

FUNDERING

TEKNISK
FORLAG

Per Christiansen, A62027

FUNDERING

FORORDEN

FAA DANNE UDENHJEREDSBREVETNA BUCUVE

1. APRIL OG 1997

FUNDERING



TRINDE VUBLAD

KORENATV

TRINDE VUBLAD &
KORENATV

1997

B. STOUGAARD JENSEN
FOTOGRAFISK OPTRYK
1964

FUNDERING

FOREDRAG
FRA DANSK INGENIØRFORENINGS KURSUS
I APRIL OG MAJ 1960



TEKNISK FORLAG
KØBENHAVN

1960

AAGE CHRISTENSEN

STUDIESTRÆDE 63
TLF. C. 2541

KØBENHAVN V.
TELEX 2207



Krupp stålpunsvægge



KS-profiler



K-profiler



Kanalprofiler



Lette profiler

Profil	b mm	h mm	d mm	t mm	Om- fang cm/ lbm Væg	Tvær- nit cm ² / lbm Væg	Vægt		W _{max} cm ³ / lbm Væg
							kg/ lbm jern	kg/ m ² Væg	
KS I a	430	160	6,2	7,8	236	114	38,4	89	600
KS I	430	160	8	8,5	236	128	43,0	100	630
KS I b	430	160	8,7	9,3	236	135	45,6	106	660
KS II	430	180	10	11,7	242	155	52,5	122	850
K II	400	200	8	8,2	295	155	48,8	122	1100
K III	400	240	9	10,5	315	198	62,0	155	1600
K III b	400	240	10	12	295	198	62,0	155	1350
K IV	400	280	10	13,3	336	236	74,0	185	2200
K V	360	320	12	14,5	378	306	85,7	238	3000
K VI	300	320	13	22,0	372	369	104,4	290	3900
KD I	330	35	5		260	58	15,0	45	50
KD II	330	35	5,5		260	65	16,9	51	55
KL VII	288	65	5,5		278	76	17,3	60	132
KL IX	240	125	6		322	95	17,8	74	324

Desuden leveres KRUPP stålramppepæle

DYWIDAG forspændt beton og SIGMA specialtråd til forspænding

DOLBERG tipvognsmateriel og gravemaskiner etc.

Stenknusere, jernbaneskiner og tilbehør fra førende værker

FORLANG SPECIALBROCHURER

FORORD

I foråret 1959 afholdt Dansk Ingeniørforenings bygningsingeniørgruppe ved hjælp af foredragsholdere fra Geoteknisk Institut et velbesøgt kursus i geoteknik. Der blev ikke udgivet nogen kursusberetning, idet den netop udkomne lærebog (Lundgren og Brinch Hansen: „Geoteknik“, Teknisk Forlag 1958) anvendtes som grundbog. For taleksemplernes vedkommende kan der iøvrigt henvises til et senere udgivet værk (Brinch Hansen og Hessner: „Geotekniske Beregninger“, Teknisk Forlag 1959).

Som en naturlig fortsættelse af ovennævnte kursus afholdt bygningsingeniørgruppen i foråret 1960 et kursus i fundering. Foredragsholderne var her i vid udstrækning ingeniører fra praksis, der på denne måde stillede deres erfaringer til deres kollegers rådighed. For denne velvillige og værdifulde assistance skal jeg her — på Dansk Ingeniørforenings vegne — bringe vore foredragsholdere vor bedste tak.

Nærværende bog indeholder manuskripterne til de på sidstnævnte kursus holdte foredrag, idet man dog af pladshensyn har måttet udskyde en del af de ved foredragene viste lysbilleder. De efter foredragene stedfundne diskussioner er heller ikke gengivet i den foreliggende kursusberetning.

Denne prætenderer selvfølgelig ikke at være nogen fuldstændig lærebog i fundering. De valgte foredrag repræsenterer kun nogle af de vigtigste områder og er ifølge sagens natur langt fra udtømmende. Ikke desto mindre vil denne bog utvivlsomt vise sig at være en værdifuld hjælp, både for praktiserende ingeniører og studerende. Den sidste danske lærebog i fundering (Schönweller: „Fundering“) daterer sig som bekendt fra 1935.

J. Brinch Hansen

INDHOLDSFORTEGNELSE

	Side
<i>Direkte fundering</i>	9
Professor, civilingeniør, dr. techn. J. Brinch Hansen.	
<i>Dræning og isolering</i>	22
Civilingeniør J. J. Damgaard.	
<i>Ramning af pæle og spunspæle</i>	35
Direktør, civilingeniør M. Lassen-Nielsen.	
<i>Specialpæle</i>	46
Civilingeniør C. T. Winkel.	
<i>Grundvands sænkning</i>	78
Afdelingsingeniør, cand. polyt. Aage Hansen.	
<i>Afstivning af byggegruber</i>	93
Civilingeniør C. T. Winkel.	
<i>Sænkekasser</i>	118
Overingeniør, cand. polyt. Johs. Christensen.	
<i>Sænkebrønde og trykløftfundering</i>	142
Direktør, civilingeniør M. Lassen-Nielsen.	
<i>Grundforstærkning</i>	153
Civilingeniør F. Schrøder Petersen.	
<i>Jord som byggemateriale</i>	173
Afdelingsingeniør, cand. polyt. Chr. Broen Christensen.	
<i>Undervandsbeton</i>	193
Overingeniør, cand. polyt. E. A. Kirchhoff.	
<i>Korrosion af stælpæle m. v.</i>	205
Civilingeniør Hans Arup.	
<i>Korrosion af beton i funderingskonstruktioner</i>	213
Lektor, civilingeniør G. M. Idorn.	

Direkte fundering

Af professor, civilingeniør, dr. techn. J. Brinch Hansen.

1. Indledning

Ved direkte fundering forstås en funderingsmetode, hvorved fundamentene anbringes direkte på bærende jordlag i relativt ringe dybde under jordoverfladen, normalt en eller nogle få meter nede. Det er endvidere karakteristisk for direkte fundering — i modsætning til pæle eller sænkebrønds-fundering — at jorden bortgraves helt ned til funderingsniveau, inden selve fundamentene udføres.

Her i landet vil det normalt blive forlangt, at et fundament i det mindste føres ned til såkaldt frostfri dybde, der almindeligvis sættes til mellem 0,8 og 1,2 m. Der bør tages hensyn til grundvandsspejlets stilling og til jordarternes frostfarlighed. Eventuelle frosthævninger opstår som bekendt derved, at der i den øverste frosne zone dannes islinser, der vokser ved at suge vand til sig fra grundvandet længere nede. Sand er ikke frostfarligt, fordi dets kapillære stighøjde er for lille, og ler er heller ikke frostfarligt, fordi dets permeabilitet er for lille. Mellemlandarten silt er derimod særdeles frostfarlig.

2. Bæreevne og sætninger

Fundamentets nødvendige dybde og dimensioner bestemmes iøvrigt derved, at det dels skal have den fornødne bæreevne, og dels ikke må få skadevoldende sætninger. Se herom i „Geoteknik“ af Lundgren og Brinch Hansen (T.F. 1958).

Bæreevnen beregnes ved de fra den moderne geoteknik kendte bæreevneformler, hvori indgår jordens rumvægt γ og styrkeparametre c og φ . Det vil erindres, at bæreevnen normalt stiger med fundamentets dybde og bredde, medens den aftager med fundamentstrykkets hældning og ekscentricitet. For et fundament på ler kan det være nødvendigt at undersøge såvel kortidsbæreevnen, hvorved der regnes med $\varphi = 0$ og $c =$ lerets udrænedede forskydningsstyrke, som langtidbæreevnen, hvorved der skal regnes med de såkaldte effektive parametre \bar{c} og $\bar{\varphi}$. Sikkerheden indføres bedst i form af partialkoefficienter på såvel belastninger som styrkeparametre, og fundamentet skal i princippet gives sådanne dimensioner, at den nominelle bæreevne netop er lig den nominelle belastning.

Sætningerne beregnes på grundlag af konsolideringsforsøg og en simpel teori for trykspredningen ned gennem jordlagene. Som sætningsgivende belastning regnes med egenvægten plus den brøkdelt af nyttelasten, der i gennemsnit kan antages at være til stede over en længere årrække. Sætningerne vil normalt være små for fundamenter på sand eller moræneler, medens andre lerarter kan give betydelige sætninger. Tørve- eller dyndlag under fundamentet vil som oftest resultere i så store sætninger, at en direkte fundering må opgives, medmindre de pågældende lag fjernes eller forkonsolideres.

Størrelsen af den tilladelige sætning afhænger i allerhøjeste grad af overbygningens art og udformning. Den varierer lige fra 50-100 cm for visse stålzanke, gennem 20-30 cm for siloer og 5-10 cm for almindelige bygninger, ned til nogle få mm for turbinefundamenter. En fuldstændig ensformig sætning er naturligvis uskadelig, men i praksis må der altid regnes med differenssætninger, der — hvis de ikke beregnes — kan skønnes til mellem halvdelen og tredjedelen af totalsætningen.

Her i Danmark har vi jo i reglen usædvanlig gode forhold for direkte fundering. Vort moræneler og diluvialsand er som oftest så faste jordarter, at meget høje tryk på grunden kan tillades. Medens man for bare 10 år siden anså et tryk på 5 kg/cm² for en absolut øvre grænse, er vi nu — navnlig takket være professor Lundgrens indsats — nået helt op på 16 kg/cm² i særligt gunstige tilfælde. Og så har sætningerne endda været små; i reglen kun omkring et par cm eller endnu mindre.

3. Udgravning for fundamenter

Hvis fundamentsunderkant ligger under grundvandsspejlet, må det overvejes, hvorvidt og hvorledes fundamentsudgravningen kan tørholdes, idet dette er en nødvendighed for en tilfredsstillende udførelse af fundamentet. Består al jord under grundvandsspejlet af ler, er tørholdelsen normalt intet problem, men findes der vandførende sand- eller siltlag over funderingsniveau, vil det som oftest være nødvendigt at anordne en grundvandssænkning under udførelsen. Det samme er tilfældet, hvis de vandførende lag findes i så ringe dybde under funderingsniveau, at der kan være fare for lodret instabilitet, også kaldet hydraulisk grundbrud, når der graves ud for fundamentet. I sjældnere tilfælde kan fundamentet støbes af undervandsbeton.

Udgravninger for mindre fundamenter vil i reglen blive udført med håndkraft, medens større udgravninger naturligvis udføres maskinelt. Det må anbefales at lade en geoteknisk kyndig ingeniør inspicere fundamentsudgravningerne, da disse ofte kan give oplysninger, som ikke fremgår af de udførte borer. For større fundamenter vedkommende, og navnlig hvis der anvendes høje fundamentstryk, bør der udføres enten håndvingeforsøg eller håndkeglesondering under udgrav-

ningens bund til kontrol af bæreevnen. Førstnævnte undersøgelse anvendes i lerbund, sidstnævnte i sandbund.

Da fundamentet såvidt muligt skal anbringes på uforstyrret jord, bør man undgå unødvendig færdsel på den udgravede bund, og fundamentet bør støbes snarest muligt efter, at udgravningen er færdig. Inden selve fundamentet støbes, afrettes bunden i reglen med et 5—10 cm tykt lag af mager beton.

Ved maskinel udgravning af fundamentsgruber hænder det, at der graves for dybt. Almindeligvis fylder man da blot noget af den udgravede jord tilbage i hullet og stamper det til. Dette er dog en højst uheldig fremgangsmåde, der vil føre til formindsket bæreevne og forøgede sætninger. Har man ved et uheld gravet for dybt, bør man forøge afretningslagets betontykkelse tilsvarende.

Man vil ofte komme ud for at skulle grave en byggegrube ud i umiddelbar nærhed af allerede eksisterende, belastede fundamenter for en nabobygning. I så fald må man være meget forsigtig for ikke at reducere disse fundamenters bæreevne for meget. Drejer det sig om fundamenter på ler, kan man i reglen tillade sig at grave ned til de gamle fundamenters underside, idet den overliggende jords vægt her kun bidrager relativt lidt til bæreevnen. I sand er forholdet derimod det omvendte, hvorfor man her ikke kan tillade en så dyb udgravning umiddelbart op ad det gamle fundament, medmindre det drejer sig om et kælderfundament, der i forvejen kun er dimensioneret for en jordvægt svarende til kældergulvets niveau. Iøvrigt kan man naturligvis altid tillade noget mindre sikkerheder under en midlertidig udgravning end i den permanente tilstand.

Er det tvingende nødvendigt at grave dybere, end det gamle fundaments stabilitet tillader, må man gøre dette sektionvis og efterhånden anbringe særlige afstivninger eller understøtninger for det truede fundament.

4. Uarmerede søjlefundamenter

Det simpleste fundament er et kvadratisk søjlefundament af uarmeret beton (fig. 1). Den nominelle søjlelast $G + Pf_p$ betragtes som kendt; hertil skal lægges den effektive egenvægt G_t af fundamentet plus overliggende jord (minus eventuel opdrift). Fundamentet skal nu i det mindste gives sådanne dimensioner, at den nominelle bæreevne bliver lig den nominelle belastning:

$$Q_n \geq G + Pf_p + G_t \quad (1)$$

Dette kan enten gøres ved at indsætte bæreevneformlen (5.35. 2, 3 eller 4 i „Geoteknik“) i ovenstående ligning og løse denne med hensyn til den ubekendte fundamentsbredde B , eller man kan skønne fundamentets dimensioner og ændre dem, indtil ligningen er opfyldt.

For et uarmeret fundament må fremspringet a , fra søjlekant til fundamentskant,

aldrig være større end fundamentets højde H , og det skal helst være mindre end $2/3$ af denne højde.

Spændingsforholdene i en fundamentsklods som den betragtede kan ikke bestemmes eksakt, men som en tilnærmelse undersøger man det punkterede lodrette snit gennem en søjleside på sædvanlig måde for moment og transversalkraft.

Reaktionsfordelingen på fundamentets underside antages at svare til brudteorien, hvilket vil sige, at q - og c -bidragene regnes ensformigt fordelt, medens γ -bidraget

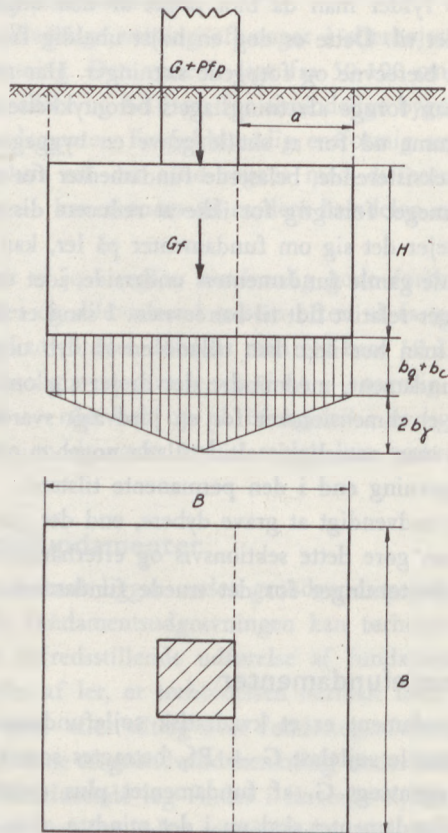


Fig. 1. Uarmeret, kvadratisk søjlefundament.

egentlig skulle fordeles pyramideformigt. For simpelheds skyld vil man dog ofte regne γ -bidraget kileformigt fordelt.

Hvis fundamentsfladen er større end nødvendigt, må man huske at reducere de forskellige bæreevnebidrag ved multiplikation med en sådan fælles faktor α , at den samlede reaktion netop holder ligevægt med den lodrette belastning:

$$\alpha = (G + P_f + G_f) : Q_n \quad (2)$$

Ved beregningen af nominelt moment og transversalkraft i det punkterede snit må man ligeledes huske, at der fra reaktionen skal trækkes et ensformigt fordelt bidrag svarende til fundamentets effektive egenvægt:

$$g_t = G_f : B^2 \quad (3)$$

Hvis bæreevneformlen skrives som:

$$Q_n : B^2 = b_n = b_y + b_q + b_c \quad (4)$$

bestemmes nominel transversalkraft og moment i det punkterede snit som følger:

$$T_n = Ba \left[\alpha (b_q + b_c) - g_t \right] + 2a^2 \alpha b_y \quad (5)$$

$$M_n = \frac{1}{2} Ba^2 \left[\alpha (b_q + b_c) - g_t \right] + \frac{2}{3} a^3 \alpha b_y \quad (6)$$

De maksimale værdier af nominel forskydningsspænding og bøjningstrækspænding i snittet bliver:

$$\tau_n = \frac{1,5 T_n}{BH} \quad \sigma_n = \frac{6 M_n}{BH^2} \quad (7-8)$$

Begge disse spændinger skal være mindre end betonens nominelle bøjningstrækstyrke, der kan sættes til 0,35 gange den virkelige. Dette bestemmer fundamentets nødvendige højde H.

5. Armerede søjlefundamenter

For svært belastede fundamenter bliver den nødvendige højde H meget betydelig, men den kan reduceres væsentligt ved at udføre fundamentet af armeret beton (fig. 2). Holdes fundamentets underkant i samme kote som før, skal bredden B også være den samme. Lægges underkanten derimod højere, må man til gengæld ofte forøge bredden for at bevare den fornødne bæreevne.

Nominel transversalkraft og moment i det punkterede lodrette snit langs søjlesiden bestemmes stadig ved de ovenfor angivne formler.

