + 0,18) \cdot 1,0 = 2,71 \text{ t/m}$		$2,71 \cdot 0,7 = 1,91 \text{ t/m}$
Pladeindspænding: $0,3 : 2,61 = 0,11 -$		$0,11 -$
Egenvægt: $0,4 \cdot 0,18 \cdot 2,4 = 0,18 -$		$0,18 -$
	<hr/>	<hr/>
	$3,00 \text{ t/m}$	$2,20 \text{ t/m}$

M_u vælges til 3,0 tm, $h_n = 44 \text{ cm.}$

$$c_{1,0} = 44 : \sqrt{3000 : (0,18 \cdot 1,3)} = 0,39, \quad \eta = 0,875.$$

$$F_j = \frac{3,0}{0,875 \cdot 0,44 \cdot 1,3} = 6,0 \text{ cm}^2. \quad 2 \phi 12 + 3 \phi 16 = 8,3 \text{ cm}^2.$$

($2 \phi 12 : M = 1,1 \text{ tm}$, $1 \phi 16 : M = 1,0 \text{ tm}$, $2 \phi 16 : M = 2,0 \text{ tm}$. $\Sigma = 4,1 \text{ tm}$).

Yderfag:

$g + p:$	$g + 0,6 p:$
$M = \frac{1}{8} \cdot 3,00 \cdot 4,8^2 - \frac{1}{8} \cdot 3,0 = 7,7 \text{ tm.}$	$Q = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 4,8 + 0,6 = 5,9 \text{ t.}$
$Q = \frac{1}{2} \cdot 3,00 \cdot 4,8 \pm 3,0/4,8$	$3,0 \div 5,9 \cdot z + \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot z^2 = 0.$
$= 7,2 \pm 0,6 = \begin{cases} 7,8 \text{ t.} \\ 6,6 \text{ t.} \end{cases}$	$z = 0,58 \text{ m.}$

Mellemfag:

$g + p:$	$g + 0,6 p:$
$M = \frac{1}{8} \cdot 3,00 \cdot 5,1^2 - \frac{3}{8} \cdot 3,0 = 7,7 \text{ tm.}$	$Q = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 5,1 = 5,6 \text{ t.}$
$Q = \frac{1}{2} \cdot 3,00 \cdot 5,1 = 7,6 \text{ t.}$	$3,0 \div 5,6 z + \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot z^2 = 0.$
	$z = 0,62 \text{ m.}$

$b = 16 \cdot 10 + 18 = 178 \text{ cm, } h_t = 41 \text{ cm.}$

Nødv. $h_n = 0,260 \sqrt{7700 : 1,78} = 17 \text{ cm.}$

$$F_j = \frac{7,7}{0,41 \cdot 1,3} = 14,4 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} 4 \phi 16 + 2 \phi 20 = 14,3 \text{ cm}^2 \\ 2 \phi 12 = 2,3 \text{ cm}^2 \\ \hline 16,6 \cdot 1,2 = 20 \text{ kg.} \end{array}$$

($2 \phi 20 + 1 \phi 16 : M = 4,45 \text{ tm}$, $2 \phi 16 : M = 2,1 \text{ tm}$, $1 \phi 16 : M = 1,1 \text{ tm}$. $\Sigma = 7,65 \text{ tm}$).

Paa Fig. 286 er angivet Moment- og Jernkurver.

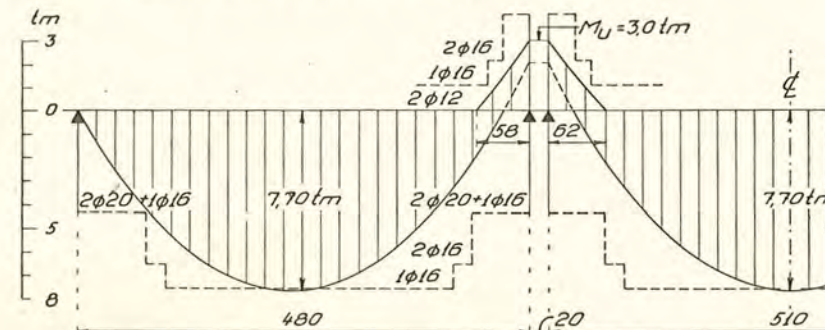


Fig. 286

Forskydning:

$$\tau_{\max} = \frac{7800}{0,875 \cdot 44 \cdot 18} = 11,2 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau = \frac{6600}{41 \cdot 18} = 9,0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\alpha = 480 \cdot \frac{11,2 - 7,5}{11,2 + 9,0} = 88 \text{ cm.}$$

$$K = \frac{1}{2} (11,2 + 7,5) \cdot 18 \cdot 88 = 14800 \text{ kg.}$$

$$3 \phi 16 \text{ opbøjet: } 6 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{2} = 11,0 \text{ t}$$

$$4 \text{ Bøjler } \phi 7: 3,1 \cdot 1,3 = 4,0 \text{ t}$$

$$\hline 15,0 \text{ t} > 14,8 \text{ t}$$

Tryk paa Murværk:

$$\sigma = \frac{6600}{18 \cdot 36} = 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

Mellembjælke:

$g + p:$	$g + 0,6 p:$
Pladen: $2,64 \cdot 1,0 = 2,62 \text{ t/m}$	$2,64 \cdot 0,7 = 1,82 \text{ t/m}$
Egenvægt: $0,18 -$	$0,18 -$
	<hr/>
	$2,80 \text{ t/m}$

Udføres som den yderste Bjælke.

Pr. m: $0,072 \text{ m}^3 - 20 \text{ kg} - 0,8 \text{ m}^2$

6. Bjælken B 22.

$h \cdot b_0 = 75 \cdot 30 \text{ cm.}$

Spændvidde Yderfag:

$778 + \frac{1}{2} \cdot 14700 : (30 \cdot 16) + \frac{1}{2} \cdot 19600 : (30 \cdot 60) \sim 800 \text{ cm.}$