Beregningen af bøjningstrykspændingen og den fornødne armering sker her bedst ved hjælp af plasticitetsteorien, idet der regnes med konstant spænding i trykzonen, hvis højde ikke må overstige det halve af tværsnittets nyttehøjde H_n . Den konstante betonspænding skal være lig den nominelle cylinderstyrke σ_{nbc} , der kan sættes til 0,35 gange den virkelige. Man finder først trykzonens højde:

$$x = H_n - \sqrt{H_n^2 - \frac{2 M_n}{B \sigma_{nbc}}} \quad (< \frac{1}{2} H_n) \quad (9)$$

og dernæst den nødvendige armering:

$$A_s = \frac{x B \sigma_{nbc}}{\sigma_{ns}} \quad (10)$$

hvor σ_{ns} er stålets nominelle flydegrænse, der kan sættes til 0,70 gange den virkelige. A_s angiver det samlede jernareal, der skal anbringes foruden i det punk-

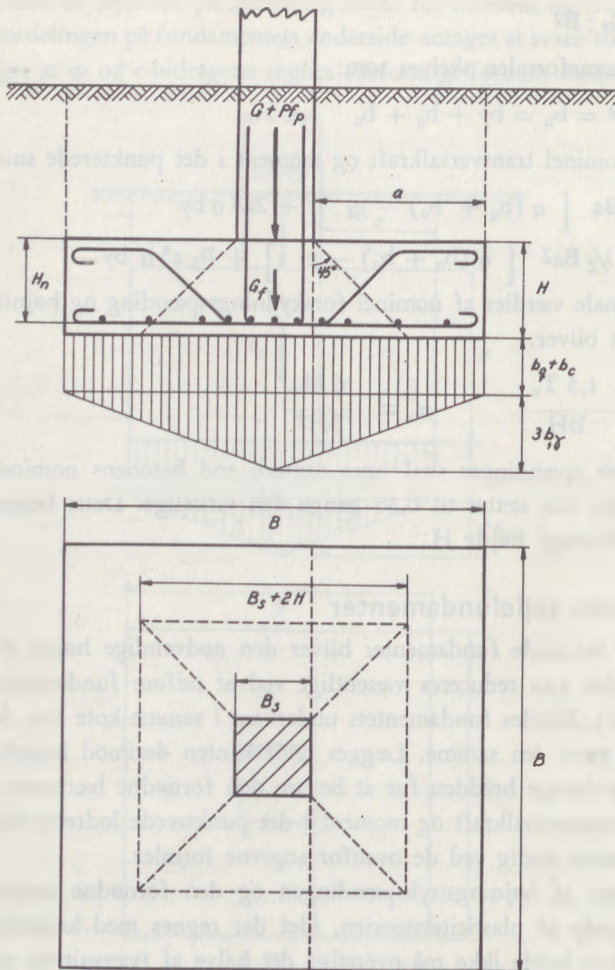


Fig. 2. Armeret, kvadratisk søjlefundament.

terede snit; jernene kan normalt fordeles jævnt over bredden B . Af symmetri-grunde skal der anbringes nøjagtig samme armering vinkelret på den føromtalte.

Betondækningen uden på fundamentets armeringsjern bør være mindst 5 cm. Udføres fundamentets armering af almindelige rundjern, bør disse forsynes med kroge, men anvendes der kamstål eller lignende, er dette ikke nødvendigt. Skal der ovenpå fundamentet støbes søjler, vægge eller andre betonkonstruktioner,

må fundamentet indeholde opregende stødjern til senere forbindelse med disse konstruktioner.

Forskydningsspændingerne i det punkterede lodrette snit behøver man normalt ikke at interessere sig for; derimod må man altid undersøge risikoen for gennemlokning. Forsøg har vist, at søjlen herved trykker en pyramidestubformet del af fundamentet med sig ned. Sidefladernes vinkel med lodret synes at være omkring 55° , men for en sikkerheds skyld regnes der her med 45° .

Den nominelle trækspænding vinkelret på pyramidestubbens sideflader beregnes som følger, idet man fra søjletrykket skal trække reaktionen på pyramidestubbens grundflade. Der regnes herved med en pyramideformet fordeling af γ -bidraget, d.v.s. med en maksimumspænding på $3b\gamma$:

$$\sigma_n = \frac{G + Pf_p - a(B_s + 2H)^2 [b_q + b_c + b\gamma(1 + 4(a - H) : B)]}{4H(B_s + H)} \quad (11)$$

Denne spænding må normalt ikke overskride betonens nominelle trækstyrke, der kan sættes til 0,35 gange den virkelige. Ønsker man af særlige grunde at anvende en mindre fundamentshøjde end den hertil svarende, skal der gennem pyramidestubbens sideflader føres så mange skråjern (vist på fig. 2), at disse — med udnyttelse af den nominelle flydegrænse — kan optage den til spændingerne σ_n svarende samlede trækraft:

$$S_n = \sigma_n \cdot 4H \sqrt{2}(B_s + H) \quad (12)$$

Et taleksekempel på dimensionering af et søjlefundament af henholdsvis uarmeret og armeret beton er gennemregnet i eks. 35 i „Geotekniske Beregninger“ af Brinch Hansen og Hessner (T.F. 1959).

Kvadratiske søjlefundamenter er de mest økonomiske, men hvor pladsforholdene er begrænsede i den ene retning, kan det blive nødvendigt at udføre et rektangulært søjlefundament med bredde B og længde L. Man må her undersøge begge de to forskellige lodrette snit, der kan lægges langs søjlens sider, og γ -bidraget til bæreevnen kan for simpelheds skyld regnes kileformigt fordelt over bredden B og ensformigt fordelt over længden L. Gennemlokning må undersøges på lignende måde som for det kvadratiske fundament.

6. Optagelse af vandrette kræfter og momenter

I de her anførte betragtninger er det forudsat, at søjletrykket virker lodret og centralt på fundamentet. I realiteten vil man næsten altid i tilgift have små vandrette kræfter og momenter, som man i almindelig husbygning ikke plejer at tage særlig hensyn til, da deres virkninger forudsættes dækket af den normale sikkerhed. Har man derimod at gøre med væsentlige vandrette kræfter eller momenter, bliver fundamentet skråt og ekscentrisk påvirket, hvilket dels medfører en nedsæt-

telse af bæreevnen, som kan beregnes ved hjælp af den generelle bæreevneformel, og dels vil forårsage skæve sætninger af fundamenterne i tidens løb.

I denne forbindelse kan det bemærkes, at man normalt ikke kan tillade sig at regne en søjle indspændt i et enkeltfundament, såfremt dette kræver, at fundamentet ikke må dreje sig, da kun en meget uøkonomisk overdimensionering af fundamentet vil kunne blot tilnærmelsesvis opfylde denne fordring. Det vil i reglen være en langt bedre tilnærmelse at regne med, at søjlen har et charnier i fundamentsfladens niveau.

Det er også undertiden et problem, hvorvidt man kan tillade sig at regne eventuelle vandrette kræfter optaget af passivt jordtryk på fundamenterens ene sideflade. Normalt vil dette ikke være forsvarligt, hvis det kræver udnyttelse af en væsentlig del af det passive jordtryks grænseværdi, idet der hertil kræves en så stor vandret bevægelse af fundamentet, at den sjældent kan betragtes som tilladelig. Man kan derimod altid regne med hviletryk — og undertiden også med en vis brøkdelen af det passive jordtryk — på fundamentsiden i bevægelsesretningen, og man kan som regel samtidig regne med aktivt jordtryk på den modsatte side. Visse fundamentskonstruktioner — og herunder navnlig kældermure — er dog i praksis så ubevægelige, at det må tilrådes at dimensionere dem for hviletryk i stedet for aktivt jordtryk.

Enkeltfundamenter med forskellig belastning vil normalt blive dimensioneret således, at de har samme brudsikkerhed. I så fald vil de imidlertid få forskellige sætninger, idet disse da er proportionale med fundamentsbredderne. Er overbygningen meget følsom over for differenssætninger, kan man formindske sådanne ved at overdimensionere de større fundamenter, men dette er naturligvis kostbart. En anden udvej er at samle flere søjler på et fælles fundament; i grænsetilfælde at fundere hele bygningen på en gennemgående plade.

7. Stribefundamenter

En gennemgående væg eller anden langstrakt konstruktion med nogenlunde konstant belastning pr. længdeenhed funderes på et vægfundament, også kaldet et stribefundament. De øverste billeder i fig. 1-2 kan også opfattes som forestillende tværsnit i stribefundamenter af henholdsvis uarmeret og armeret beton. Her må man undersøge det lodrette snit langs væggenes sideflade samt de skrå snit under 45° , der svarer til gennemlokning. I visse tilfælde er belastningen så ringe, at fundamentet ikke behøver at have større bredde end væggen selv.

Teoretisk set behøver et stribefundament af jernbeton ingen længdearmring, men af hensyn til ekstraspændinger fra temperatur, svind og differenssætninger indlægges man altid på langs en minimumsarmering på f.eks. 0,2 % af betontværsnittet, fordelt med halvdelen foroven og halvdelen forneden. Er fundamentet meget langt, bør der med 20-40 m mellemrum anordnes lodrette dilatations-

fuger. Hvis det er af vigtighed at undgå differenssætninger ved fugerne, kan disse fortandes.

Skal et stribefundament bære en række søjler, må det beregnes som en kontinuerlig bjælke, der på oversiden er belastet med en række givne kræfter og på undersiden med reaktionen fra jorden. Det vil altid være på den sikre side at regne med ensformig reaktionsfordeling, men det er mere økonomisk at beregne fundamentet som en elastisk bjælke. Hviler denne på sand, kan man anvende ballasttal-teorien, som det f.eks. er gjort i eks. 20 i „Geotekniske Beregninger“; men ligger den på ler, er det bedre at anvende konsolideringsteorien efter lignende principper som anvendt i eks. 19.

Undertiden skal et stribefundament bære en bevægelig belastning, som det f.eks. er tilfældet med en kranbjælke, der belastes af hjultrykkene fra en kørende kran. I så fald er der naturligvis ingen mening i at anvende konsolideringsteorien, hvorfor ballasttal-teorien er den eneste mulighed.

8. Kombinerede fundamenter

Når et fundament bærer mere end én søjle, kaldes det et kombineret fundament. Fig. 3 viser nogle typiske eksempler. Den hyppigste grund til anvendelse af kombinerede fundamenter er begrænsede pladsforhold:

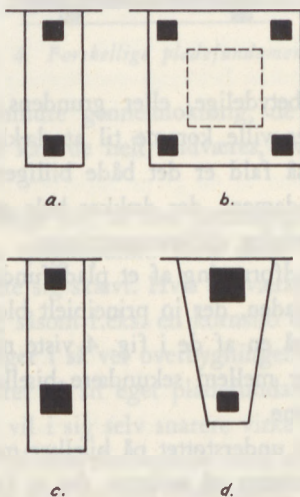


Fig. 3. Nogle kombinerede fundamenter.

a) Når ydersøjlerne skal anbringes så tæt ved byggelinien, at enkeltfundamenter ville blive stærkt ekscentrisk belastede, anvendes i stedet et fælles fundament for ydersøjlen og den nærmeste indersøjle. Dette kombinerede fundament vil da blive nogenlunde centralt belastet.

b) Tilsvarende kan en hjørnesøjle sammen med to facadesøjler og én inder-søjle anbringes på et fælles fundament, eventuelt med en udsparring i midten.

c) Ofte vil indersøjlen have en væsentlig større belastning end ydersøjlen. I så fald kan fundamentet forlænges på den anden side af indersøjlen, så det bliver centralt belastet.

d) Er omvendt ydersøjlen den stærkest belastede, kan det samme opnås ved at give fundamentet trapezform.

Andre grunde til at anvende kombinerede fundamenter kan f.eks. være flg.:

e) Når enkeltfundamenter ville blive så store, at afstanden mellem dem ville blive væsentlig mindre end fundamentsbredden. I så fald er det i reglen billigere at samle dem til et mindre antal kombinerede fundamenter, eventuelt til ét gennemgående pladefundament.

f) Når overbygningen er meget følsom for differenssætninger, kan sådanne reduceres væsentligt ved at anvende kombinerede fundamenter.

g) Endelig er et kombineret fundament bedre end enkeltfundamenter i stand til at optage vandrette kræfter og momenter i tigt til den lodrette belastning.

Hvad beregningen af kombinerede fundamenter angår, vil man såvidt muligt udforme dem således, at den sætningsgivende belastnings resultant virker i grundfladens tyngdepunkt, og man plejer da simpelthen at regne med en ensformig reaktionsfordeling, hvis fundamenterne ikke er meget store.

9. Pladefundering

Når belastningerne er betydelige, eller grundens bæreevne ringe, vil man finde, at enkeltfundamenter ville komme til at dække den overvejende del af bygværkets grundflade. I så fald er det både billigere og bedre at anvende et sammenhængende pladefundament, der dækker hele grundfladen. Dette har den yderligere fordel at give mindre differenssætninger.

Hvad den konstruktive udformning af et pladefundament angår, er der 3 forskellige muligheder, idet pladen, der jo principielt blot er et svært belastet, omvendt dæk, kan udformes på en af de i fig. 4 viste måder:

a) Enkeltarmerede plader mellem sekundære bjælker, der er understøttet på hovedbjælker mellem søjlerne.

b) Krydsarmerede plader understøttet på bjælker mellem søjlerne.

c) Paddehatplader understøttet på søjlerne, der er forstærket med de fornødne kapitæler.

De to førstnævnte metoder bliver let kostbare på grund af det mere udviklede jern- og formarbejde. Lægger man bjælkesystemet ovenpå pladen, hvad der er det simpleste og ødelægger byggegrunden mindst, vil disse bjælker til gengæld være i vejen, så man bliver nødt til at lægge et ekstra gulv oven på dem. Undertiden har man derfor anordnet bjælkesystemet nedenunder pladen, men dette er

vanskeligere og forstyrrer i nogen grad byggegrunden, der bør være så uberørt som muligt.

Paddehatpladen har ikke, eller kun i ringe grad, de nævnte mangler, og vil iøvrigt ofte vise sig at være den billigste. Ved relativt tynde plader er søjlefød-

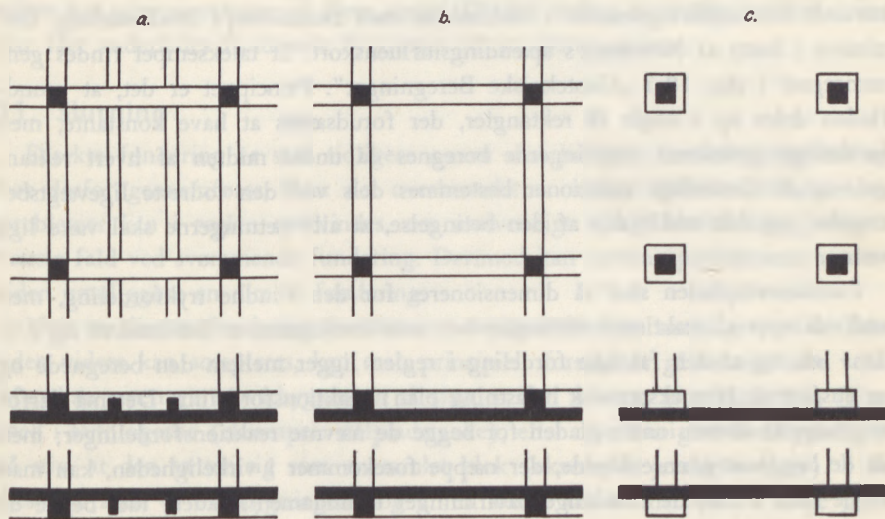


Fig. 4. Forskellige pladefundamenter.

derne nødvendige for at hindre gennemlokning; de kan anbringes enten over eller under pladen. Iøvrigt kan de helt undværes, hvis pladen gøres tilstrækkelig tyk.

Det er af vigtighed at sørge for, at den sætningsgivende belastnings resultant falder i fundamentsfladens tyngdepunkt. Hvis dette ikke er tilfældet, kan hele bygværket komme til at sætte sig skævt. Hvis bygværket består af dele med meget forskellig enhedsbelastning, såsom f.eks. en kornsilo og dens maskintårn, bør der anordnes gennemgående fuger i så vel overbygningen som pladefundamentet, således at hver del står isoleret på sit eget pladefundament.

Et stort pladefundament vil i sig selv snarere virke som et bøjeligt end som et stift fundament. Derimod vil dets forbindelse med overbygningen ofte medføre, at det alligevel opfører sig som et stift fundament. Dette er navnlig tilfældet med en siloblok, men man kan også i andre bygninger fremkalde en lignende virkning, f.eks. ved anvendelse af stive rammesystemer eller skiver.

Under sådanne forhold vil reaktionsfordelingen ikke være ensformig; der vil være større tryk under kanterne og specielt ved hjørnerne end under midten. Dette må der naturligvis tages hensyn til ved dimensioneringen af fundamentspladen.

Man har ofte anvendt elasticitetsteorien, ved hvis hjælp reaktionsfordelingen kan bestemmes med enhver ønsket nøjagtighed, selv om det kan kræve et stort beregningsarbejde. For sands vedkommende er dette stadig den mest nærliggende udvej.

Pladefundering anvendes dog oftest på lerbund, og her må det anbefales at anvende konsolideringsteorien i forbindelse med Boussinesq's trykfordeling, fortrinsvis i form af Newmark's spændingsinfluenkort. Et taleksempel findes gennemregnet i eks. 18 i „Geotekniske Beregninger“. Princippet er det, at grundfladen deles op i nogle få rektangler, der forudsættes at have konstante, men forskellige reaktioner. Sætningerne beregnes da under midten af hvert rektangel, og de forskellige reaktioner bestemmes dels ved den lodrette ligevægtsbetingelse, og dels ved hjælp af den betingelse, at alle sætningerne skal være lige store.

Fundamentspladen skal så dimensioneres for den fundne trykfordeling, men ved målinger af reaktionsfordelingen har man konstateret, at den ændrer sig i tidens løb, og at den faktiske fordeling i reglen ligger mellem den beregnede og en ensformig (for ekscentrisk belastning plan) reaktionsfordeling. Det må derfor anbefales at dimensionere pladen for begge de nævnte reaktionsfordelinger; men da de begge er grænsetilfælde, der næppe forekommer i virkeligheden, kan man regne med forhøjede tilladelige påvirkninger i fundamentspladen, idet begge de nævnte tilfælde betragtes som ekstraordinære.

Såfremt pladen i sig selv kan betragtes som bøjelig i forhold til en stiv overbygning, må den beregnes som fast understøttet på overbygningens søjler, vægge etc. Kan pladen derimod betragtes som stiv i forhold til en slap overbygning, må den beregnes som påvirket af de givne søjletryk m.m. fra overbygningen.

10. Svømmende fundering

Hvis bunden er meget blød, og man ikke ønsker at anvende pælefundering, vil meget ofte en såkaldt svømmende eller kompenseret fundering være den eneste udvej. Det er et specielt tilfælde af en pladefundering, hvorved princippet er, at pladen skal anbringes i en sådan dybde, at vægten af den udgravede jord svarer til hele bygværkets sætningsgivende belastning, eller i hvert fald til dets egenvægt. På denne måde opnår man, at jorden ikke belastes mere, end den hele tiden har været, og der er derfor ikke noget bæreevneproblem for det færdige bygværk. Derimod kan der naturligvis være risiko for opskydninger o. lign. i byggegruben under udgravningen.

Hvad sætningerne angår, er disse ikke helt elimineret, men de er reduceret til en brøkdel af, hvad de ville have været ved en normal fundering, fordi der nu er tale om en genbelastning af jorden i stedet for en nybelastning. Der må dog desuden også regnes med en vis initialsætning.

Hvis bygværket består af dele med meget forskellig enhedsbelastning, må den svømmende funderings dybde afpasses således, at hver del for sig er i ligevægt. Eventuelt indlægges der gennemgående fuger mellem de forskellige dele.

Ved hjælp af svømmende fundering har man med held bygget skyskrabere i Mexico City, hvor undergrunden består af ekseptionelt blødt, vulkansk ler, der ellers kan give sætninger på flere meter. De har endog modstået jordskælv, der har fået anderledes funderede bygninger til at styrte sammen.

11. Slutning

Direkte fundering er som tidligere nævnt den billigste funderingsmetode og bør derfor gennemføres, hvor det overhovedet er muligt. Eventuelle bæreevneproblemer kan i reglen overvindes, om nødvendigt ved pladefundering, eller i værste fald ved svømmende fundering. Derimod kan sætningsproblemerne undertiden umuliggøre en direkte fundering.

Hvis en direkte fundering forventes at medføre så store sætninger, at de ikke uden videre kan accepteres, kan man principielt forsøge at gå to modsatte veje. Man kan enten gøre overbygningen så slap, at den uden at tage skade kan følge med i sætningerne (eksempel: stålpladetanke), eller man kan gøre overbygningen så stiv, at den sætter sig som en samlet blok (eksempel: jernbetonsiloer). I de fleste tilfælde er overbygningen dog af en sådan art, at man kun i ringe grad kan ændre dens stivhedsforhold.

Findes de forventelige sætninger stadig at være utilladeligt store, eller bliver omkostningerne ved at fremskaffe den fornødne bæreevne for betydelige, må man gå over til fundering på dybereliggende, fastere lag ved hjælp af pæle eller sænkebrønde.

Dræning og isolering

Af civilingeniør J. J. Damgaard.

Dræning og isolering er et emne, der normalt kun optager få sider i tekstbøger i faget fundering. Det er næppe, fordi forfatterne undervurderer emnets betydning for den rette udformning af mange, hyppigt forekommende konstruktioner, men formentlig på grund af at drænings- og isoleringsforanstaltningerne i så udpræget grad bygger på en praksis, der er groet frem af de udførendes personlige erfaringer, og velsagtens også fordi en beskrivelse af drænings- og isoleringsforanstaltninger må blive en gennemgang af relativt simple problemer og principielt ret selvfølgelige løsninger.

Det kan imidlertid nok være værdifuldt som led i dette kursus at forsøge en nogenlunde samlet oversigt over emnet — omend det følgende i højere grad hviler på litteraturstudier end egen praksis — fordi fremstillingen måske kan give anledning til en række indlæg om kursusdeltagernes personlige erfaringer.

Dræningsforanstaltninger har dobbelt sigte, nemlig dels at fjerne eller reducere vandtryk på konstruktioner i jord, dels at forhindre vandgennemsvivning i disse konstruktioner, mens isoleringsforanstaltninger kun har den sidstnævnte opgave. Da isolationslag ifølge sagens natur standser potentielle vandstrømme, påvirkes de af vandtryk og må derfor enten udføres selv bærende eller anbringes på vandsiden af de bærende konstruktioner.

Gennemsvivende vand kan som bekendt forårsage stærkt skæmmende udblomstringer og forringe eller ødelægge værdien af kældre som oplagsrum.

Dræningsforanstaltninger kan medføre meget store besparelser, hvilket kan illustreres ved følgende lille eksempel. Udfører man en dræning, der totalt fjerner vandtrykket på en lodret støttemur i sandfyld, hvor grundvandsspejlet før dræningen stod i terræn, falder trykket på muren og det dimensionsgivende moment med ca. 60 %. Da dræningen i dette tilfælde vil kunne udføres med forholdsvis små omkostninger, vil der — specielt ved større murhøjder — kunne spares meget store beløb ved udførelsen af en hensigtsmæssig dræning.

Som et kuriosum kan det nævnes, at man kan komme ud for specielle tilfælde, hvor det er uheldigt at gennemføre en dræning. Ved kælderkonstruktioner til stor dybde under grundvandsspejlet bæres en relativt stor del af den overliggende bygnings vægt af opdriften fra grundvandet, og en fuldstændig dræning ville derfor

medføre en betydeligt forøget nettobelastning på jordlagene under bygningen og dermed også forøgede nedsynkninger.

De projekterede konstruktioners karakter er derfor afgørende for, hvor omfattende drænings- og isoleringsforanstaltninger man bør udføre i hvert enkelt tilfælde.

Det vil herefter være naturligt at belyse emnet ved en række eksempler på drænings- og isoleringsforanstaltninger i konstruktioner, hvor disse har særlig betydning, først ved støttemure og derefter ved kældervægge og -gulve.

De forhold, der må tages i betragtning ved udformningen af drænet, er først og fremmest egenskaberne af jorden bag muren og grundvandsspejlets beliggenhed; men også nedsivning af regnvand, muligheden for utætheder i nærliggende kloak- og vandledninger og frostrisikoen må indgå i overvejelserne.

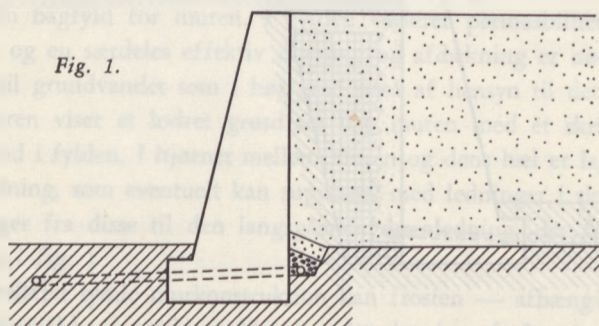


Fig. 1 viser en simpel gravitationsmur i beton funderet i vandstandsende ler og støttende en naturlig aflejrning af sand, i hvilket der findes et relativt højtstående grundvandsspejl. I denne situation er det uden videre klart, at en dræning vil være økonomisk og let at udføre, idet man blot kan lægge en langsgående drænledning i et singels- og grusfilter bag muren i en lille udgravning i leroverfladen, føre stikledninger ud fra ledningens dybdepunkter til en samleledning og forbinde denne med kloak eller grøft. Samleledningen må placeres sådan, at dens udførelse og eksistens ikke har indflydelse på murens stabilitet. Under de givne forhold må man være opmærksom på, at der udføres en grundvandssænkning i en bred stribe bag muren. Denne sænkning kan have indflydelse på eventuelle direkte funderede eller træpælefunderede bygninger inden for sænkingsområdet.

Hvis den naturlige bagfyld ikke har en tilfredsstillende permeabilitetskoefficient, må man supplere det viste dræn med en kile af mere grovkornet materiale bag muren.

Selv om grundvandsspejlet lå dybt, for eksempel under leroverfladen, bør dræning af muren ubetinget udføres, idet kraftige regnskyl eller utætte vand- og kloakledninger i perioder kunne opbygge vandtryk bag muren.

Ved udgravninger i ler er det jo hyppigt under danske forhold sådan, at lerets forskydningsstyrke er så stor, at lervæggen gennem længere tid kan stå lodret i ret betydelig højde. På grund af regnvandets, frostens og forvitringens indflydelse er lervæggen dog kun midlertidigt stabil, og en støttemur er nødvendig. Hvis leret er meget homogent og fedt, d.v.s. hvis dets permeabilitetskoefficient er mindre end betons, kan muren støbes direkte mod leret, idet betonen da virker som dræn for dette. Udblomstringer kan dog i så fald næppe undgås i det lange løb.

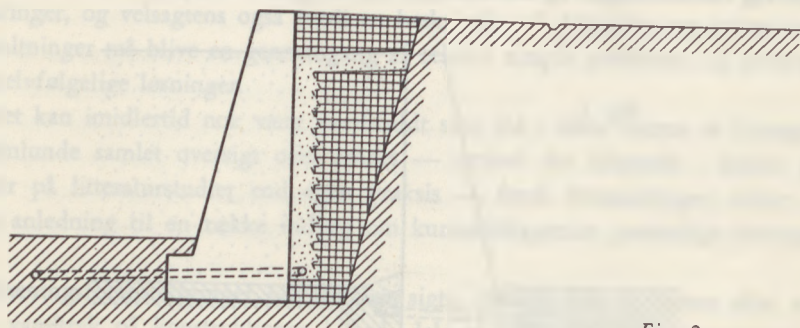


Fig. 2.

Hvis leret er mindre fedt eller indeholder sandstriber eller -lag, er denne løsning ikke anvendelig. Ønsker man at undgå dobbelt forskalling, kan man mod lervæggen opbygge en bagmur af højporøse sten, afsluttet med langsgående dræn med udføringer ved murens fod, eller under gunstigere omstændigheder nøjes med åbninger i muren, de såkaldte grædehuller. Endelig kan man selvfølgelig anvende dobbelt forskalling ved murens støbning og udføre en drænkonstruktion bag denne, som vist i fig. 2, hvor der bag muren er indlagt et lodret grusdræn suppleret med et skråt grusdræn gennem bagfylden.

Ved disse konstruktioner må man søge at forhindre, at regnvand fylder drænet eller en eventuel revne i leret bag muren. Dette gør man ved at udlægge en vandtæt afdækning i terræn fra muren bagud og give denne afdækning fald bort fra muren til en rendesten. Foruden at forhindre nedsivning af vand vil afdækningen reducere udtørringen af leret og derfor formindske faren for udtørringsrevner i dette. Afdækningen bør føres så langt bag muren, at en lodret, vandfyldt revne bag afdækningen, der jo ville medføre fuldt vandtryk på den foranstående jordmasse og mur, ikke kan bringe murens stabilitet i fare.

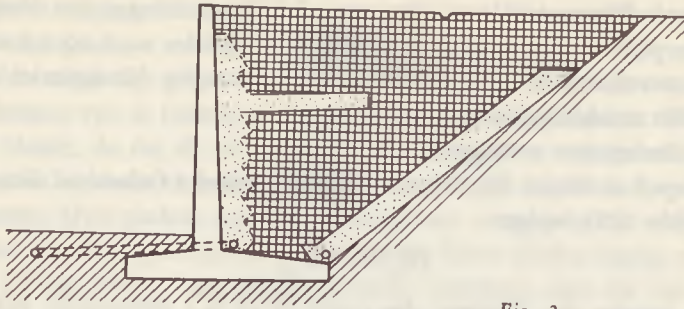


Fig. 3.

I fig. 3 er vist en vinkelstøttemur i jernbeton, der er opført for at støtte en aflejrings af sand- og siltblandet ler. I figuren er det forudsat, at det af økonomiske grunde har været nødvendigt i stedet for sand eller grus at anvende det afgravede ler som bagfyld for muren. I fylden varierer permeabilitetsforholdene meget kraftigt, og en særdeles effektiv dræning og afdækning er nødvendig, såvel af hensyn til grundvandet som i høj grad også af hensyn til det nedsvivende regnvand. Figuren viser et lodret grusdræn bag muren med et skråt grusdræn ført et stykke ind i fylden. I hjørnet mellem muren og dens hæl er lagt en langsgående drænledning, som eventuelt kan suppleres med ledninger i skrådrænet og lodrette ledninger fra disse til den langsgående drænledning, der forsynes med udføringer som i fig. 1.

Ved denne relativt tynde murkonstruktion kan frosten — afhængigt af klima og grundvandsforhold — volde problemer, idet den kan forårsage dannelse af islinser i den siltholdige lerfyld. Islinserne trækker i stadig frost vand til sig fra grundvandsreservoiret, og deres vækst kan medføre, at muren tvinges et stykke frem i hver frostperiode. Ved tøbrud dannes store vandmængder i fylden, hvilket forringer murens stabilitet. Dette forhold kan afhjælpes ved at lægge et kapillaritetsbrydende lag af groft sand eller grus på afgravningsskråningen, før bagfyldningen af muren. Dette gruslag bryder forbindelsen mellem islinserne i fylden og grundvandsreservoiret og forhindrer derfor islinsernes fortsatte vækst. Det kapillaritetsbrydende lag med drænledning må selvfølgelig være placeret så langt bag muren, at det ligger uden for frostzonen.

Drænledningerne ligger ofte således, at oprensning er umulig, og ledningerne må hyppigt lægges med meget små fald. Det er alene af den grund væsentligt, at erosion i den naturlige jord omkring drænene undgås. Drænledningerne, der udføres af brændte lerrør med en diameter på mindst 8 cm, stødes stump, og stødfugerne må derfor omvikles med sækkelærred, tagpap eller halm. Alternativt kan ledningerne lægges som dobbeltdræn med mindre rør inden i større rør og

forsatte stød. Filtermaterialerne uden om selve drænledningen kan bestå af singels, renharpede murstensskærver eller slagger, grus eller sand, og må vælges således, at materialet i et filterlag altid opfylder Terzaghis filterkriterier i forhold til materialet umiddelbart udenfor.

Disse filterkriterier er følgende:

For at opnå at filteret (F) får en passende grovhed i forhold til den jord, der skal beskyttes (N), vælges

$$D_{15}^F > 4 \cdot D_{15}^N,$$

hvor D_{15} betyder den diameter, der svarer til 15 %'s gennemfald ved sigtning af en prøve af materialet.

For at undgå at den naturlige jord skylles gennem filteret, må man vælge:

$$D_{15}^F < 4 \cdot D_{85}^N.$$

Hvis kornkurven for den naturlige jord er relativt flad, kan det tillige være aktuelt at forlange

$$D_{15}^F < 20 \cdot D_{15}^N.$$

Den anden type konstruktioner, i hvilke drænings- og isoleringsforanstaltninger spiller en betydelig rolle, er kældre.

Fugtige og derfor kun delvist anvendelige kælderrum er jo hyppigt forekommende, og der er god grund til at overveje drænings- og isoleringsforanstaltningerne på projekteringsstadiet, da fugtighedsproblemet — hvor det drejer sig om gennemsvivende vand — kun vanskeligt og ofte kun med stor bekostning lader sig løse, når kælderen først er udført.

Kælderfugten behøver dog ikke at være grundfugt, men kan skyldes kondensation på de kolde kældervægge og -gulve af vanddampen i luften, og fænomenet er da navnlig forekommende om sommeren, hvor luftens fugtighedsindhold er stort. Dette fugtproblem må løses ved ventilation af kælderen eller ved at udføre en varmeisolation af kældervægge og -gulve, således at disses overfladetemperaturer kommer over dugpunktet.

Under mange omstændigheder kan man ved forholdsvis simple eksperimenter afgøre, om fugtigheden i en eksisterende kælder skyldes gennemsvivende grundvand eller kondensation.

Er kældervægge og -gulve nogenlunde tørre hele året, kan eventuel grundfugt altså kun trænge ind så langsomt, at den kan nå at fordampe fra betonoverfladerne. Lægger man en gummimatte på gulvet, og er gulvet under maten stadig tørt efter nogle døgn forløb, må kælderfugtigheden stamme indefra, og man kan da varmeisolere indvendigt uden risiko for at få isoleringen ødelagt af gennemsvivende vand. Er gulvet under maten vådt, er grundfugten i hvert fald med-

ansvarlig for fugtigheden i kælderen, og man kan ikke varmeisolere uden at træffe foranstaltninger mod gennemsvivende vand.

Er kældervægge og -gulve hyppigt fugtige, kan man undersøge om kondensation er årsagen ved at fastklæbe en tynd aluminiumfolie på gulvet. Metallet må ikke stå blankt, da det så vil have en lavere temperatur end gulvet. Man kan mest praktisk anvende aluminiumfolie klæbet på papir og vende papirsiden ud mod rummet. Hvis pladens overside holder sig tør, mens gulvet er vådt udenom, skyldes rummets fugtighed gennemsvivende vand. Bliver pladen fugtig, er kondensationen i hvert fald en årsag til fugtigheden i kælderen, men det kan ikke ved dette forsøg afgøres, om grundfugten er medskyldig.