Spændvidde Mellemfag: $752 + 16600 : (30 \cdot 60) \sim 764 \text{ cm.}$

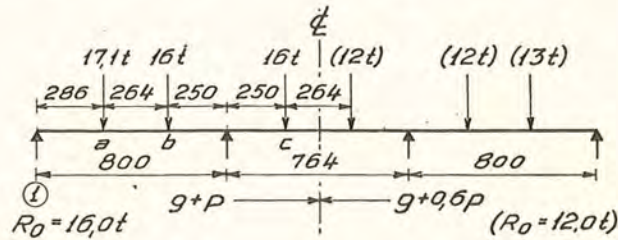


Fig. 287

Belastningen er som vist paa Fig. 287, idet

	$g + p:$	$g + 0,6 p:$
$3,00 \cdot 5,1 + 3,0/4,8$	$= 15,9 \text{ t}$	$2,20 \cdot 5,1 + 3,0/4,8 = 11,8 \text{ t}$
Egenvægt regnes koncentreret:		
$2,66 \text{ m} \cdot 0,30 \cdot 0,65 \cdot 2,4$		
$= 2,66 \cdot 0,47$	$= 1,2 -$	$1,2 -$
	$\frac{17,1 \text{ t}}$	$\frac{13,0 \text{ t}}$
$2,80 \cdot 5,1 + 3,0/4,8$	$= 14,8 \text{ t}$	$2,00 \cdot 5,1 + 3,0/4,8 = 10,8 \text{ t}$
	$1,2 -$	$1,2 -$
	$\frac{16,0 \text{ t}}$	$\frac{12,0 \text{ t}}$

M_u vælges til 15 tm, $h_n = 68 \text{ cm.}$

$c_{1,0} = 68 : \sqrt{15000 : (0,3 \cdot 1,3)} = 0,346, \eta = 0,86.$

$F_j = \frac{15}{0,86 \cdot 0,68 \cdot 1,3} = 20 \text{ cm}^2. \quad 2 \text{ } \phi 20 + 4 \text{ } \phi 25 = 26,0 \text{ cm}^2.$
 $2 \text{ } \phi 20 + 4 \text{ } \phi 28 = 30,9 \text{ cm}^2.$

(2 $\phi 20$: $M = 4,8 \text{ tm}$, 2 $\phi 25$: $M = 7,5 \text{ tm}$, 2 $\phi 28$: $M = 9,3 \text{ tm}$).

Yderfag:

$g + p:$	$g + 0,6 \cdot p:$
$R_{0,1} = (16 \cdot 2,5 + 17,1 \cdot 5,14) : 8$	$R_{0,1} = (12 \cdot 2,5 + 13 \cdot 5,14) : 8$
$= 16,0 \text{ t.}$	$= 12 \text{ t.}$
$M_a = 16 \cdot 2,86 - \frac{3}{8} \cdot 15 \cdot \frac{1}{3}$	$Q_2 = 13 + 1,25 \cdot 0,47 + 15/8$
$= 42,5 \text{ tm.}$	$= 15,5 \text{ t.}$
$M_b = 17,1 \cdot 2,5 - \frac{3}{8} \cdot 15 \cdot \frac{3}{8}$	$z = 15/15,5 = 1,0 \text{ m.}$
$= 36,1 \text{ tm.}$	
$Q_1 = 16,0 + 1,43 \cdot 0,47 \div 15/8$	
$= 14,7 \text{ t.}$	
$Q_2 = 17,1 + 1,25 \cdot 0,47 + 15/8$	
$= 19,6 \text{ t.}$	

$b = 16 \cdot 10 + 30 = 190 \text{ cm, } h_l = 65 \text{ cm.}$

Nødv. $h_n = 0,260 \cdot \sqrt{42500 : 1,9} = 39 \text{ cm.}$

$F_j = \frac{42,5}{0,65 \cdot 1,3} = 50,5 \text{ cm}^2. \quad 8 \text{ } \phi 28 = 49,5 \text{ cm}^2$
 $2 \text{ } \phi 20 = 6,3 \text{ cm}^2$
 $\frac{55,8 \cdot 1,2 = 67 \text{ kg}}$

(2 $\phi 28$: $M = 10,5 \text{ tm}$).

Forskydning i Yderfag:

$\tau_{\max} = \frac{19600}{0,86 \cdot 68 \cdot 30} = 11,1 \text{ kg/cm}^2, \tau = \frac{14700}{65 \cdot 30} = 7,5 \text{ kg/cm}^2.$
 $K = 11,1 \cdot 250 \cdot 30 = 83500 \text{ kg.}$
 6 $\phi 28$ opbøjet: $37 \text{ cm}^2 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{2} = 68,0 \text{ t}$
 16 Bøjler $\phi 7$: $12,3 \text{ cm}^2 \cdot 1,3 = 16,0 \text{ t}$
 $\frac{84,0 \text{ t.}}$

Adhæsionsspænding:

Ved Mellemlunderstøtning:
 $\tau_{\text{adh}} = \frac{19600}{0,86 \cdot 68 \cdot 6 \cdot \pi \cdot 2,8} = 6,4 \text{ kg/cm}^2.$

Ved Yderunderstøtning:
 $\tau_{\text{adh}} = \frac{14700}{65 \cdot 4 \cdot \pi \cdot 2,8} = 6,4 \text{ kg/cm}^2.$

Midterfag:

$g + p:$	$g + 0,6 p:$
$M_c = 16 \cdot 2,5 - 15 \cdot \frac{3}{8} = 30,0 \text{ tm.}$	$Q = 12 + 0,6 = 12,6 \text{ t.}$
$Q = 16,0 + 1,25 \cdot 0,47 = 16,6 \text{ t.}$	$z = 15 : 12,6 = 1,20 \text{ m.}$
$F_j = \frac{30}{0,65 \cdot 1,3} = 35,8 \text{ cm}^2. \quad 8 \text{ } \phi 25 = 39,4 \text{ cm}^2$	$2 \text{ } \phi 20 = 6,3 \text{ cm}^2$
	$\frac{45,7 \cdot 1,2 = 55 \text{ kg.}}$

(2 $\phi 25$: $M = 8,3 \text{ tm}$).

Paa Fig. 288 er angivet Moment- og Jernkurver.

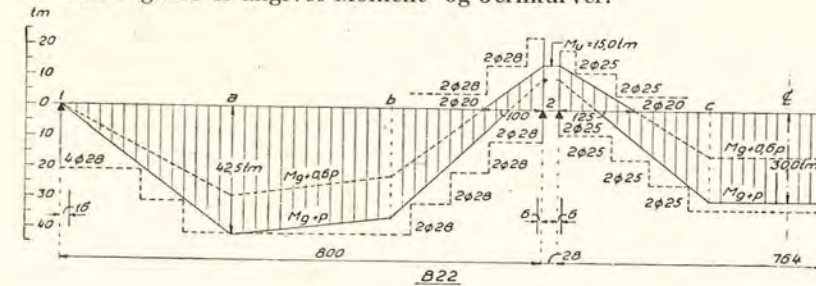


Fig. 288

Forskydning i Midterfag:

$$\tau = \frac{16600}{0,86 \cdot 68 \cdot 30} = 9,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 9,4 \cdot 250 \cdot 30 = 705000 \text{ kg.}$$

$$6 \text{ } \phi 25 \text{ opbøjet: } 29,6 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{2} = 54,5 \text{ t}$$

$$16 \text{ Bøjler } \phi 7: 12,3 \cdot 1,3 = 16,0 \text{ t}$$

$$\hline 70,5 \text{ t}$$

Forskydningskraftkurven er vist paa Fig. 289.