Er opgaven at standse gennemsvivende vand i en eksisterende kælder, hvor fugten kun siver ind pletvis og i særlig fugtige perioder, og kælderen altså normalt ikke er påvirket af vandtryk, kan man forsøge at bekæmpe miseren indefra. Dette kan gøres ved påstrygning af specielle tætningsmidler, der i handelen går under navne som Vandex, Aquastop og Aquella, hvis funktion er den, at de trænger ind i betonens porer og her udskiller uopløselige kalcium- eller siliciumforbindelser, der væsentligt formindsker betonens permeabilitet. Det må frarådes at forsøge at skabe en vandtæt hinde på kældermurens inderside ved påstrygning for eksempel af asfalt, da selv meget små vandtryk får asfalthinden til at blære ud, og når blærerne er bristet, er vejen igen åben for det gennemsvivende vand.

Det er under alle omstændigheder det mest rationelle at udføre isolationslaget udvendigt — også fordi en tør mur isolerer bedre mod kulde end en våd — og ligger kælderen under grundvandsspejlet, er det ubetinget nødvendigt, medmindre man vil ofre en armeret betonkappe inden for isolationslaget til optagelse af vandtrykket.

Det gennemsvivende vand kan være ægte grundvand, nemlig når konstruktionen ligger under grundvandsspejlet, og grundfugten forekommer da permanent. Det kan i modsat fald stamme fra nedsivende regn- og smeltevand, eller fra tøvand, der opstår i den først tøndende zone i den frosne jord nærmest den relativt varme kælder. Endelig kan det selvfølgelig stamme fra brud på vandledninger eller kloakledninger, i de sidste eventuelt kombineret med en opstuvning.

Det følger heraf, at det er en nødvendig betingelse at kende grundvandsspejlets beliggenhed, før projekteringen af en kælder udføres. Grundvandets niveau bør bestemmes ved målinger i pålidelige pejleboringer, da tilløbende overfladevand let kan give resultater for meget på den sikre side i åbne gravninger.

De nødvendige drænings- og isoleringsforanstaltninger varierer, som før nævnt, stærkt med kravene til kælderen samt med jordbundsforholdene og grundvandsspejlets beliggenhed. Det er derfor rimeligt at diskutere tingene i en række eksempler.

I det specielle tilfælde at kælderen skal udføres i homogent, meget fedt ler, der har en permeabilitetskoefficient mindre end betons, kan man støbe gulv og mure direkte mod leret uden foranstaltninger af nogen art. Betonen vil da virke som dræn for leret, og vandtrykket på betonens yderside er nul, uafhængigt af grundvandsspejlets beliggenhed. Den meget ringe vandmængde, der går gennem betonen, fordampes på kældrens inderside, og vanddampene må fjernes ved udluftning. Udblomstringer kan selvfølgelig forekomme i dette tilfælde. Det vil være nødvendigt at udføre en vandtæt afdækning i terræn nær kældermuren, for at forhindre at overfladevand løber ned i udtøringsrevner — specielt umiddelbart op ad muren — og dermed skaber vandtryk på konstruktionen og bevirker gennemstrømning af større vandmængder.

Hvis grundvandsspejlet ligger under funderingsniveau, vil hensynet til regn, tøvand og ledningsbrud i alle andre jordarter end meget fedt ler motivere drænings- og isoleringsforanstaltninger, som vist på fig. 4.

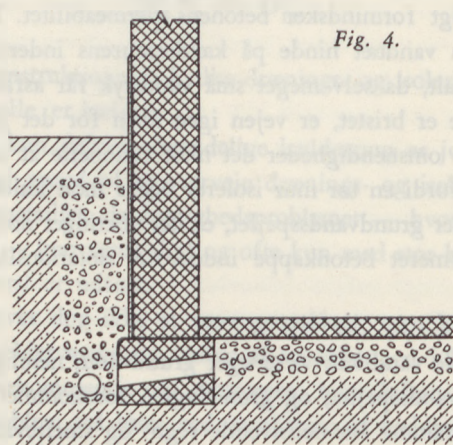


Fig. 4.

I byggegrubens bund udlægges under det fremtidige gulv et ca. 20 cm tykt lag af slagger, skærver eller singels, der foruden at virke som drænlag fungerer som isolering af kældergulvet. Herover lægges et lag tjærepap, der forhindrer betonen i at løbe ned i drænlaget under udstøbningen. Tjærepaplaget er ført ind over fundamentsklodsen for at forhindre opsugning af fugt og for at beskytte betonen i kældermuren mod eventuelle aggressive stoffer i jorden.

Murene renses efter afforskallingen og sækkeskures med cementmørtel, således at alle huller stoppes til, så vidt gørligt. Når væggen er tør, stryges den to gange med kold asfaltopløsning, og derefter udkastes med mager cementmørtel, således at der dannes et udvendigt beskyttelseslag for asfalthindef.

Asfaltopløsninger er opløsninger af asfaltbitumen i benzin, sprit eller lignende flygtige væsker og anvendes i kold tilstand. Før påstrygningen må muren være helt tør. Den bedste asfalthinde fremkommer ved at anvende en kold asfaltopløsning ved første påstrygning og en varm asfaltbitumen ved anden påstrygning. Den varme asfaltbitumen bør ikke stryges direkte på muren, da den størkner, før den når at trænge ind i betonens porer og derfor ikke binder så godt til muren.

Er det nødvendigt at fremstille asfalthinden på en fugtig mur, kan man i stedet for asfaltopløsninger og varm asfaltbitumen bruge asfaltemulsioner. Da opløsningsmidlet er vand, kan asfaltemulsioner ikke anvendes i frostvejr.

Uden for fundamentet og i højde med funderingsniveau lægges et omfangsdræn af drænrør med afløb til kloak gennem drænbrønd med vandlås. Såfremt der er risiko for, at opstuvende kloakvand kan komme ind i drænene, må drænvandet føres til en pumpebrønd og derfra pumpes ind i kloaksystemet. Omfangsdrænet må ikke lægges under funderingsniveau for ikke at svække fundamentets bæreevne, og det bør heller ikke lægges ud for støbeskellet mellem fundament og kældermur, hvor det ville kunne give anledning til særlig stor vandgennemstrømning. Drænlaget under gulvet forbindes med omfangsdrænet ved hjælp af snøftesnabler, d.v.s. drænrør gennem fundamentet pr. 2—3 m af periferien. Langs muren udføres et grusdræn fra funderingsniveau til ca. 20 cm fra terræn. Over grusdrænet lægges et vandstandsende lag af lerfyld.

I stedet for omfangsdræn og drænlag brugtes ofte tidligere et netdræn af drænrør lagt 0,4—0,6 m under kældergulvet med en maskevidde på 5—6 m. Et gennemgående drænlag, som vist i figuren, er imidlertid at foretrække og kan eventuelt suppleres med et netdræn, hvis der lokalt skulle være nogen vandtilstrømning til byggegruben.

I det tilfælde at kældergulvet ligger under grundvandsspejlet, findes følgende to principielle muligheder for at udføre en tilfredsstillende kælderkonstruktion:

1. Man kan udføre en permanent sænkning af grundvandsspejlet til under kældergulvets niveau, hvorefter det ikke er nødvendigt at dimensionere konstruktionen for vandtryk.
2. Man kan akceptere grundvandsspejlets beliggenhed, dimensionere konstruktionen for vandtryk og udføre en vandtæt konstruktion af mure og gulve.

I det sidste tilfælde må man have opmærksomheden henledt på opdriftsproblemet, idet opdriften — foruden under visse omstændigheder at have gavnlige indflydelse på nedsynkningerne — kan have afgørende betydning for specielle bygværkers stabilitet, nemlig for eksempel for underjordiske tanke i tom tilstand og for parkeringskældre og andre kældre uden overliggende bygninger.

I kun lidt permeable jordarter, som for eksempel moræneler eller leret morænesand, vil man ofte for mindre dybe kældre kunne få lov at sænke grundvands-

spejlet omkring den projekterede bygning, idet hovedreglen (i Københavns Kommune) er følgende:

I områder, hvor der udføres en oppumpning af kloakvandet, forlanges udført indskudsdræn, såfremt drænsystemet ligger under kote + 0,2, medmindre det påvises ved udgravningsarbejdet, at vandtilstrømningen til byggegruben er meget ringe. Hvor kloakvandet ikke oppumpes, kan ledningsdræn eventuelt accepteres i lavere koter end + 0,2.

Man kan derfor under mange omstændigheder i jordarter som de nævnte anvende en konstruktion af principielt samme opbygning, som den der er vist i fig. 4. Dræn- og isoleringslag må dog eventuelt udformes noget rigeligere, afhængigt af vandtilstrømningen. Man kan for eksempel anvende mere end to asfaltpåstrygninger, bruge en halvstensmur som beskyttelse for isolationslaget i stedet for berapning, udføre de viste grusdræn på murens yderside som singelsdræn med en ydre kappe af grus og eventuelt supplere det under gulvet liggende drænlag med et netdræn.

Hvis jorden på byggestedet er mere permeabel, d.v.s. består af sand eller grus, slår denne konstruktion ikke til på grund af de store vandmængder, der kan forventes at strømme til drænet. Man kunne principielt tænke sig at udføre en mere effektiv drænkonstruktion eventuelt med anvendelse af filterbrønde og pumper, men denne løsning vil næppe — undtagen i helt exceptionelle tilfælde — være aktuel. Konstruktionen vil i økonomi være ringere end andre, der nævnes i det følgende, og man vil i byområder ikke uden videre få lov at belaste kloaksystemet med den store drænvandmængde. Desuden vil sænkningstragten omkring bygningen blive så udstrakt, at der i bebyggede områder i almindelighed vil ske en sænkning af grundvandsspejlet under nabobygninger. Dette kan med visse jordbundsforhold betyde en afgørende forøgelse af nedsynkningerne af direkte funderede bygninger og kan medføre, at træpæle under piloterede bygværker blottes på den øverste del, hvorefter de rådner, og bygværkernes fundering ødelægges.

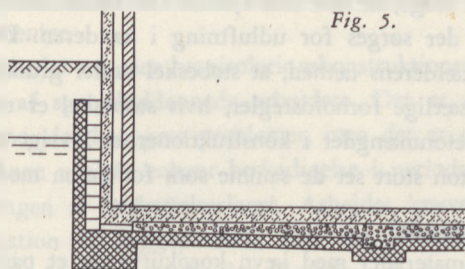
Under disse omstændigheder må man altså acceptere grundvandsspejlets beliggenhed — undtagen i byggeperioden — og dimensionere konstruktionerne for vandtryk.

For at undgå vandgennemsvivning må man derfor træffe særlige foranstaltninger ved konstruktionernes udformning og kan vælge mellem følgende løsninger:

1. Udførelse af indskudsdræn.
2. Anvendelse af vandtæt beton.
3. Udførelse af membranisolering.

Fig. 5 viser et eksempel på en indskudsdrænkonstruktion. I byggegrubens bund udføres et tæt grovbetonlag med 10—20 promilles fald mod en samlerende med

en 8 cm drænrørsledning. Over grovbetonlaget lægges et 10—15 cm tykt lag af singels, der afdækkes med et lag tagpap eller papir, som forhindrer betonen



ovenover i at løbe ned i singelslaget under støbningen. Kældergulvet over tagpaplaget skal optage vandtrykket, der virker på grovbetonlaget og overføres gennem singelslaget, og skal derfor armeres. Indskudsdrænet skal føres et stykke op over det højeste mulige grundvandsspejl, for eksempel 0,5 m. Langs byggegrubens sider må derfor udføres en grovbetonkappe og indlægges et singelslag mellem denne og den armerede kældermur. Ønsker man at undgå dobbeltforskalling ved kældermurens støbning, kan singelslaget erstattes af højporøse sten. Drænkappens bund må have fald mod drænrørsindføringer til drænlaget under gulvet.

Hvis grundvandsspejlet kun ligger lidt over kældergulvet, kan det være billigere kun at udføre indskudsdræn under gulvet og udføre en membranisolering på væggene.

Samleledningen føres til pumpebrønden, hvorfra den automatisk styrede grundvandspumpe pumper drænvandet til kloaken. På tryksiden bør indskydes en brønd, hvortil der også er ført tagnedløb, således at man sikrer sig bedst muligt mod udtørring af brøndens vandlås. Pumpens dimension og pumpebrøndens volumen under tilløbet må vælges under hensyn til vandstrømningen til byggegruben og skøn over grovbetonlagets tæthed og må afpasses således, at drænpumpen har et rimeligt antal starter i timen, formentlig højst 3 à 5. Valget af pumpe kan eventuelt udsættes, til erfaringer med indskudsdrænet er indhentet gennem en periode, hvor man har klaret vandtilstrømningen med en interimistisk opstillet pumpe. Drænpumpen må placeres så højt, at den ikke kan oversvømmes ved uheld, og har man tillige pumpe på spildevandsafløbet, bør pumperne indrettes således, at de kan fungere som reserver for hinanden.

Den ydre grovbetonkappes funktion er selvfølgelig at forhindre eller i hvert fald at formindske tilstrømningen af grundvand til indskudsdrænet, og det er derfor meget væsentligt for dettes hensigtsmæssige funktion, at grovbetonlaget udføres omhyggeligt, således at det bliver så tæt, som det er muligt at gøre det.

Den anden mulighed er at udføre konstruktionerne under grundvandsspejlet af vandtæt beton. Helt vandtæt kan beton som bekendt ikke blive, men permeabiliteten kan ved rationel udførelse bringes så langt ned, at den gennemsvivende vandmængde er så ringe, at den kan fjernes fra kælderrummenes indersider ved fordamning, når der sørges for udluftning i kælderen. Det er naturligvis en forudsætning for kældere ns tæthed, at støbeskel under grundvandsspejlet undgås, eller at der tages særlige forholdsregler, hvis støbeskel er nødvendige på grund af de indgående betonmængder i konstruktionerne. Iøvrigt er kravene for opnåelse af vandtæt beton stort set de samme som for beton med høj styrke, nemlig:

lille vand-cementtal,
gode tilslagsmaterialer med jævn kornkurve og et passende indhold af de finere fraktioner,
ingen afblanding under støbningen,
vibrering uden dannelse af stenreder og
vanding under hærdeningen.

Endvidere bør betonen ikke udsættes for vandtryk, før den er ca. 4 uger gammel, og endelig må det for fuldstændighedens skyld nævnes, at der i handelen findes flere tætningsmidler, der kan tilsættes betonen før udstøbningen.

Den tredje mulighed består i at udføre en membranisolering, ved hvilken hele den del af konstruktionen, der ligger under grundvandsspejlet, omgives af en vandtæt membran, som føres 30—50 cm over det højest forekommende grundvandsspejl.

Den vandtætte membran kan udføres af forskellige materialer, hvoraf de vigtigste er følgende:

Tjære- eller asfaltpap, der er armeret med jute- eller sisalhampfibre. Pappet lægges ud i baner med stort overlæg og limes sammen med specielle bitumenklæbemasser. Membrankonstruktionen udføres af flere lag, hvis antal afhænger af det aktuelle vandtryk.

Aluminiumfolie indlagt i asfalt- eller tjærepap, der udlægges og samles på samme måde.

Asfaltmastiks, d.v.s. en blanding af naturasfalt og sand, der udstøbes i varm tilstand. Nærmest bygværket lægges et lag af relativt fed asfaltmastiks, der udgør det egentlige vandstandsende lag, og udenpå det udstøbes et magrere beskyttelseslag.

Folier af termoplastiske kunststoffer som polyvinylklorid, polyætylen og polyisobutylen. Blandt disse kan nævnes Oppanol BA-folie, der er anvendt ved talrige membrankonstruktioner i Vesttyskland. Kunststoffolierne leveres i baner og kan samles ved en slags pressvejsning. Overlappingsfladerne påsmøres et opløs-

ningsmiddel, hvorefter disse flader i let opløst tilstand presses sammen med håndkraft. Kunststofferne tåler syrer, men opløses af stoffer som benzin, olie og petroleum. Til gengæld tåler de større tryk end asfalt- og tjærepap, hvad der kan have betydning for materialevalget, da membranen skal føres gennem konstruktionens fundamenter.

For at undgå utætheder må membraniseringskonstruktioner udføres med overordentlig omhu og af specialuddannede arbejdere. Det er naturligvis først og fremmest samlingerne, der kan give problemer, men det er selvfølgelig også afgørende, at membranen undgår enhver beskadigelse i perioden mellem dens udførelse og udlægningen af beskyttelseslaget. Arbejdet kræver derfor en særlig omhyggelig organisation af byggepladsen, idet det område, hvor membranen udføres, må friholdes for øvrige arbejder. Endelig må det nævnes, at vejrliget kan have indflydelse på arbejdets kvalitet.

I de to følgende figurer er vist to eksempler på membraniseringskonstruk-

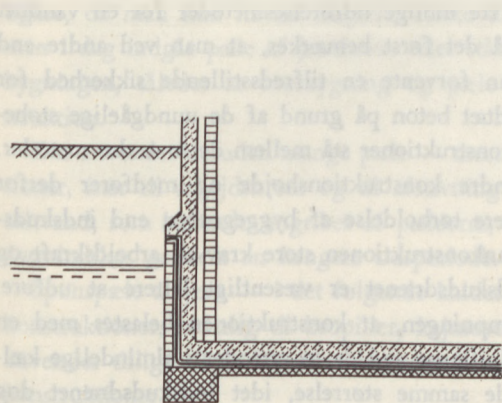


Fig. 6.

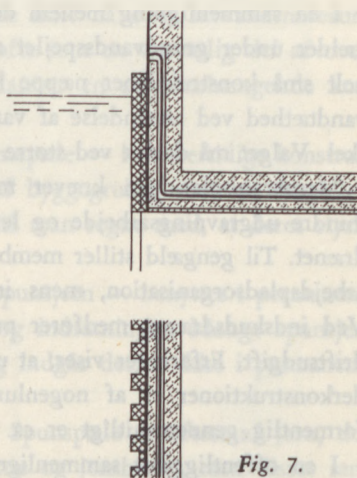


Fig. 7.

tioner. Den første er udført i en byggegrube med plads mellem udgravningens væg og konstruktionen, og vægisoleringen er derfor fremstillet udefra. I den anden er vægisoleringen udført indefra i en spunset byggegrube, hvor konstruktionen skulle opføres umiddelbart ind til spunsvæggen, og hvor denne altså ikke skulle trækkes senere.

Fig. 6 viser en kælder isoleret med kunststoffolie. Over renselaget er udstøbt et få cm tykt afretningslag af cementmørtel, hvorpå folien er udlagt. Oven på denne er lagt to lag papir, og som beskyttelseslag for isoleringen udstøbt et 5 cm tykt lag af stenfri beton, hvorover det egentlige jernbetongulv er udført. Dernæst er jernbetonvæggen støbt, og nichefladen afrettet med cementmørtel.

Hjørnet mellem gulv og mur må udføres med en til folien passende afrunding. Papirlaget fra gulvet fortsættes op langs muren, og derover oplægges folien, som indstøbes i et tyndt lag cementmørtel. Det egentlige beskyttelseslag mod jord består af en halvstens mur. Membranen er ført ca. 0,4 m over grundvandspejlet og ender i en vandnæsekonstruktion.

I fig. 7 er vist en asfaltpapkonstruktion i spunset byggegrube. Spunsvæggen er udstøbt med grovbeton og adskilt fra selve bygværket med to lag papir. Dernæst er udført en relativt tynd gulv- og murkonstruktion af jernbeton, der er afrettet indvendigt med cementmørtel. På dette jævne underlag — med passende hulkehl i det indvendige hjørne — er membranen udlagt. Membranen er som før afdækket med papir og et tyndt lag stenfri beton, mod hvilket den egentlige jernbetonkonstruktion er støbt. For at undgå at nedsivende vand skulle kunne trænge ind bag membranen, er der udført en isolering med et enkelt lag asfalt-pap på murens yderside til overkanten af spunsjernene.

I en sammenligning mellem de tre mulige udførelsesmetoder for en vandtæt kælder under grundvandspejlet må det først bemærkes, at man ved andre end helt små konstruktioner næppe kan forvente en tilfredsstillende sikkerhed for vandtæthed ved anvendelse af vandtæt beton på grund af de uundgåelige støbeskel. Valget må derfor ved større konstruktioner stå mellem de to andre metoder.

Membranisoleringen kræver mindre konstruktionshøjde og medfører derfor mindre udgravningsarbejde og lettere tørholdelse af byggegruben end indskudsdrænet. Til gengæld stiller membrankonstruktionen store krav til arbejdskraft og arbejdspladsorganisation, mens indskudsdrænet er væsentligt lettere at udføre. Ved indskudsdrænet medfører pumpningen, at konstruktionen belastes med en driftsudgift. Erfaringer viser, at udgifterne ved de to metoder i almindelige kælderkonstruktioner er af nogenlunde samme størrelse, idet indskudsdrænet dog formentlig gennemsnitligt er ca. 10 % billigere end membranisoleringen.

I en offentliggjort sammenligning mellem de to udførelsesmetoder i et konkret projekt var indskudsdrænkstrukturen ialt så meget som ca. 25 % dyrere end membranisoleringen. Det afgørende for valget blev imidlertid, at der ikke kunne opnås entreprenørgaranti for vandtæthed af membranisoleringen, hvorimod det jo er indlysende, at en konstruktion med indskudsdræn med sikkerhed er vandtæt, undtagen i det lidet sandsynlige tilfælde, at pumpningen svigter gennem lang tid, og den risiko kan man sikre sig imod ved at have reserver på pumpe og kraftforsyning.

Ramning af pæle og spunspæle

Af direktør, civilingeniør M. Lassen-Nielsen.

Ramning af pæle og spunspæle forekommer så overordentlig ofte, at en ingeniør, der har med funderings- og vandbygningsarbejder at gøre, ikke kan undgå før eller senere at møde næsten enhver form for ramning.

Pæle og spunspæle anvendes i permanente konstruktioner som fundering for huse, bropiller og lignende, samt som fundering for kajmure og moler. Tidligere, da man kun havde træpæle, måtte disse ikke nå over lavvandsniveauet, men i dag indgår pæle af jernbeton eller stål ofte som en væsentlig del af overbygningen, således at overbygning og pæle danner en sammenhængende konstruktion.

Der anvendes desuden mange pæle — mest træpæle — i midlertidige konstruktioner, især til arbejdsbroer og til afstivning af byggegruber, men da træpæle i saltvand, som bekendt, angribes af pæleorm, må man regne med, at deres styrke formindskes gennem en længere tidsperiode.

Spunspæle af jern — i det følgende kaldet spunsjern — benyttes i permanente konstruktioner, navnlig til bropiller, kajmure og indfatninger. Mange spunsjern anvendes tillige til at afgrænse byggegruber og indgår derfor ikke i permanente konstruktioner.

Pæle kan være af træ, jernbeton eller jern. Spunspæle er oftest af jern, dog findes der, som man ved, også spunspæle af træ og jernbeton, men disses rammeegenskaber er sådanne, at de, i almindelighed, kan rammes som fritstående pæle.

Det er i det følgende forudsat, at pæle og spunsjern er rigtigt dimensioneret og omhyggeligt fremstillet eller tildannet. Ikke alene skal de opfylde de krav, der stilles til dem i den endelige konstruktion, men de må også kunne holde til at transporteres, løftes op i rambukken og rammes.

Pæle af træ, jernbeton eller jern er sjældent underdimensionerede og har sjældent sådanne fejl, at de ikke kan rammes uden at beskadiges. Derimod forekommer det ofte, at spunsjern er for svage til at kunne rammes i den pågældende bund. Det er ikke spunsjernenes modstandsmoment, der her er for lille, men næsten altid sparsommelighedshensyn, som gør sig gældende, og som oftest er det

undergrundens beskaffenhed, i forbindelse med hård ramning, der ødelægger spunsjernene. Det må ikke glemmes, at ramning er den mest voldsomme fremgangsmåde, man har, indenfor udførelsen af funderingsarbejder på land eller vand, og man kan ved hård ramning slå næsten alt i stykker; dette gælder ikke alene pælen, men også rammehuen, hammeren og rambukken.

Spunsjern burde faktisk altid vælges et nummer sværere end nødvendigt for selve konstruktionens styrke. Der skal ikke megen modstand til i undergrunden, før et dobbelt spunsjern drejer sig under ramningen og bliver vindskævt. Det næste spunsjern skal, som følge af at fjer og not griber ind i hinanden, følge det forrige. Dette lykkes i de fleste tilfælde, men ofte springer fjerens ud af noten, hvilket resulterer i en revne i spunsvæggen. Hvis det er en permanent konstruktion, opdager man måske ikke revnen, men er det spunsjern, der senere skal trækkes op, viser vanskelighederne sig ved optrækningen.

Når et rammearbejde skal planlægges, spørges der næsten altid om, hvilken rambuk man vil anvende. Spørgsmålet er ikke rigtigt, idet man burde spørge efter det vigtigste, og dette er ved al ramning hammeren. Hammeren skal slå pælen ned, og man bør derfor, før man begynder et rammearbejde, undersøge, hvorvidt man skal benytte en simpel faldhammer, en enkelt- eller dobbeltvirkende damphammer, en dieselhammer eller en vibratorhammer, og hvilken størrelse hammeren skal have.

Omstående skema er opstillet over de pæle og spunsjern, man almindeligvis kan komme ud for at skulle ramme, og de hamre man i hvert enkelt tilfælde bør anvende (fig. 1).

PÆLE	FALDHAMMER TONS		HALVAUT. H. TONS		HELAUT. H. TONS		DIESEL H. TONS	
	1-2	2-3	3-4	4-10	3-4	4-6	2	4
TRÆPÆLE								
L = 12M Ø = 20CM	1	2						
L = 24M Ø = 50CM		1	2					
BETONPÆLE								
L = 12M 30 x 30CM		2	1				2	
L = 24M 40 x 40CM			2	1			2	1
L = 30M Ø = 80CM				1				
JERNPÆLE KASSEPROFILER								
L = 12M		2	1		2		1	
L = 24M			2	1		3	2	1
L = 30M				1		2		2
JERNSPUNSPLANKER DOBBELTE								
L = 12M		1	2		2		1	
L = 24M			2	1		3	2	1
L = 30M				1		2	2	2

Fig. 1. Skema med angivelse af pæle og tilhørende ramslag. Tallene 1, 2 og 3 angiver den bedst egnede hammer, den næstbedste og en anvendelig hammer.

Imidlertid må en entreprenør ofte regne med at skulle anvende det materiel, han har eller kan fremskaffe. Skemaet indeholder derfor ikke alene den bedst egnede hammer „1“, men også den næstbedste „2“ og den trediebedste „3“. Desuden er angivet, hvilke pæle og spunsjern der i almindelighed bruges. Ham-

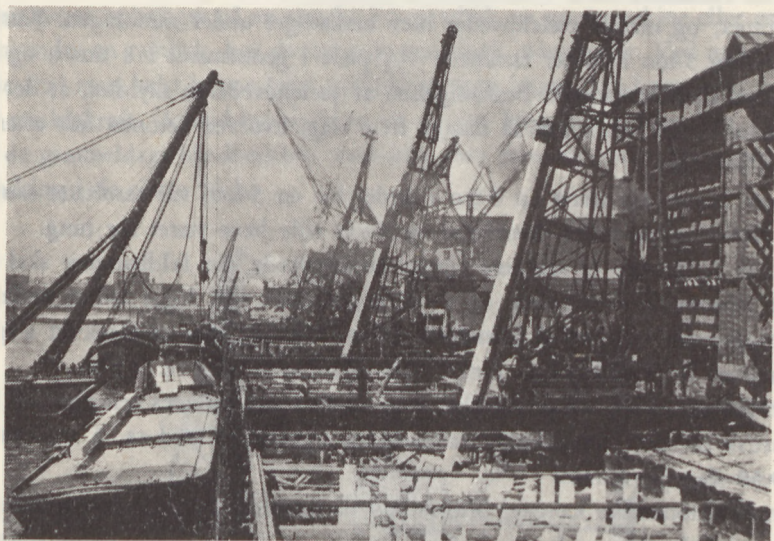


Fig. 2. Fire rambukke rammer pæle i samme kajmur.

rene er faldhamre med 1-3-ton vægt, enkeltvirkende damp- eller lufthamre (halv-automatiske) fra 3-10-ton vægt, dobbeltvirkende damp- eller lufthamre (hel-automatiske) fra 3-6-ton vægt og endeligt dieselhamre fra 2-4-ton vægt.

Ved en enkeltvirkende eller halvautomatisk hammer forstås en hammer, der løftes ved at lukke damp eller trykluft ind over et stempel i en cylinder. Når dampen lukkes ud, falder hammeren. Ventilsystemet betjenes af en arbejder ved hjælp af eet eller to tove, som han trækker i.

Helautomatiske eller dobbeltvirkende hamre og dieselhamre sættes igang ved åbning af en ventil, og de fortsætter automatisk med at ramme, indtil man stopper dem ved at lukke for damp eller luft for førstnævnte hammers vedkommende, og ved dieselhammeren ved at lukke for olietilsførslen.

Vibratorhammeren er ikke medtaget i skemaet. Dette skyldes mangel på tilstrækkelig praktisk kendskab til anvendelsen af denne nye maskine, som endnu ikke er helt udviklet og gennemprøvet.

Det gamle ord, der siger, at man ved vandbygning hellere bør have en maskine, som er en ton for tung, end en, der er en halv ton for let, gælder i særdeleshed ved valget af en hammer. Som eksempel herpå kan nævnes en bygge-

plads, hvor fire universalrambukke rammede pæle til en ny kajmur. 24 m lange betonpæle skulle rammes i sandblandet ler uden skylning, og tre af rambukkene havde hver en 4-ton enkeltvirkende damphammer, medens den fjerde havde en 5-ton hammer af samme type (fig. 2).

De tre rambukke med 4-ton hammer rammede hver i gennemsnit kun 3 pæle pr. 8 timer, og mange pælehoveder blev beskadiget under ramningen. Rambukken med en 5-ton hammer rammede $4\frac{1}{2}$ pæle i gennemsnit i 8 timer, og intet pælehoved blev beskadiget. Beskadigelsen af pælehovederne skyldtes, at der med de mindre hamre måtte slås så mange flere slag, hvorved betonen lidt efter lidt blev pulveriseret.

Havde hammeren været en 6-ton i stedet for en 5-ton, var resultatet sandsynligvis blevet endnu bedre, hvorimod en 8-ton ville have været for tung.

Danske faldhamre er sjældent rigtigt konstruerede. En faldhammer skal have vægten koncentreret forned, og dens tyngdepunkt skal ligge lodret under ophængningspunktet, hvorved hammeren falder frit og giver et effektivt slag. En faldhammer formindsker kun rambukkens nyttehøjde med ca. 2,5 m.

Den halvautomatiske hammer skal helst støtte i rammehuens centrum. En halvautomatisk hammer formindsker rambukkens nyttehøjde med ca. 5 m. Den bør slå 40-50 slag pr. minut.

Den helautomatiske hammer bruges kun til ramning af jernpæle og spunsjern. På træpæle står sådanne hamre kun og fjedrer, og på betonpæle knuser de pælehovedet, da de mange små slag ikke kan sætte pælen igang. En helautomatisk hammer formindsker kun rambukkens nyttehøjde med ca. 2,5 m. Den kan indstilles til ca. 100 slag pr. minut.

Halv- og helautomatiske hamre kan drives med damp eller trykluft. Den helautomatiske hammer kan desuden, når der anvendes trykluft, benyttes til ramning under vand, navnlig hvis det ikke er for svær ramning.

Dieselhammeren er en ret ny konstruktion, men det er en udmærket hammer, og den kræver hverken dampkedel eller kompressor. Den har en slags dobbeltvirkning, idet pælen dels får et slag ved stemplets fald og dels får et slag nr. to ved eksplosionen, der driver stemplet op. Dieselhammeren formindsker rambukkens nyttehøjde med ca. 5 m. Den kan slå 50-60 slag pr. minut.

Ved ramning af beton- og jernpæle samt spunsjern anvendes en rammehue af stål, som sættes ovenpå pælen. Rammehuen skal passe nøjagtigt til pælehovedet. Hvis rammehuen vipper, f.eks. på grund af en for tung styring i mægleren, kan dette medføre, at pælen vil revne et stykke under pæletoppen. Rammehuen skal ved betonpæle fyldes med et materiale mod betonpælens top og mod slagpladen ovenpå rammehuen. Materialet må være svagt fjedrende og skal hurtigt kunne tilpasse sig slagfladerne. Mod betonpælens top anvendes blødt træ. Mod slagpladen er en måtte af kasserede ståltrosser udmærket. Måtten dækkes af en 10 cm

tyk slagplade af stål, som skal nå op over rammehuens top. Asbestplader under slagpladen er også meget anvendelige, da asbesten ikke ødelægges af varmen ved hård ramning, men slagpladen skal da passe nøje ned i rammehuen, for at asbesten, der delvis pulveriseres, ikke skal slynges ud. I den senere tid er der også gjort heldige forsøg med pakninger af nylon.

Hammeren ophænges på en mægler i en rambuk, en gravemaskine eller en kran.

Anvendes en rambuk, bør denne være maskinelt manøvreret. Ved mindre rambukke skal man helst kunne køre rambukken samt lægge den frem- eller bagover med maskinkraft. Arbejdslønningerne er nu for høje til, at man kan fortsætte med de gammeldags håndbetjente rambukke, som ikke har undergået nogen større forandring i de sidste 50 år.

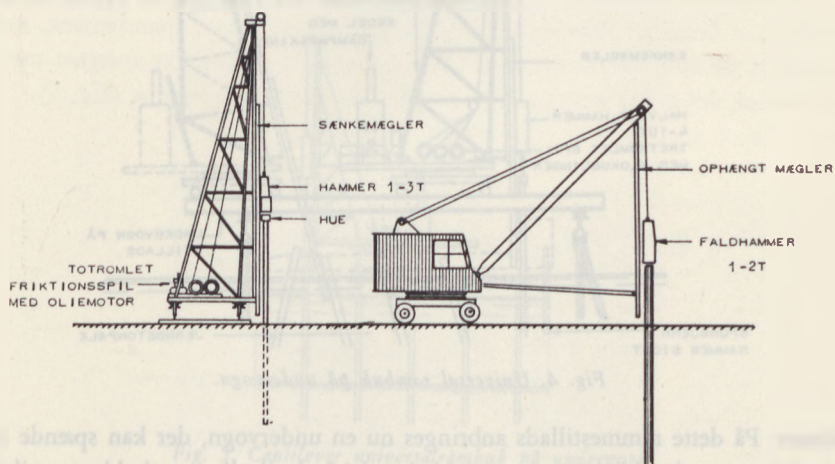


Fig. 3. Simpel rambuk, H 10-16 m — Kran med ophængt mægler.

De store rambukke, universalrambukkene, er altid maskindrevet. De kan køre, lægges for- og bagover, dreje helt rundt samt forskyde og sænke mægleren med egen maskinkraft.