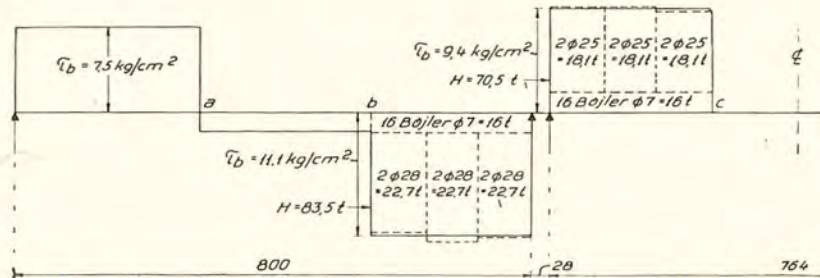


Fig. 289

Tryk paa Murværk:

$$\sigma = \frac{14700}{30 \cdot 36} = 13,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (haardtbrændte Sten i Bastardmørtel).}$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,195 \text{ m}^3} \text{ — } 63,0 \text{ kg} \text{ — } 1,3 \text{ m}^2$$

7. »Skjult« Bjælke B 23.

$$h \cdot b = 10 \cdot 26 \text{ cm.}$$

Spændvidde 185 cm.

Murværk:	625 · 0,9 =	560 kg/m
Pladen:	1000 · 0,14	140 —
		<hr/> 700 kg/m

$$M = \frac{1}{10,7} \cdot 700 \cdot 1,85^2 = 230 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Nødv. } h_n = 0,260 \sqrt{230 : 0,26} = 7,7 \text{ cm.}$$

$$F_j = \frac{23000}{0,85 \cdot 8 \cdot 1300} = 2,6 \text{ cm}^2. \quad 2 \phi 14 = 3,1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0 \text{ — } 2,8 \text{ kg} \text{ — } 0}$$

8. Vinduesoverligger B 24.

Udføres som B 34.

9. »Skjult« Bjælke B 25.

$$h \cdot b = 8 \cdot 26 \text{ cm.}$$

Spændvidde 130 cm.

Murværk:	625 · 0,9 =	560 kg/m
Pladen:	560 · 0,14 =	80 —
		<hr/> 640 kg/m

$$M = \frac{1}{10,7} \cdot 640 \cdot 1,3^2 = 103 \text{ kgm.}$$

$$\text{Nødv. } h_n = 0,260 \sqrt{103 : 0,26} = 5,3 \text{ cm}$$

$$F_j = \frac{10300}{0,85 \cdot 6 \cdot 1300} = 1,6 \text{ cm}^2. \quad 2 \phi 10 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0 \text{ — } 1,5 \text{ kg} \text{ — } 0}$$

10. Vinduesoverligger B 26.

Udføres som B 36.

11. Reposebjælken B 27.

$$h \cdot b = 29 \cdot 20 \text{ cm.}$$

Spændvidde: 220 + 1900 : (20 · 12) = 230 cm.

Fra Reposen:	0,7 · 560 =	390 kg/m
Fra Løb:	1,3 · 860 =	1120 —
Egenvægt:		<hr/> 110 —
		<hr/> 1620 kg/m

$$M = \frac{1}{8} \cdot 1620 \cdot 2,3^2 = 1070 \text{ kgm.}$$

$$\text{Nødv. } h_n = 0,260 \sqrt{1070 : 0,20} = 20 \text{ cm,}$$

$$F_j = \frac{107000}{0,85 \cdot 25 \cdot 1300} = 3,9 \text{ cm}^2. \quad 4 \phi 12 = 4,6 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 10 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\hline 6,2 \cdot 1,1 = 6,8 \text{ kg.}$$

Forskydning:

$$\tau_{\max} = \frac{1,15 \cdot 1620}{0,85 \cdot 20 \cdot 25} = 4,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Tryk paa Murværk:

$$\sigma = \frac{1,15 \cdot 1620}{20 \cdot 24} = 4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,040 \text{ m}^3} \text{ — } 6,8 \text{ kg} \text{ — } 0,5 \text{ m}^2$$

d. Stuen.

1. Pladen p 11.
Udføres som p 21.
2. Pladen p 12.
Udføres som p 22.
3. Pladen p 13.
Udføres som p 23.
4. Pladen p 14.
Udføres som p 24.
5. Pladen p 14 a.
Udføres som p 24.
6. Bjælken B 11.
Udføres som B 21.
7. Bjælken B 12.
Udføres som B 22.
8. Bjælken B 13.
Udføres som B 23.
9. Bjælken B 15.
Udføres som B 25.
10. Bjælken B 17.
Udføres som B 27.
11. Perronbjælken B 18.
 $h \cdot b = 36 \cdot 18$ cm.

Udkragning $100 + 10 = 110$ cm.

$$M = \frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot 1,1^2 = 1,82 \text{ tm.}$$

$$\text{Nodv. } h_n = 0,260 \sqrt{1820 : 0,18} = 26 \text{ cm,}$$

$$F_j = \frac{182000}{0,85 \cdot 32 \cdot 1300} = 5,2 \text{ cm}^2. \quad \begin{array}{l} 3 \text{ } \varnothing 16 = 6,0 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ } \varnothing 10 = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \hline 7,6 \cdot 1,2 = 9,0 \text{ kg.} \end{array}$$

Forskydning:

$$\tau = \frac{3000 \cdot 1,1}{0,85 \cdot 32 \cdot 18} = 6,7 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,042 \text{ m}^3 - 9,0 \text{ kg} - 0,46 \text{ m}^2}$$

12. Bjælken B 19.

Over Dør i Kælder, Trappe.