Gravemaskine og kran kan anvendes, når de har en mægler ophængt i udligeren. De er på grund af deres larvefødder eller svære gummihjul endnu mere bevægelige end rambukkene, men de egner sig bedst til kortere pæle, som står spredt (fig. 3).

De små rambukke eller gravemaskine og kran er lette at transportere, stille op og tage ned. De benyttes derfor særligt, hvor der kun er få pæle at ramme, eller hvor pælene står spredte, og kun på terræn, hvor der kan køres, eventuelt på et sveleunderlag. Universalrambukken er dyr i transport, opstilling og senere demontering. Den kommer derfor kun til sin fulde ret, når det drejer sig om ramning af mange pæle i rækker som f.eks. ved bropiller eller kajmure.

Skal man i vand ramme pæle og spunsjern til en kajmur eller bropille, rammer man først to rækker stilladspæle af træ eller jern med en lille flydende rambuk. Over stilladspælene lægges langtømmer — undertiden stålbjælker — og på disse

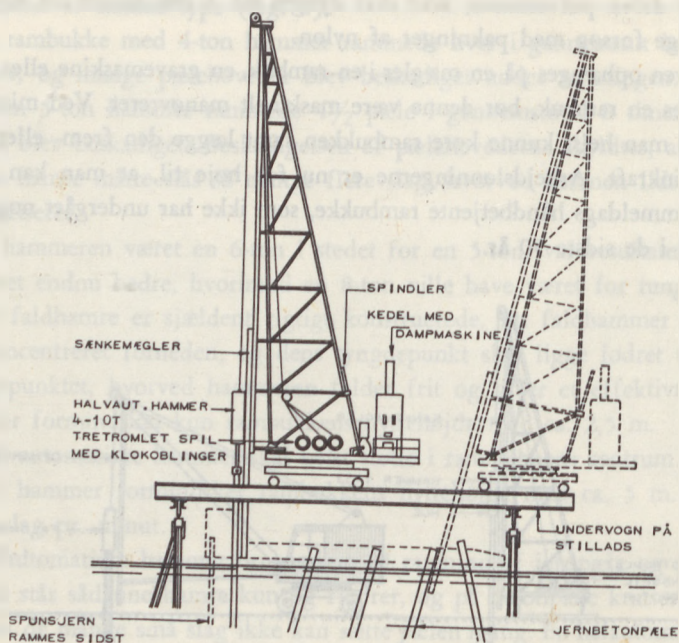


Fig. 4. Universal rambuk på undervogn.

skinner. På dette rammestillads anbringes nu en undervogn, der kan spænde over hele kajmurens bredde, og som ved hjælp af håndspil eller rambukkens spil kan køres i kajmurens længderetning. Sådanne undervogne kan ofte have spændvidder på 25 m og mere og dertil overrørende ender.

På undervognen monteres universalrambukken, og da denne kan køre frem og tilbage på undervognen, vil der altså ikke være eet punkt i hele kajmuren, hvor rambukken ikke kan ramme pæle (fig. 4).

På steder, f.eks. på meget lavt vand, hvor man vanskeligt kan komme til at ramme stilladspæle, kan man fra land arbejde sig udad ved hjælp af en såkaldt cantileverrambuk. En sådan kører på dragere anbragt på rammede, permanente eller midlertidige pæle, og den er i stand til at ramme nye pæle 4-6 m foran undervognen (fig. 5).

Såfremt det drejer sig om træ- eller jernpæle, kan denne metode anvendes med fordel, idet man nogenlunde let kan tilpasse toppen af disse pæle til langtømmer og skinner for undervognen.

Ved betonpæle er dette ikke tilfældet, og det må derfor frarådes at benytte

betonpæle til rammestillads. Det betaler sig næsten altid med cantileverrambukke at ramme midlertidige stilladspæle af træ eller jern samtidig med og ved siden af de permanente betonpæle, selvom man bagefter skal fjerne stilladspælene.

Når en betonpæl er anbragt foran rambukkens mægler, er dens top gennem rammehuen holdt ind til mægleren. Under ramningen bliver pælen indespændt i undergrunden, og da man, hvis pælen skulle gå ud af linien, ikke med rammehuen kan tvinge pælen ret meget uden at knække den, må man ved manøvrering med mægler eller undervogn og rambuk følge pælen, så den ikke kommer i spænding.

Rambukken er forsynet med et spil, der kan være drevet af elektricitet eller damp, eventuelt af en oliemotor. Til den automatiske hammer kan der, hvis der ikke er damp, leveres luft fra en kompressor.

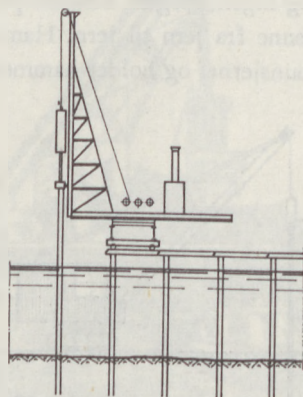


Fig. 5. Cantilever universalrambuk på undervogn.

Ved mindre rambukke med faldhammer må spillet være et friktionsspil med to tromler, en for pæl og en for hammer, og spillet kan trækkes af f.eks. en 50 HK El-motor. Spillet bør være så stærkt og så hurtigt, at hammeren kan slå 30 slag i minuttet med en 3-ton faldblok og 1,5-2,0 m faldhøjde. Under disse forhold bliver pæls nedsynkning holdt i gang, og pælen får ikke tid til at suge sig fast i undergrunden.

Universalrambukken egner sig ikke til faldhamre og har derfor næsten altid kedel og dampmaskine samt et spil med tre tromler og klokoblinger. Desuden bør spillet have mindst to spilkopper, idet disse er uundværlige ved skylning. Dette sidste gælder forøvrigt alle rambukspil. I stedet for kulfyring til dampkedlen bruges nu ofte oliefyring.

Dieselrymbukken bør have en oliemotor eller elektrisk motor og et spil med to eller tre tromler.

Når en faldhammer eller en halvautomatisk damphammer har ramt pæleho-

vedet gennem rammehuen, vil den springe nogle cm op og derpå falde igen. Det sidste lille slag er naturligvis intet værd for ramningen, og den dygtige maskinist vil derfor benytte tilbagespringet til at løfte hammeren til et nyt slag.

En rambuk og dens maskineri skal være så stærk, at den kan løfte pælen, medens hammeren hænger i toppen af rambukken. Almindelige universalrambukke kan løfte pæle op til 12 tons, men skal man ramme tungere pæle på 25 tons eller lignende, må man have en særlig kraftig konstrueret rambuk, og denne får en tilsvarende stor egenvægt. Man kan dog anvende den almindelige rambuk også i dette tilfælde, såfremt man ved siden af rambukken har en tilstrækkelig stærk kran til at løfte pælen og anbringe den i stilling foran rambukkens mægler. Selv med lettere pæle kan det ofte betale sig at bruge en kran til anbringelse af pælene.

Ved ramning fortrinsvis af spunsjern med helautomatisk hammer kan det ofte betale sig at bruge en kran og ingen mægler. Kranen planter spunsjernene, sætter hammeren på samt flytter denne fra jern til jern. Hammeren er forsynet med et par skinner, der griber om spunsjernet og holder hammeren oprejst (fig. 6).

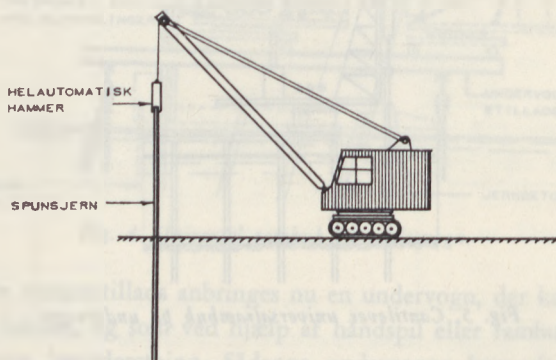


Fig. 6. Kran med ophængt helautomatisk hammer.

Lodpæle er de letteste at ramme, men som oftest skal der i en fundering også rammes skråpæle. Rambukken skal altid stå i lodret stilling, når en pæl tages op, og først når denne er anbragt foran mægleren, kan rambukken lægges for- eller bagover. Tidligere var man tilfreds, når en rambuk kunne lægges 1:10 forover og 1:3 bagover. Nu har man rambukke, der kan lægges 1:3 forover og 1:1 bagover. I begge disse tilfælde skal der dog tages særlige forholdsregler til at støtte rambukken (fig. 7).

Såfremt en pæl eller et spunsjern synker mere end ca. 0.5 cm for hvert slag, kan man vedblive at ramme uden standsning, indtil pælen er nede. Er nedsynken mindre end 5 mm, bør man stoppe fem minutter for hvert kvarters ramning, ellers bliver materialet træt og går itu. Det kan være selve pælen eller rammehuen, eller det kan være bolte og nitter i rambukken, der springer.

Ved ramning af pæle i sand eller stærkt sandfyldt ler bruges ofte skylning med trykvand. Vandet føres gennem rør ned langs pælens sider til pælenspidsen. Skyllerørene bør være $\varnothing 2''-2\frac{1}{2}''$, idet det ikke er nok med et stort vandtryk til at

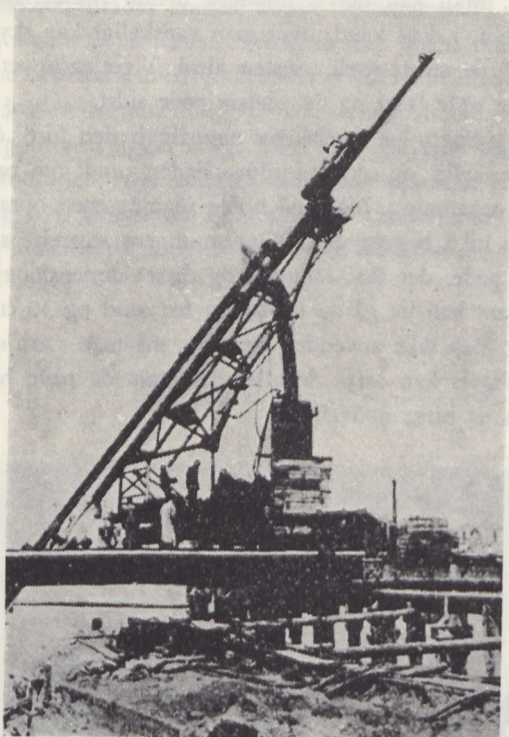


Fig. 7. Rambuk hældende bagover.

løsne sandet ved pælenspidsen, men der skal også store vandmængder til for at skylle det fortrængte sand op til jordoverfladen.

Ved ramning af skråpæle er skylning vanskelig, idet skyllerørene er for bøjelige til, at de kan følge pælenspidsen. Man har med held anvendt øskener på pælens sider til føring af rørene, men da rørene skal holdes i en stadig op- og nedadgående bevægelse og ofte skal trækkes helt op for at rense strålehullet for småsten, opstår der vanskeligheder. Undertiden nøjes man med eet svært skyllerør på pælens overside.

Spunsjern skulle teoretisk også kunne skylles ned. Virkningen er dog langt mindre end ventet, og ofte kan der næppe spores nogen virkning.

Skyllerpumpen kan være en stempelpumpe eller højtrykcentrifugalpumpe. En $\varnothing 3''$ pumpe er næsten altid for lille ved stærk skylning. En $\varnothing 6''$ pumpe vil i reglen være passende.

Står man overfor at skulle ramme en hel del pæle indenfor et snævert område, kan de første pæle gå let ned, medens der ved de senere pæle kan opstå vanskeligheder med ramningen. Ramningen af de første pæle har nemlig komprimeret jorden i området. Man kan delvis imødegå denne vanskelighed ved skylning, men på steder, f.eks. i dybt vand, hvor man vanskeligt kan skylle, optræder den hårde ramning af de sidste pæle næsten altid. I pælegrupper bør man derfor ramme de inderste pæle først og de yderste pæle sidst.

En nedrammet pælegruppe fortrænger naturligvis den jord, der ikke er blevet komprimeret eller skyllet op, d.v.s. jordoverfladen rundt om pælegruppen hæver sig. Dette kaldes opramning. Man må holde regning med opramningen, når der senere skal graves ud i byggegruben. Opramningens størrelse afhænger naturligvis af antallet af pæle, der skal rammes, og disses dimensioner, men en opramning i et fundament kan let gå op til 20 cm for sand og 30 cm for ler.

I tilfælde af at man ikke anvender skylning, må man være opmærksom på, at opramningen muligvis kan løfte de allerede rammede pæle både 5 og 10 cm. Efterramning kan da blive nødvendig.

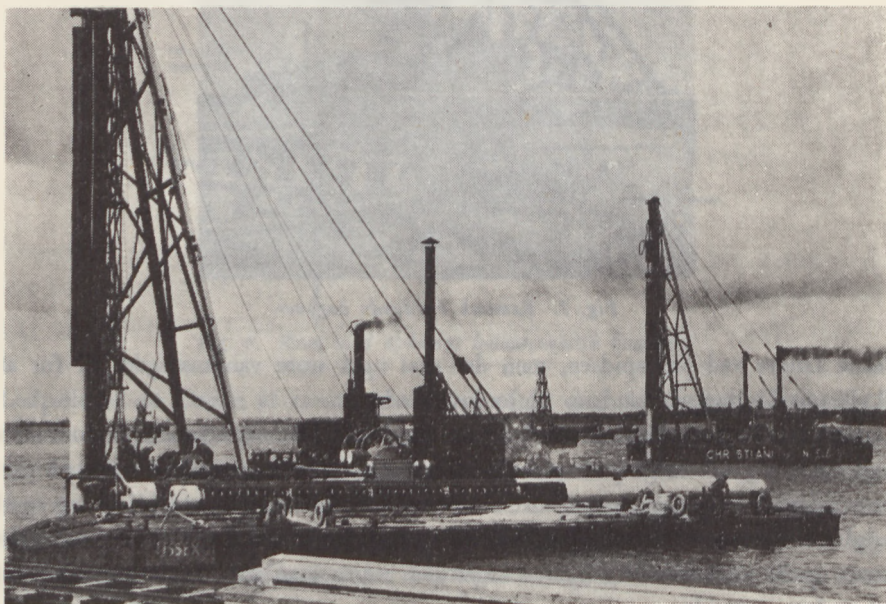


Fig. 8. Ramning af hule cylindriske jernbetonpæle fra flydende materiel.

Endelig må nævnes, at ved ramning af en kajmur eller bropille med pæle og spunsvæg skal spunsvæggen altid rammes sidst. Hvis spunsvæggen rammes først, kan denne let få en uheldig bølgeagtig form, når pælene bagved rammes og trykker bunden mere eller mindre ud.

Ramning foregår ofte fra flydende materiel, idet rambuk og maskineri er anbragt på en pram eller ponton (fig. 8).

Rammes der med en faldhammer, vil prammen eller pontonen sættes i svingninger. Derfor må det tilrådes kun at bruge faldhammer til træ- og jernpæle. En damphammer, som står på pælen, medfører ikke denne ulempe, og man kan derfor godt ramme betonpæle med damphammer eller dieselhammer fra flydende materiel. Det er dog en forudsætning, at der er nogenlunde stille vand, således at prammen eller pontonen ligger roligt. Man bør også være forberedt på at løfte rammehuen af betonpælen, hver gang et større skib passerer, ellers knækker man let pælen, navnlig hvis det er en skråpæl. Ved skråpæle må man også stadig holde øje med og indstille pram og rambuk efter de skiftende variationer i vandstanden.

Specialpæle

Af civilingeniør C. T. Winkel.

Betegnelsen „Specialpæle“ — som vel er omtrent synonym med „Patentpæle“ — er næppe mere end et halvt hundrede år gammel.

Det første pælepatent blev dog, såvidt jeg ved, udtaget allerede omkr. 1892 af en franskmænd Coiseau; det omhandlede jernbetonpæle, der var hule for at muliggøre nedskylning — man havde øjensynlig ikke rigtig tillid, til at beton kunne tåle ramning.

Hennebique anvendte det, vi nu betegner som alm. jernbetonpæle, ved et arbejde i Nantes 1897, men først omkring århundredeskiftet udførte en belgier Coignet en række vellykkede forsøg, omfattende prøveramninger og prøvebelastninger af 12 m lange 8-kantede jernbetonpæle i Bruxelles. Pælene var armerede med 12 Ø 12 mm med 6 mm bøjler pr. 6 cm; på den øverste meter anvendte han en bedre beton og den halve bøjleafstand — detaljer, der altså ikke er så nye, som man vel har troet.

Også tyskerne havde syslet med problemet. Allerede i firserne havde de fremstillet betonpæle ved at nedramme en træpæl, trække den op igen og derefter fylde hullet med beton — en fremgangsmåde, som dog hverken teknisk eller økonomisk kan have været særlig tilfredsstillende.

Nogle år senere blev der i Tyskland udført en fundering til ca. 20 m's dybde ved hjælp af jernbetonpæle med trekantet tværsnit, støbt stående i 6 m's længde og forlænget ved påstøbning. Men da beton jo dengang helst skulle være henvend to måneder gammel, før den havde en nogenlunde acceptabel styrke, må det have været en langvarig historie.

I USA blev de første betonpæle fremstillet omkring år 1900, da man i Chicago nedrammede koniske pæle ved hjælp af 6 m lang dorn, diameter 15 cm forned og 50 cm foroven, udvendig beklædt med en tynd pladejernskappe. Efter nedramningen blev dornen trukket op, medens pladejernskappen blev efterladt som støbeform for den derefter indfyldte beton — det var forgængerne til de senere i USA så almindeligt anvendte Raymond-pæle.

Her i Danmark var vi meget tidligt med i denne udvikling, takket være Christiani & Nielsens initiativ. Allerede i 1904 rammede dette firma 31' lange jernbetonpæle for en vejbro over Rye å ved Abybro.