Spændvidde 110 cm.

$$\text{Fra B 17: } 1,620 \cdot 1,15 = 1,9 \text{ t.}$$

$$M = \frac{1}{4} \cdot 1,9 \cdot 1,1 = 0,52 \text{ tm.}$$

$$F_j = \frac{0,52}{0,9 \cdot 0,5 \cdot 1,3} = 0,9 \text{ cm}^2. \quad 2 \text{ } \varnothing 10 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0 \text{ m}^3 - 2,0 \text{ kg} - 0 \text{ m}^2}$$

e. Søjler og Fundamenter.**1. Indvendige Søjler:**

Taget:	B 31:	$3,31 + 3,12 =$	6,43 t	
	B 32:	$8,00 + 7,00 =$	15,00 -	
			21,43 t	
	Søjlen:	$3 \cdot 0,14$	0,47 -	21,9 t (S 31)
1. Sal:	B 21:	$7,8 + 7,6 =$	15,4 t	
	B 22:	$19,6 + 16,6 =$	36,2 -	
			51,6 t	
	Søjlen:	$3,8 \cdot 0,38$	1,4 -	53,0 t
			74,9 t	(S 21)

Stuen:			51,6 t	
	Søjlen:	$2,8 \cdot 0,50$	= 1,4 -	53,0 -
			127,9 t	(S 11)

Fundament:	$2,1 \cdot 2,1 \cdot 0,7 \cdot 2,4$	=	7,6 t	
			135,5 t	(F 01)

2. Søjle S 31.

$24 \cdot 24$ cm, $4 \text{ } \varnothing 12$, $F = 642 \text{ cm}^2$.

$$P = 21,9 + 25\% \text{ af } 21,43 = 26,3 \text{ t.}$$

$$P_D = 26,3 (1 + 12 (3,2 : 24)^2) = 32 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{32000}{642} = 50 \text{ kg/cm}^2 < 60.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,058 \text{ m}^3 - 4,5 \text{ kg} - 0,96 \text{ m}^2}$$

3. Søjle 21.

$40 \cdot 40$ cm, $4 \text{ } \varnothing 20$, $F = 1790 \text{ cm}^2$.

$$P = 74,9 + 25\% \text{ af } 51,6 = 87,8 \text{ t.}$$

$$P_D = 87,8 (1 + 12 (3,1 : 40)^2) = 94 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{94000}{1790} = 53 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,16 \text{ m}^3 - 12,6 \text{ kg} - 1,6 \text{ m}^2}$$

4. Søjle S 11.

$$46 \cdot 46 \text{ cm, } 4 \text{ } \phi 20 + 4 \text{ } \phi 16, F = 2430 \text{ cm}^2.$$

$$P = 127,9 + 25\% \text{ af } 51,6 = 140,8 \text{ t.}$$

$$P_D = 140,8 (1 + 12 (2,1 : 46)^2) = 144 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{144000}{2430} = 60 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Pr. m: } \underline{0,212 \text{ m}^3 - 21 \text{ kg} - 1,84 \text{ m}^2}$$

5. Fundament F 01.

Jernbeton. 210 · 210 · 70 cm, 7 ϕ 25 i begge Retninger.

$$\sigma_{\text{Jord}} = \frac{135500}{210 \cdot 210} = 3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 135,5 (2,1 - 0,46) = 27,8 \text{ tm.}$$

$$c_{1,0} = 65 : \sqrt{27800 : (2,1 \cdot 1,3)} = 0,65, \eta = 0,92.$$

$$F_j = \frac{27,8}{0,92 \cdot 0,65 \cdot 1,3} = 35 \text{ cm}^2. \quad 7 \text{ } \phi 25 = 34,4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pr. Stk.: } \underline{3,1 \text{ m}^3 - 210 \text{ kg} - 6 \text{ m}^2}$$

6. Fundament for Facadepille.

Groveton.

B 31:	2,6 t
B 33 og B 34: (1,26 + 0,25) · 2,64	= 4,0 -
Pillen: 0,36 · 0,84 · 2,5 · 1,7	= 1,3 -
B 21:	6,6 -
B 23 og B 24: (0,70 + 0,25) · 2,64	= 2,5 -
Pillen: 0,48 · 0,84 · 3,5 · 1,7	= 2,4 -
B 11:	6,6 -
B 13: 0,70 · 2,64	= 1,9 -
Kældermur: 0,50 · 2,8 · 2,64 · 2,3	= 8,5 -
Fundament: 0,60 · 0,30 · 2,64 · 2,3	= 1,1 -
Perronbjælke: 1,10 · 3,0 · 5,35 : 4,80	= 4,0 -
	<hr/> 41,5 t

$$\sigma_{\text{Jord}} = \frac{41500}{60 \cdot 264} = 2,6 \text{ kg/cm}^2.$$

7. Gavlfundament F 02.

Jernbeton. 120 · 140 · 30 cm.

Der regnes med, at Trykket fra B 32, B 22 og B 12 fordeler sig over 1,4 m Længde af Gavlen (Fig. 290).

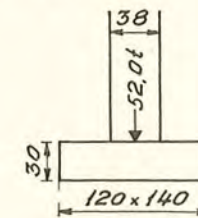


Fig. 290

$$B 32, B 22, B 12 : 6,4 + 2 \cdot 147 = 35,8 \text{ t}$$

$$\text{Plade, Tag: } \frac{1}{2} \cdot 2,14 + 1,1 \cdot 0,28 = 1,4 \text{ t/m}$$

$$\text{Plade, 1 Sal: } 1,3 \cdot 1 \div 0,3 : 2,61 = 1,2 \text{ -}$$

$$\text{Plade, Stue: } 1,2 \text{ -}$$

$$\text{Murværk: } 0,36 \cdot 7,3 \cdot 1,7 = 4,5 \text{ -}$$

$$\text{Kældermur: } 0,38 \cdot 2,8 \cdot 2,3 = 2,5 \text{ -}$$

$$\text{Fundament: } 1,20 \cdot 0,30 \cdot 2,4 = 0,9 \text{ -}$$

$$11,7 \text{ t/m} \cdot 1,4 = 16,2 \text{ t}$$

$$52,0 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{Jord}} = \frac{52000}{120 \cdot 140} = 3,1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 52,0 (1,2 - 0,38) = 5,3 \text{ tm,}$$

$$c_{1,0} = 28 : \sqrt{5300 : (1,4 \cdot 1,3)} = 0,52, \eta = 0,9,$$

$$F_j = \frac{5,3}{0,9 \cdot 0,28 \cdot 1,3} = 16,2 \text{ cm}^2, \quad 8 \text{ } \phi 16 = 16 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Fordelingsjern } 5 \text{ } \phi 10 = 4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pr. Stk.: } \underline{0,5 \text{ m}^3 - 40 \text{ kg} - 1,7 \text{ m}^2}$$

f. Styrkeberegning af Forskallingen.

(Se Tegn. Nr. 4)

1. Stuegulv og 1. Sals Gulv.

Pladen.

Belastningen paa Pladens Forskalling bestaar af:

$$\text{Egenvægt af Betonen: } 0,10 \cdot 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Egenvægt af Formen: ca. } 2 \text{ cbf/m}^2 \text{ } \grave{a} \text{ } 20 \text{ kg} = 40 \text{ -}$$

$$\text{Belastningstilfælde I: } 280 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tilfældig Belastning (Trillebøre): } 100 \text{ -}$$

$$\text{Belastningstilfælde II: } 380 \text{ kg/m}^2$$

1" ru Støbebrædder (gennemløbende) med Spændvidde 0,70 m bærer i H. t. Fig. 171 1300 kg/m² med en Nedbøjning i Yderfag paa $\frac{1}{400}$ af Spændvidden.

$\frac{5}{4}$ " · 5" Strøer pr. 0,70 m med Spændvidde 1,70 m har i H. t. Fig. 172 Bæreevnen:

$\frac{5}{4}$ " · 150 = 190 kg/m ved en Nedbøjning paa ca. $\frac{1}{500}$ l.
og $\frac{5}{4}$ " · 240 = 300 kg/m ved en Bøjningsspænding $r_b = 135$ kg/cm².

Strøerne belastes af:

Belastningstilfælde I: $0,70 \cdot 280 = 190$ kg/m

Belastningstilfælde II: $0,70 \cdot 380 = 270$ kg/m < 300 kg/m.

Trykket imellem Strøer og Rideplanke giver følgende Paavirkninger (Tryk paa Sidetræ):

$$I: \frac{190 \cdot 1,25}{3,1 \cdot 3,1} = 25 \text{ kg/cm}^2,$$

$$II: \frac{270 \cdot 1,25}{3,1 \cdot 3,1} = 35 \text{ kg/cm}^2.$$

$\frac{5}{4}$ " · 6" Rideplanker (gennemløbende) kan i Yderfag med Spændvidde 1,50 m belastes med $\frac{5}{4}$ " · 560 = 700 kg/m svarende til $r_b = 135$ kg/cm² d. v. s. Belastningstilfælde II.

I Belastningstilfælde I maa Lasten reduceres i Forholdet 120/135 > 280/380. Heraf ses, at II er afgørende, og i dette Tilfælde er Belastningen $380 \cdot 1,25 = 480$ kg/m.

Forbindelsen til Stolpen paavirkes af $480 \cdot 1,50 = 720$ kg, der i H. t. § 28 b.2 kan overføres af 7 Stk. $3\frac{1}{2}$ " Søm.

Bjælken B 22.

Bjælkebunden af gennemløbende 1" ru Støbebrædder med Spændvidde 0,60 m kan efter Fig. 171 belastes med 2000 kg/m², uden at Nedbøjningen overstiger $\frac{1}{400}$ af Spændvidden.

Konstruktionernes Egenvægt incl. Form er $0,75 \cdot 2400 + 40 = 1840$ kg/m². (Belastningstilfælde I). Den tilfældige Belastning (100 kg/m²) giver her et saa ringe forholdsmæssigt Tillæg til Lasten, at Belastningstilfælde II ikke kan blive afgørende.

$\frac{5}{4}$ " · 5" Strøer under Bjælkebund pr. 0,60 m har Spændvidde 0,90 m og kan ifølge Fig. 172 i Belastningstilfælde I belastes med

$$\frac{5}{4} \cdot 880 \cdot \frac{120}{135} = 980 \text{ kg/m}$$

d. v. s. $980 \cdot 0,90 = 880$ kg jævnt fordelt.

Lasten er:

Bjælkekroppen: $1840 \cdot 0,30 \cdot 0,60 = 330$ kg

Last fra Pladen: $280 \cdot 0,40 \cdot 0,60 = 70$ kg
400 kg koncentreret < $\frac{880}{2}$.

Tryk paa Sidetræ ved Rideplanke: $\frac{200}{3,1 \cdot 3,1} = 21$ kg/cm².

$\frac{5}{4}$ " · 6" Rideplanker (gennemløbende) kan i Yderfag med 1,80 m Spændvidde bære (Fig. 173):

$\frac{5}{4}$ " · 340 = 420 kg/m med $u = \frac{1}{500}$ l

eller $\frac{5}{4}$ " · 390 · $\frac{120}{135} = 430$ kg/m med $r_b = 120$ kg/cm²

Last: $\frac{1}{2} \cdot 400/0,60 = 330$ kg/m.

Forbindelsen til Stolpen skal overføre $330 \cdot 1,80 = 600$ kg, hvilket kan ske gennem de normale 7 Stk. $3\frac{1}{2}$ " Søm.

1" ru Brædder i Sideformen, Spændvidde 0,60 m, belastes paa nederste Brædt af Sidetrykket $0,65 \cdot 1300 = 850$ kg/m² < 2000 kg/m².

$\frac{5}{4}$ " · 6" Revler pr. 0,60 m (simpelt understøttede) med Spændvidde 0,65 m kan ifølge Fig. 171 belastes med $1800 \cdot 0,15 \cdot 0,65 = 180$ kg.

Sidetrykket anslaaes til 450 kg/m², hvortil svarer en Totallast paa Revlen paa: $450 \cdot 0,60 \cdot 0,65 = 180$ kg. Forbindelsen til Strøerne paavirkes af ca. $\frac{2}{3} \cdot 180 = 120$ kg, der kan optages af 2 Stk. $3\frac{1}{2}$ " Søm.

Stolperne.

4" · 4" Stolper belastes med følgende Kræfter:

Last fra Pladen: $\frac{1}{2} \cdot 720 = 360$ kg

Last fra B 22: 600 kg

Last fra B 21: ca. $1,25 \cdot 0,50 \cdot 0,09 \cdot 2400 = 140$ kg

Ialt: 1100 kg.

2. Taget.

Pladen.

Belastningen er:

Egenvægt af Betonen: $0,14 \cdot 2400 = 340$ kg/m²

Egenvægt af Formen: 40 —

Belastningstilfælde I: 380 kg/m²

Tilfældig Belastning: 100 —

Belastningstilfælde II: 480 kg/m²

1" ru Støbebrædder (gennemløbende) med 0,70 m Spændvidde bærer 1300 kg/m².

$\frac{5}{4}'' \cdot 5''$ Stroer (gennemløbende) pr. 0,70 m med Spændvidde 1,50 m kan efter Fig. 173 belastes med:

$$I: \frac{5}{4} \cdot 350 = 430 \text{ kg/m,}$$

$$II: \frac{5}{4} \cdot 390 = 490 \text{ kg/m.}$$

Belastningen paa Stroerne er i Tilfælde II.

$$480 \cdot 0,70 = 340 \text{ kg/m.}$$

Tryk paa Sidetræ ved Rideplanker er i Tilfælde II:

$$\frac{340 \cdot 1,50}{2 \cdot 3,1 \cdot 3,1} = 27 \text{ kg/cm}^2.$$

2 Stk. $\frac{5}{4}'' \cdot 6''$ Rideplanker (gennemløbende) med 1,80 m Spændvidde i Yderfag bærer:

$$2,5 \cdot 340 = 850 \text{ kg/m med } u = \frac{1}{500} l$$

$$2,5 \cdot 390 \cdot \frac{120}{135} = 870 \text{ kg/m med } r_b = 120 \text{ kg/cm}^2,$$