I 1906 udførte C & N det første „Hennebique-bolværk“ i Skandinavien: en jernbeton-spunsvæg for cementfabrikken Norden ved Aalborg.

Springet fra de prefabrikerede pæle til pæle, der støbes „in situ“, d.v.s. direkte i et hul i jorden, er ikke langt. De spændinger, der er dimensionsbestemende for armeringen i jernbetonpæle, er som bekendt i reglen dem, der opstår under transport og nedramning. Man finder derved en armeringsprocent, der med henblik på de endelige påvirkninger fra det færdige bygværk er uøkonomisk høj. Desuden må pælene ofte støbes rigeligt lange, da det er uforholdsmæssigt dyrt at forlænge pæle, der er rammet for dybt.

Det er nærliggende at søge disse ubehageligheder undgået ved at støbe pælene direkte i et hul i jorden, ført til bæredygtige lag.

Dette hul kan fremstilles og udstøbes på forskellig måde; at dømme efter det utal af patenter, der i tidens løb er udtaget på sådanne „in situ“-pæle, har problemet i forbavsende høj grad tiltrukket sig opfindernes interesse.

Skal man skaffe sig et overblik over alle disse metoder, vil det være nødvendigt at indordne dem i et skema, der f.eks. kan se således ud:

1. Betonpæle

Prefabrikerede

- a. rammede
- b. pressede
- c. borede
- d. nedskruede

In situ pæle

A. Uden foringsrør

- a) rammede
- b) borede

B. Med genvundet foringsrør

- a) rammede
- b) borede

C. Med tabt foringsrør

- a) rammede
- b) borede
- c) nedskruede

2. Pæle af andre materialer

Prefabrikerede betonpæle

a. Nedrammede

Denne gruppe omfatter først og fremmest alm. jernbetonpæle, som naturligvis ikke i dag kan betegnes som specialpæle.

Der kan dog måske være grund til at nævne de særligt i Holland ofte anvendte „fodpæle“, d.v.s. jernbetonpæle med udvidet pælefod, som også direktør Lassen-Nielsen berørte i sit foredrag, og som kan siges at være et overgangsled fra de alm. jernbetonpæle til specialpælene.

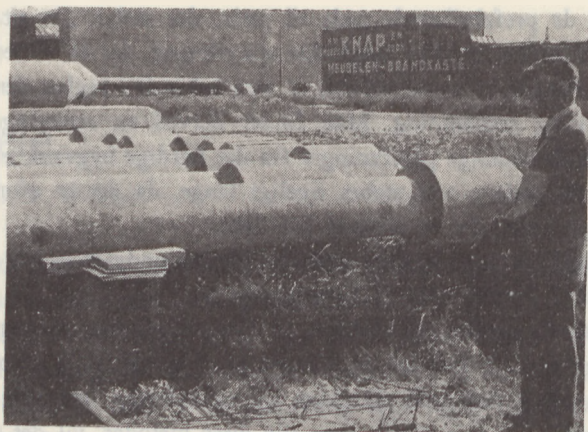


Fig. 1. Hollandske fodpæle.

De har fornylig været forsøgt en enkelt gang herhjemme, ved hvilken lejlighed man konstaterede, at der ved fastsættelsen af forholdet mellem pælens og fodens diameter skal udvises nogen forsigtighed. Dersom pælefoden bliver for tyk i forhold til resten af pælen, risikerer man meget let, at nedramningen standses af relativt tynde sand- eller gruslag, og at pælen knuses under forsøgene på

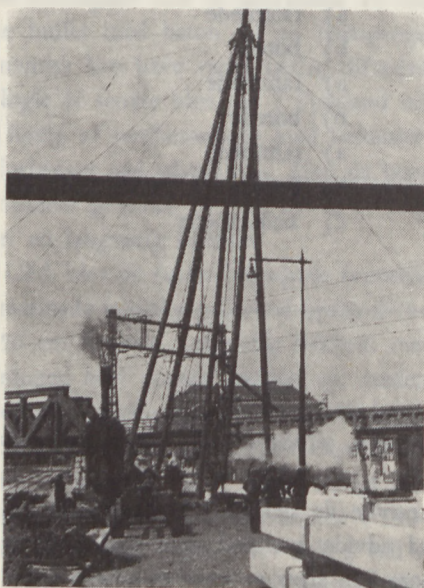


Fig. 2. Hollandsk rambuk



Fig. 3

at nå den nødvendige dybde, medmindre der anvendes væsentligt tungere ramslag end normalt. Det skal i denne forbindelse bemærkes, at iflg. en af Professor Granholm i Sverige fornylig offentliggjort svingningsteoretisk undersøgelse (1) kan der ved nedramning til fjeld af jernbeton- eller stålpæle, forsynet med en spids af f.eks. 2" axelstål, opstå trykspænding på 4-5000 kg/cm² i selve stålspiden, som derfor kan rammes ned i fast fjeld, hvis den er af tilstrækkeligt hårdt specialstål. Omvendt må man vel derfor kunne gå ud fra, at fodpæles gennemtrængningsevne er meget ringere end alm. pæles.

De hollandske rambukke minder lidt om H.G.Well's marsuhyrer: mægleren er ophængt i et meget højt, barduneret treben af træ eller stålrør, som man — iøvrigt med stor virtuositet — lader spadserere rundt på byggepladsen, medens spillet står fast eller kun flyttes nogle få gange.

Disse rambukke synes at være ganske velegnede til ramning af de i Holland almindelige 20-25 m lange pæle, men de kræver et efter danske forhold temmelig stort antal arbejdere.

Apropos materiellet viser fig. 3 en buk, som blev anvendt ved ramning på en S-bane i drift, hvor man hurtigt måtte kunne lægge mægleren ned og trække bukken ud under de strømførende ledninger.

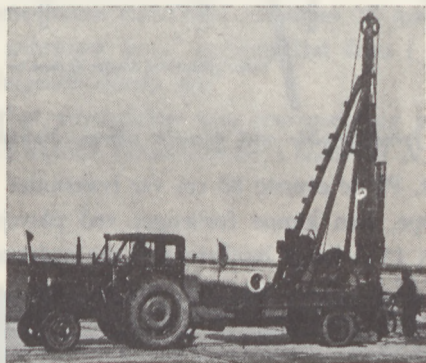


Fig. 4

Hvor stor og hurtig bevægelighed er nødvendig — og mulig — kan materiellet uden vanskelighed monteres på en lastbil eller på trailer efter en traktor.

Som et andet eksempel på en overgangsform fra de alm. jernbetonpæle til specialpælene skal nævnes de af *Kampsax* og *Højgaard & Schultz* anvendte *jernbetonpæle med rørforlængelse*, som bl.a. blev anvendt i 1952 ved piloteringen for Vila Francabroen i Portugal og senere for Munkholmbroen. Fig. 5 viser de på sidstnævnte arbejdsplads anvendte pæle, som blev støbt med 8-kantet tværsnit i 15 m's længde, svarende til den længde, der med det disponible materiel kunne

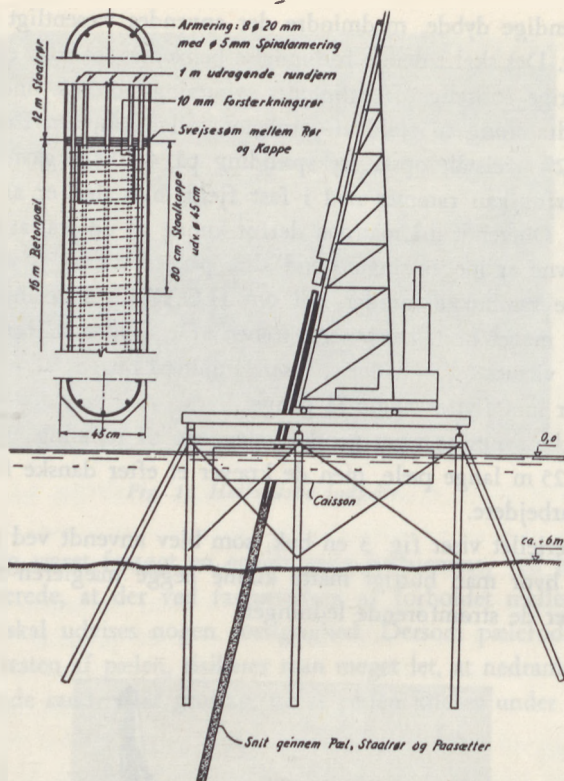


Fig. 5. Jernbetonpæle med påsvejst stålrør, Munkholmbroen

tages under ramslaget. På de øverste 80 cm var tværsnittet cirkulært, støbt inden for en pladejernskappe, som kunne forlænges ved påsvejsning af indtil 12 m lange stålrør, når den 15 m lange jernbetonpæl var nedrammet. Ramningen blev videreført ved hjælp af en påsætter af stål, der passede i en fordybning i jernbetonpælen. Fordybningen var omgivet af et stålrør, i hvilket der blev udlagt et lag tør mørtel. Når pælen var rammet til endelig dybde, sænkedes en længdearmening med bevikling ned i stålrøret, som derefter blev fyldt med beton (2).

Ved Vila Francabroen blev der på denne måde rammet indtil 37 m lange pæle ved hjælp af en buk, der højst kunne tage 25 m pæle under ramslaget.

Prefabrikerede, rammede patentpæle kan inddeles i følgende hovedgrupper:

- 1) Elementpæle, der sammensættes af kortere pælestykker.
- 2) Pæle, der overvejende *skylles* ned
- 3) Diverse specialpæle.

Kun den første af disse tre grupper har væsentlig økonomisk betydning og skal omtales nærmere.

1) *Elementpæle*

Når dybden til fast grund overstiger 20-25 m, bliver pæle i een længde så uhåndterlige, at man ofte foretrækker at samle dem af kortere, f.eks. 8-10 m lange elementer.

Hver gang ramslaget slår mod en pæl, løber trykbølger ned gennem pælen, efterfulgt af „bølgedale“ med trækspændinger. Ved hård ramning kan der på denne måde opstå ret betydelige trækspændinger, som yderligere forøges ved delvis tilbagekastning af bølgerne fra pælens ender.

Elementpælens samlinger bør derfor kunne optage træk.

Der er udtaget stort antal patenter på sådanne pælestød, især af hollændere og svenskere. — En af de metoder, der synes at have haft succes, er den såkaldte *Herkules-pæl*, opfundet af svenskeren Severinsson. Han anvender 6-kantede jernbetonpæle, i hver ende forsynet med en stålstøbt bajonet-fatning, som ved 1/12 omdrejning giver en træksikker forbindelse. Et par fra siden anbragte skruer hindrer tilbageskruning under nedramningen.

En 100 m lang demonstrationspæl bliver afprøvet i disse dage i Göteborg.

En noget enklere og billigere samling er fornylig lanceret af nordmanden B. Brynildsen under navnet „*B-B pæle*“. De cylindriske pælelementer støbes i stålforme med planhøvlede, parallelle endeflader, der står nøjagtigt vinkelret på akse. I centrum af elementernes endeflader indstøbes 2" møtrikker med påsvejste forankringsjern. Der anbringes en 2" gevindskåret dorn i det nedrammede element, hvorefter det følgende skrues fast.

Pælene, der er særligt anvendelige som prøvepæle og på andre steder, hvor længden på forhånd er ukendt, fremstilles her i landet af A. Jespersen & Søn.

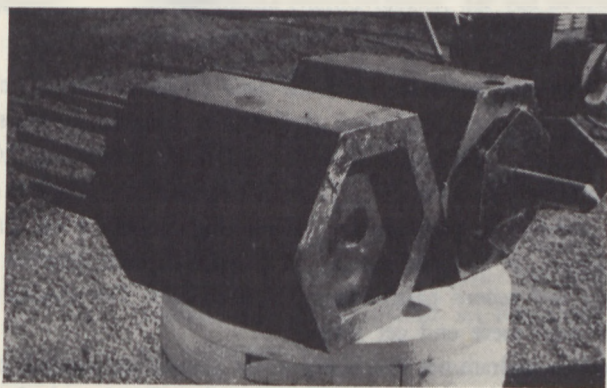
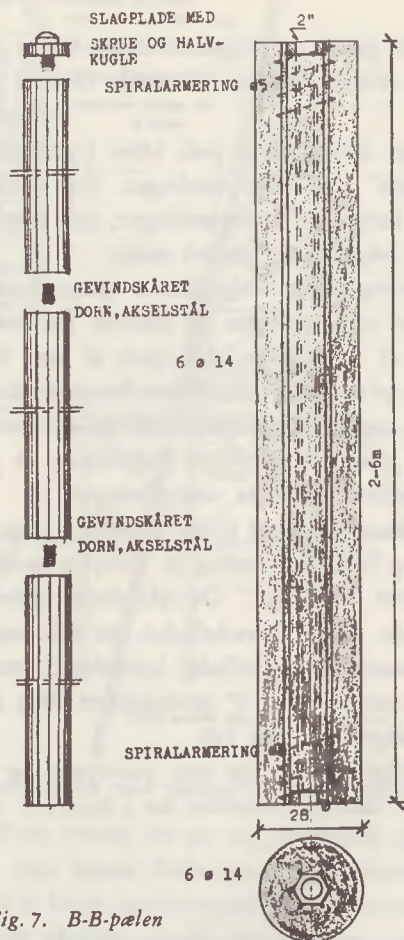


Fig. 6. Pælesko til samling af Herkules-pælens elementer



De særligt i Sverige anvendte *Sundblad-pæle* fremstilles af 1,0 m lange cylindriske elementer, Ø 35 cm, der langs periferien er forsynet med 6 stk. Ø 22 mm huller parallelle med akse, og i hvilke der anbringes mørtel og 1,0 m lange armeringsjern, efterhånden som pælestykkerne nedrammes. Længden af armeringsjernerne i de nederste to pælestykker varierer dog mellem 1 og 2 m. Disse jern er placeret således, at enderne danner en skruelinie, som derefter fortsætter op gennem pælen ved senere påsættelse af 1 m stykker. Der findes således ingen vandrette snit med mere end eet stød.

Disse pæle kan nedrammes ved hjælp af en ganske lav rambuk med hult ramslag, der kan åbnes fortil og delvis glide om pælen. Der kan derfor rammes også indendørs i rum, hvor der er lavt til loftet.

Ved fastramningen af disse pæle må der dog vises den største forsigtighed for at undgå knusninger i de mange stødflader, hvor risikoen for beskadigelse er større end i den øverste, synlige endeflade.

I England anvendes *The West-Rotinoff Piles*, der består af ca. 1 m lange rørformede betonpæle, som i midten forsynes med svære, sammenskruede stålstænger eller -rør. Efter nedramningen trækkes stålkærnen op og en armering placeres i hullet, som derefter udstøbes. *Peerless-Piles* udføres på omtrent samme måde.

„The *Raymond Concrete Pile Comp.*“ USA, anvender forspændte, cylindriske rørpæle, der samles til den nødvendige længde ved sammenspænding af ca. 5 m lange elementer, 10 cm's godstykkese og udv. diameter fra 35 til 100 cm.

Forspændte pæle bør ikke rammes for fast; de trykspændinger, der opstår under nedramningen, adderes til forspændingen og kan forårsage brud.

For fuldstændighedens skyld skal det endelig nævnes, at *Hawcube-Piles* fremstilles af ca. 3 m lange elementer, forsynede med lang jernbetontap og tilsvarende hul, hvorved man påstår at opnå en bøjningsstiv samling.

2) *Prefabrikerede patentpæle, der overvejende skyldes ned.*

Denne gruppe omfatter bl.a. følgende:

Chenoweth, centrifugalstøbte rørpæle, tidligere meget anvendt i USA.

Cummings- og *Gilbrethpæle*, der begge er forsynede med langsgående overfladeriller for at lette nedskydningen.

Bignellpæle med indstøbte, specielt udformede skyllerør, samt endelig *Züblin* (Strassbourg), anvendt en del i Frankrig.

3) *Diverse, nedrammede, prefabrikerede patentpæle.*

Takechi (Holland) Rørformede tværudvidelser, der ved nedramningen etablerer hulrum, som kontinuerligt fyldes med singels. Friktionen påstås forøget.

Skorkovsky Rørformede pæle, der fremstilles ved udpresning af jordfugtig mørtel gennem ringformet åbning.

Giant Spidsbærende jernbetonpæle, som under nedramningen skånes af to udvendige U-jern, der overfører rammeenergien direkte til spidsen, og som derefter trækkes op og genanvendes.

Stent Cellular Indvendige hulrum reducerer vægten.

Franki-Prefab

Prefabrikerede cylindriske pæle placeres på udstampet frankifod (omtales senere).

Armor Concrete,
Gonzelman og Duo-
crete

er endelig navne på engelske eller amerikanske pæletyper, der anvendes i tidevandshavne, og som kendetegnes ved en speciel asfaltbeskyttelse af tidevandszonen.

b. *Prefabrikerede, nedpressede pæle* (Megapæle, først anvendt i Belgien ca. 1920) består af 60 à 80 cm lange elementer med cirkulært eller kvadratisk tværsnit, oftest i standarddimensionerne 18×18 , $\emptyset 25$, 25×25 og 30×30 cm,

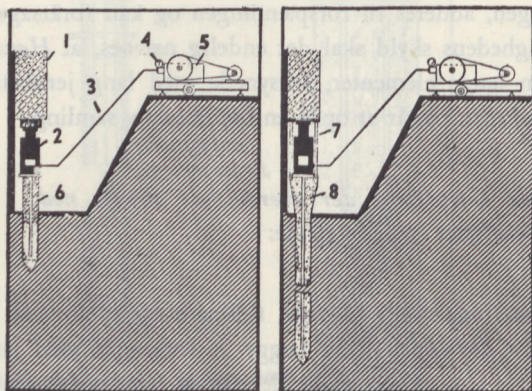


Fig. 8. Nedpresning af Megapæle. 1: Fundament. 2: hydraulisk donkraft. 3: bøjeligt kobberbør. 4: manometer. 5: højtrykspumpe (indtil 400 atm.). 6: pælestykker. 7. profiljern. 8: topstykke.

med en central, aksial udsparring, i hvilken man efter nedpressingen anbringer cementmørtel og armering. Pælene med firkantet tværsnit styres endvidere i stødene af en udvendig pladejernskrave. Elementerne støbes i stålforme med planparallele, hævlede endeflader, der står nøjagtigt vinkelret på pæleaksen.