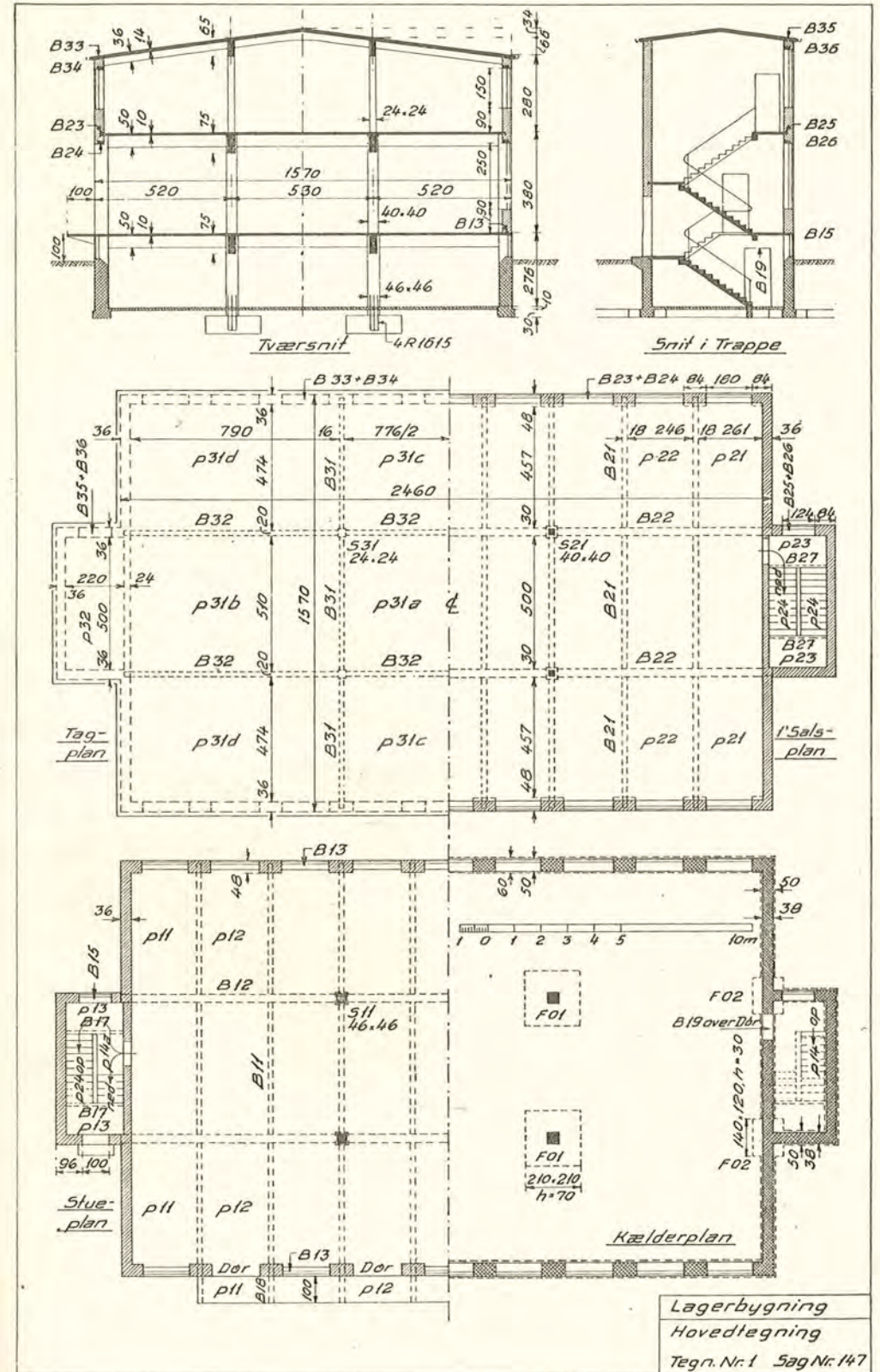
$$2,5 \cdot 390 = 970 \text{ kg/m med } r_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

I Belastningstilfælde II virker paa Rideplankerne:

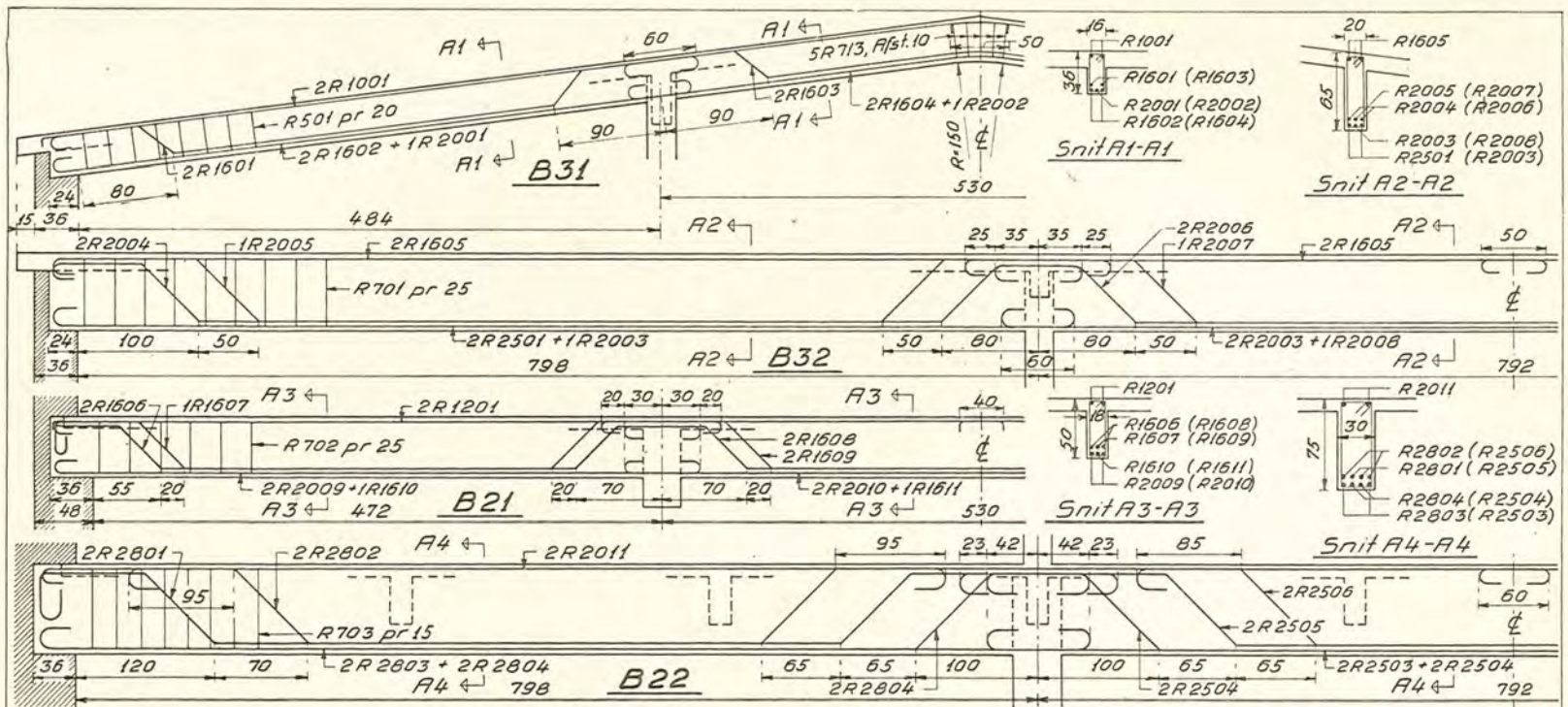
$$480 \cdot 1,50 = 720 \text{ kg/m.}$$

Forbindelserne til Stolpen skal optage $720 \cdot 1,80 = 1300 \text{ kg}$, hvortil haves 14 Stk. $3\frac{1}{2}''$ Søm.

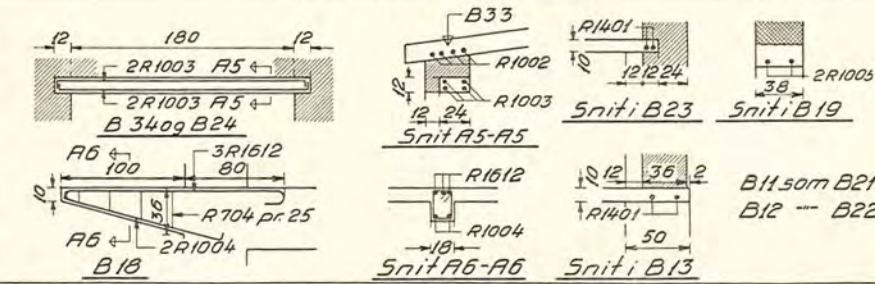
$4'' \cdot 4''$ Stolper belastes maksimalt med 1300 kg.



Lagerbygning
Hovedtegning
Tegn. Nr. 1 Sag Nr. 147



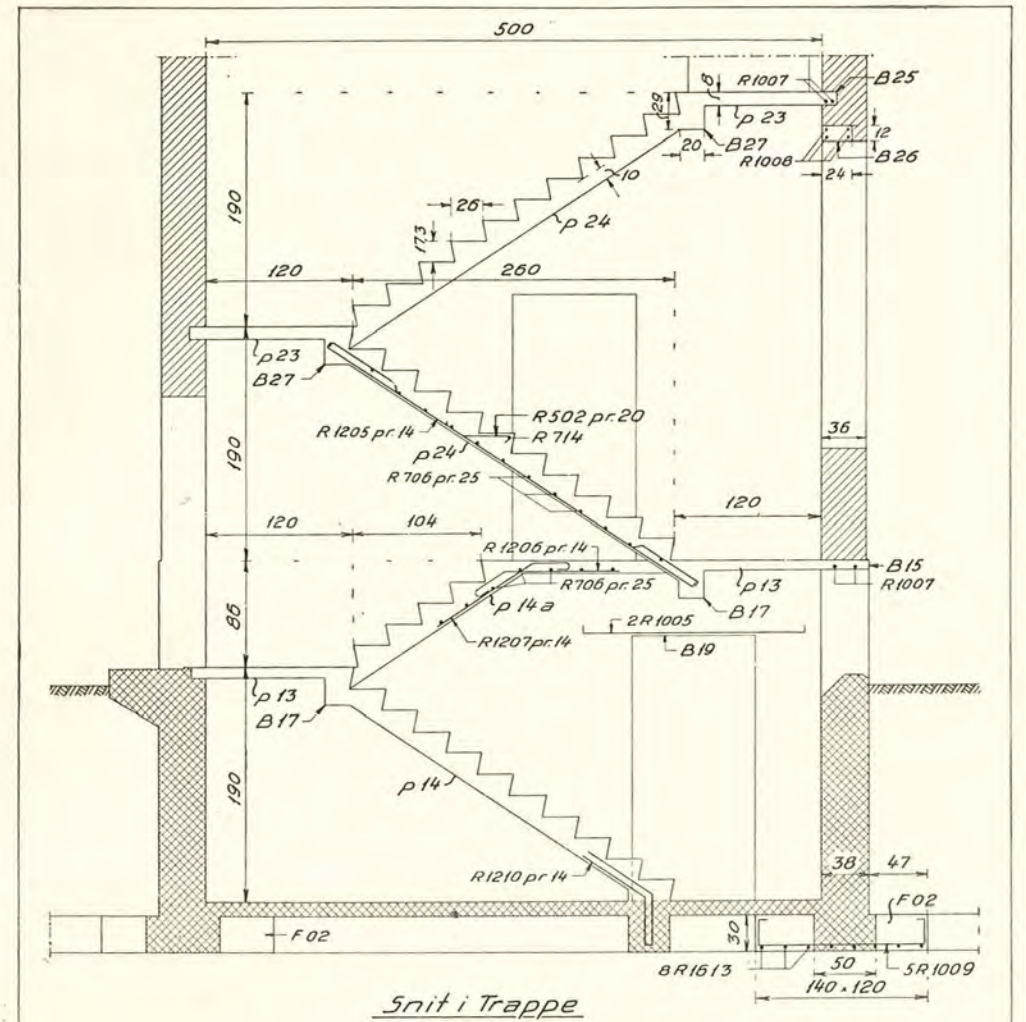
Lagerbygning
 Details af Etager
 Teg. Nr. 2 Sagn. Nr. 417



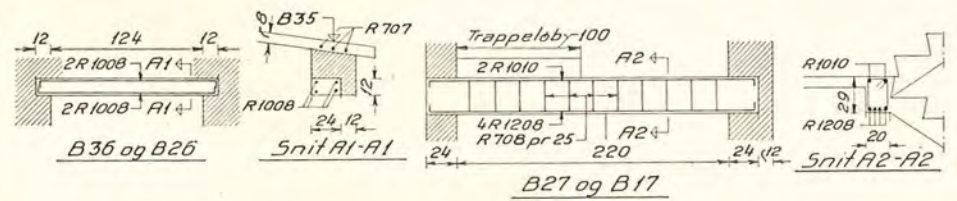
Pladetabel

Plade Nr	t cm	Armering	Facade
31	14	R 801 pr 15 "	R 1204 pr 20 "
22	10	R 1203 pr 18 "	R 705 pr 25
21	10	R 1203 pr 18 "	R 705 pr 25
12	10	+R 1006 pr 36	som P22
11	10	som P21	som P21

" Halvdelen af Jernene opbojes i 1/5 L fra Mellemunderstøtning og 1/7 L fra Yderunderstøtning. L = Lysvidde



Snit i Trappe



Pladefabel

Plade Nr	t cm	Armering # Facade	L Facade
32	8	R707 pr 16 y	R707 pr 25
24	10	R706 pr 25	R1205 pr 14 y
23	8	R706 pr 25	R706 pr 16 y
14	10	som p 24	som p 24
14a	10	R706 pr 25	R1206(1207)pr 14
13	8	som p 23	som p 23

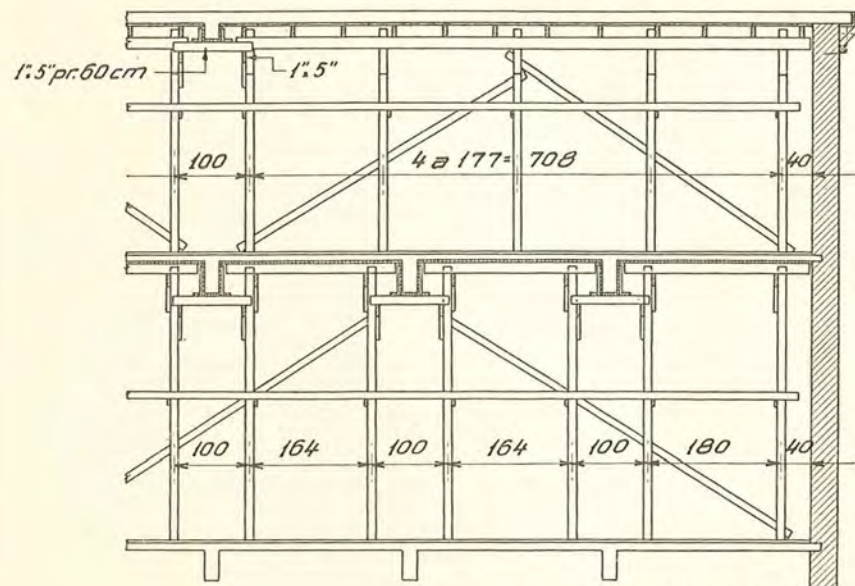
y Halvdelen af Jernene opbojes i 1/5 L fra Mellemunderstøtning og 1/7 L fra Yderunderstøtning. L = Lysvidde

Søjletabel

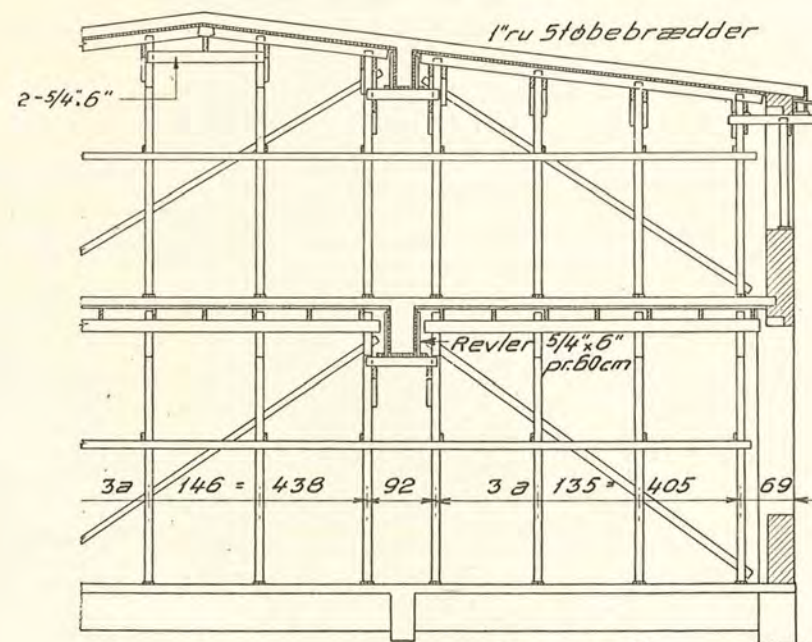
Søyle Nr	Dim. cm	Armering	Bøjler
31	24.24	4 R1209	R709 pr 18
21	40.40	4 R2012	R710 pr 30
11	46.46	4 R2013 + 4 R1514	R711 pr 24 R712 pr 24

Løgerbygning

Details af Trappe,
etc.
Tegn. Nr. 3 Sag Nr. 147



Længdesnit.



Tværsnit.

Stolper 4" x 4"

Fodrem under Stolper paa Jord i Kælder 2" x 6", ivoerigt 1" x 4"

Vandrette og skraa Afstivninger 1" x 4"

Strøer for Bj. 5/4" x 5" pr. 60 cm. } naa andet

Rideplanker for Pl. og Bj. 5/4" x 6" } ikke er angivet.

Strøer for Pl. 5/4" x 5" pr. 70 cm.

Forskalling i Kælder som i Stueetagen.

Lagerbygning

Forskalling

Tegn. Nr. 4 Sag Nr. 147

JERNLISTE Nr. 1
RUNDJERN

Sag Nr. 147
Tegn Nr. 2
Dato: 28/11 1947

Mrk.	Ø m/m	Antal	L m	total L m	Vægt t	Form	Anvendelse etc.	
501	5	140	1,10	154	0,02	32 x 13	B 31	
713	7	10	1,10	11	-	32 x 13	"	
1001	10	8	8,20	66	0,04	808 6	"	
1601	16	8	6,00	48		74 34 319 99 24	"	
1602	"	8	5,80	46		540	"	
1603	"	4	6,50	26		92 34 22 177 24 350	"	
1604	"	4	6,40	26		38 298 590	"	
				146	0,23			
2001	20	4	5,90	24		540	"	
2002	"	2	6,50	13		38 298 590	"	
				37	0,09			
701	7	190	1,75	332	0,10	60 x 17	B 32	
1605	16	8	12,80	102	0,16	1240	"	
2003	20	8	9,00	72		850	"	
2004	"	8	9,45	76		72 69 618 66 49	"	
2005	"	4	9,75	39		118 75 518 137 53	"	
2006	"	4	9,55	38		66 69 632 49	"	
2007	"	2	10,10	20		137 75 532 53	"	
2008	"	2	9,00	18		850	"	
				263	0,65			
Ø m/m			5	7	10	16	20	falt:
Overført fra		t						
Jernliste Nr.		1	0,02	0,10	0,04	0,39	0,74	1,29
At overføre		2	0,02	0,10	0,04	0,39	0,74	1,29