Pælene nedpresses ved hjælp af hydraulisk donkraft, som, når der er tale om forstærkning af svigtende fundamenter, trykker mod undersiden af fundamentet.

Nedpressningen standses, når det på manometret aflæste tryk har nået en passende størrelse (1,5 à 1,8 gange nyttelasten ved pilotering til fast moræne eller i ikke kohæsive jordarter), hvorefter topstykket anbringes. Dette er lidt bredere foroven, således at man ved hjælp af opkilede profiljern på hver side af donkraften kan fiksere pæleens elastiske sammentrykning. Donkraften fjernes, der anbringes armering og mørtel i den centrale kanal, og profiljernene omstøbes.

Disse pæle anvendes i mange lande — ikke mindst her i Skandinavien — og fortrinsvist til fundamentforstærkning. I visse tilfælde anvendes de dog også

ved pilotering for nybygninger, især når hensynet til nærliggende, gamle og dårligt funderede ejendomme kræver piloteringen udført helt uden rystelser. I så fald anvendes en mobil modvægt, f.eks. jernbjælker, en kasse fyldt med sand, en vandbeholder el. lign.

c. *Prefabrikerede, nedborede jernbetonpæle.*

Indenfor denne gruppe finder man kun de af The British Steel Piling Co. Ltd. udførte „Prestcore-Piles“. Et borerør føres på normal måde til fast grund og et tykvægget ca. 2" injektionsrør anbringes midt i boringen. Færdigstøbte cylindriske betonelementer „trædes“ på injektionsrøret, og boringen lænses ved at sende trykluft gennem røret, umiddelbart efterfulgt af indpresset cementmørtel. Det udvendige foringsrør trækkes op ved hjælp af en donkraft, der presser på det øverste betonstykke. Samtidigt injiceres mørtel gennem det centrale injektionsrør.

Metoden forekommer unødigt besværlig og dyr.

d. *Prefabrikerede, nedskruede jernbetonpæle* har, såvidt jeg ved, hidtil hovedsageligt været anvendt i Indien, især ved vandbygningsarbejder på meget blød bund. Der anvendes rør, enten af stål eller af kraftigt spiralarmet jernbeton, som forneden er forsynet med en kort skrue med stor diameter (op til 2½ m), oftest af jern eller stål. Pælen skrues med maskinkraft til den ønskede dybde. Skruen virker som en udvidet pælefod, der forøger bæreevnen ret betydeligt. Under nedskruningen overføres vridningsmomentet i reglen til skruefoden ved hjælp af et indre stålrør, der passer i en firkantet udsparring i skruefoden, og som trækkes op efter nedskruningen. Skruepælene kan næppe konkurrere med de her i Europa anvendte metoder.

In-situ pæle

Jeg går herefter over til „in situ“-pælene, d.v.s. pæle, der udstøbes i et ved ramning eller boring frembragt hul i jorden. Da en eventuel midlertidig eller permanent udforing af hullets sider med stålrør har stor indflydelse på prisen, vil det være naturligt at dele In-situ-pælene i tre grupper eftersom de fremstilles A. Uden foringsrør, B: med genvundet foringsrør og C: Med tabt foringsrør.

A. In-situ pæle uden foringsrør

a. *Nedramning* uden foringsrør er naturligvis den mest primitive metode. Den blev som nævnt anvendt af tyskerne allerede i 1880'erne; hullet blev fremstillet ved nedramning og optrækning af en træpæl.

I begyndelsen af dette århundrede fremstilledes *Compressol-pæle* i Frankrig ved først at lade et tungt, torpedoformet ramslag ramme sig gennem de øverste,

blødere lag og derefter hurtigt at fylde hullet med beton. Pælen kunne rammes forbavsende dybt under grundvandsstanden, fordi de omgivende jordlag fik permeabiliteten stærkt nedsat ved den kraftige komprimering. Iøvrigt nedkastede man ler i hullet, hvis der kom for meget vand.

b. *Nedboring* uden foringsrør er til gengæld en ganske ny metode.

Der skelnes mellem *tørboring* og *vådboring*.

Under navnet *Caldweld*-borepæle anvendes tørboringer i meget stor udstrækning i USA, særligt i Californien, ved fundering i løse sandlag over grundvandsstanden. Ved hjælp af kraftigt, maskindrevet og let mobilt boregrej fremstilles på meget kort tid boringer med diameter op til 1,2 m, dybde indtil ca. 15 m, uden anvendelse af foringsrør. Boringen udstøbes omgående. Pælene bliver som oftest forsynede med udvidet fod (3).

Vådboring kan enten udføres med anvendelse af boreslam eller som sugeboring.

Boring med boreslam udføres især af det østrigsk-italienske selskab *ICOS-Veder* (har også været anvendt i Tyskland, Sverige, Finland m.m.) samt af *Solétance* i Frankrig.

På samme måde som ved dybe olieboringer anvendes thixotrop boreslam med ret stor vægtfylde. Der bores som oftest med faldmejsel, og de løsnede materialer fjernes af boreslammet, som genanvendes efter at sten og grus er fraseret på en vibratorsigte. Ved passage gennem permeable lag danner boreslammet, hjulpet af de opslemmede materialer, en tæt hinde („cake“), på boringens sider, hvorved tab af boreslam forhindres.

Når den ønskede dybde er nået, udstøbes boringen efter contractormetoden, idet det ret kostbare boreslam ledes til næste boring.

Da borevæsken har omtrent samme rumvægt som det fjernede materiale, opstår der ingen nævneværdig reduktion af lejringstæthed — og dermed af bæreevnen — i boringens bund.

Metoden benyttes bl.a. til fremstilling af tætte, bærende vægge, idet man ved at lade pælene berøre hinanden kan få spunsvæg, fundering og kældervæg udført i een operation.

Sugeboring („Reverse Circulation Drilling“) anvendes ganske vist hovedsagelig til vandforsyningsboringer (i England, USA og Tyskland), men har dog også fundet anvendelse til borepæle.

Som borevæske bruges i dette tilfælde vand, som fra et bundfældningsbassin ledes til boringen. Den roterende borekrone bæres af et rør med væsentligt mindre diameter end boringen. Det ved rotationsboringen løsnede og opslemmede materiale suges af en kraftig og robust centrifugalpumpe op gennem røret til bundfældningsbassinet. Vandhastigheden i røret er så stor, at grus og småsten rives med. Udenfor røret synker vandet så langsomt ned gennem boringen, at

dennes sider kan blive stående uden foringsrør under forudsætning af, at vandstanden i boringen stedse holdes 1,5 à 2,0 m over grundvandsstanden.

Gruppen *in situ*-pæle med foringsrør omfatter de fleste „specialpæle“. Listen er lang — jeg har hørt om ca. 50 forskellige navne og metoder, men en stor del har dog kun historisk interesse. Da jeg vel allerede har beskæftiget mig lidt for meget med historie, vil jeg også her nøjes med en navnefortegnelse og kun komme nærmere ind på de metoder, som mig bekendt nu anvendes — i Danmark eller i udlandet — efter at fårene i tidens løb er blevet skilt fra bukkene.

Fortegnelse over *In-situ* pæle med foringsrør

B. Med genvundet foringsrør

a. *Nedrammede*

Simplex	Tykvægget rør, provisorisk lukket forneden, udstøbes under optrækningen.
Express	Omtrent som Simplex, men større sikkerhed mod afsnøring.
Hagrup, Sverige	Omtrent som Express.
McArthur	Tyndvægget rør nedrammes med forneden tætsluttende stålkærne af samme længde. Kærnen trækkes op, røret fyldes og trækkes, idet kærnen hviler på betonoverfladen.
Pedestal og Refoulé	Som McArthur, men med udvidet fod.
Vibro	Tykvægget rør nedrammes med tabt spids. Damp- eller dieselramslag. Beton ifyldes og røret trækkes, idet ramslaget virker som vibrator.
Wilhelmini (exploded)	Foringsrør nedrammes med træ- eller stålkærne. Sprængladning placeres i bunden, flydende beton ifyldes, røret trækkes 1 m, ladningen antændes, beton efterfyldes og røret trækkes op.
Colcrete	Foringsrøret nedrammes med tabt spids. Et 1½" injektionsrør anbringes i foringsrøret, som fyldes med singels og trækkes op. Derefter injiceres med Colcrete-mørtel („Colgrout“).

Franki Eneste metode, som nyttiggør rammeenergien ved rørets nedre munding. Røret holdes tomt under såvel nedramning som udstøbning.

Endvidere skal flg. nævnes: Alexjew, Gow, Grün u. Bilfinger, Konrad, Peerless, Siemens, Zimmermann og Züblin.

b. *Nedborede.*

Forum Efter nedboringen læses foringsrør v. hjælp af trykluft. Beton indsluses og røret hæves, oftest med trykluft.

Michaëlis-Mast Omtrent som Forum. Betonen dækkes dog med lerprop og røret hæves med indiv. hydraulisk tryk.

Lorenz, Patent-Pressum, Presscrete, Wolfholz, Rodio Pieux Froté: Fremstilles omtrent som Forum.

Benoto Der bores med Hammergrab. Foringsrøret roterer frem og tilbage.

Franki-borepæle Der bores med Turngrab. Foringsrøret roterer frem og tilbage.

Strauss Der bores på alm. måde, men iøvrigt omtrent som Vibro.

Intrusion-Prepakt Anvender spiralbor, placerer et injektionsrør midt i boringen, som derefter fyldes med singels og injiceres med mørtel.

B.D. Loire En kraftig vibrator anvendes såvel til nedføring og optrækning af foringsrøret som til fyldning af borecylinderen.

Gow-Caissons Teleskop-rør bores ned (jfr. Simplex-lancé), og der udgraves en bred fod med håndkraft; kun i vandtæt materiale.

C. In-situ pæle med tabt foringsrør

a. *Nedrammede*

Raymond Et tyndvægget, fornedet lukket konisk stålrør nedrammes ved hjælp af en tilsvarende træ- eller stålkærne, som derefter trækkes op, og pælen kan udstøbes tørt.

Franki	Røret nedrammes efter Frankimetoden ved ramning i bunden af røret.
Francois	Omtrent som Raymond. François, Ackermand, Dywidag, Stern, Wayss & Freitag samt Cobi (disse sidste med pneumatisk expanderende kærne). Fremstilles på næsten samme måde som Raymond-pælene.
Button-Bottom	Omtrent som Raymond, men cylindrisk rør og fornedet lukket med tabt betonprop, hvis diameter er større end rørets.
Cuneiform	Spiralsvejste cyl. Armco-rør med opad trinvist tiltagende diameter.
Janssen	Kort foringsrør nedrammes med en længere kærne, som trækkes op. Kun anvendelig i kohæsionsjord og i små dybder.
Swage	Tyndt foringsrør kiles fast på tabt, konisk betonprop, som nedrammes ved hjælp af stålkærne. Udstøbes tørt.
<i>b. Nedborede.</i>	
Pretest Cylinders	Åbne stålrør nedpresses, indholdet fjernes, røret udstøbes.
Herkules, USA	Omtrent som Pretest.
Tuba og Gow	” ” ”
Simplex-lancé	Teleskoprør à 2½ m fyldes med beton og skylles ned ved hjælp af indv. aksial skyllelanse, der udmunder i pælespiden. Beton påfyldes i takt med teleskoprørens synkning. Skyllerøret trækkes.

c. Nedskruede.

Screwcrete Røret nedbores på samme måde som tidligere omtalt for de prefabrikerede Screwcrete-pæle.

Enkelte af de ovennævnte metoder skal herefter omtales nærmere.

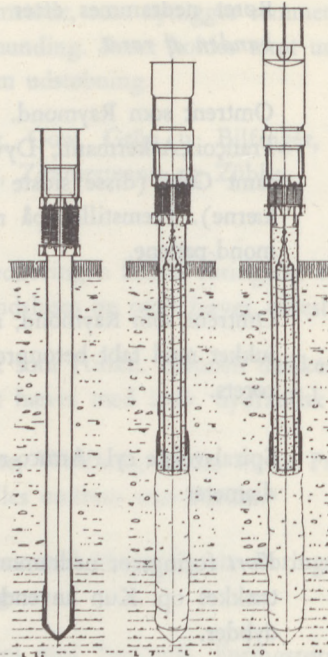


Fig. 9. Simplexpæl

B. In-situ pæle med genvundet foringsrør

a. Nedrammede.

Simplexpælene er blandt de ældste, patenterede i USA kort efter århundredeskiftet af en franskmænd Frank Shuman. Den anvendes stadig bl.a. i USA.

Et \varnothing 40 cm stålrør nedrammes ved ramning på rørets øvre ende; forinden var det oprindeligt lukket ved hjælp af en „Alligator-sko“, der åbnede sig, når røret blev trukket op. Nu anvendes fortrinsvist tabt spids af støbejern eller beton.

Efter nedramningen fyldes røret med ret flydende beton og trækkes op, idet man ved at belaste betonoverfladen søger at hindre betonen i at følge med på grund af silovirkningen.

Express-pæle. Ramslagets faldenergi overføres gennem en profiljernssøjle til en tabt pælespids af jernbeton eller støbejern.

Efter nedramningens afslutning fyldes røret delvist med flydende beton, og profiljernssøjlen løftes. Søjlen er med ca. 40 cm lange kæder eller wirer forbundet med et løst ringstempel, som ved fortsat løftning skraber betonen af foringsrøret og leder den ned under stemplet. Derefter sænkes profiljernssøjlen igen, hvorved hullet i stemplet lukkes.

Ramslaget sættes på søjlen, røret løftes et passende stykke, og ved ramning på søjlen udstampes betonen, så der dannes en pælefod.

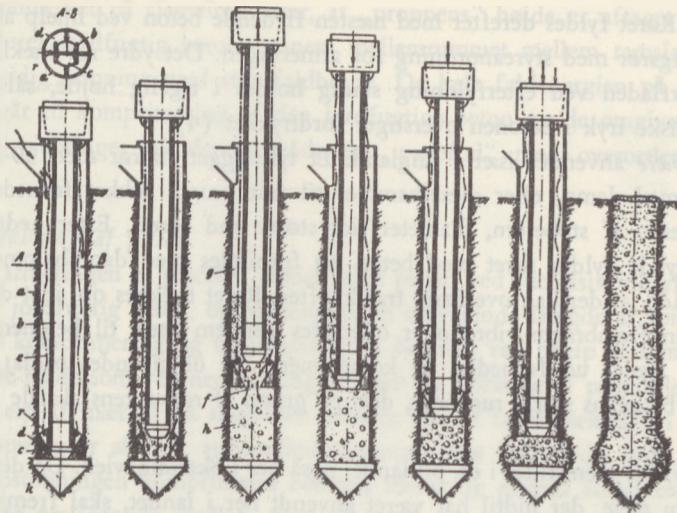


Fig. 10. Expresspæl

Pælene kan armeres; man må så nøjes med et ringstempel med mindre diameter og får ikke den samme komprimering af betonen.

Hagrup-pælen har indtil fornylig været en del anvendt i Sverige. Et \varnothing 40 cm stålør forsynes med en løs stålspids og nedrammes til fast grund med alm.

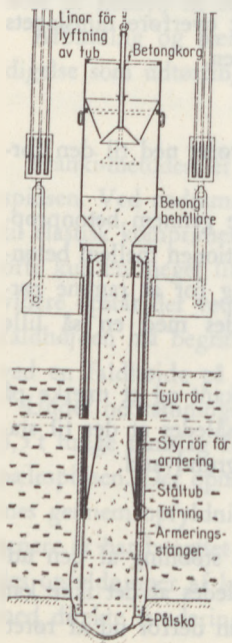


Fig. 11. Hagruppæl

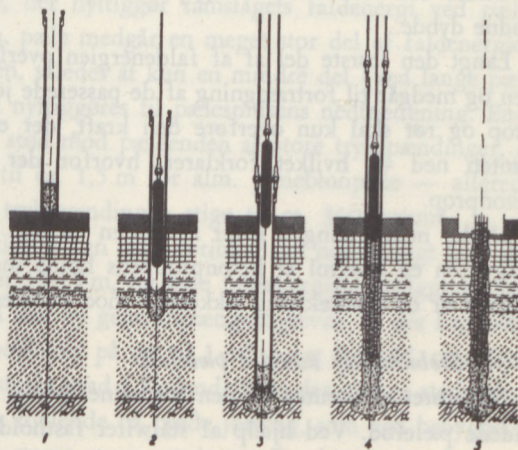


Fig. 12. Fremstilling af Frankipæle

ramslag. Røret fyldes derefter med næsten flydende beton ved hjælp af et særligt påfyldningsrør med styreanordning for armeringen. Det ydre rør trækkes op, idet betonoverfladen ved efterfyldning stadig holdes i rigelig højde, således at det hydrostatiske tryk i betonen overstiger jordtrykket (4).

Vibropæle anvendes især i England. Et tykvægget stålør med 30-45 cm nedrammes med damp- eller dieselhammer til fast grund, lukket forneden med en tabt pælesko af støbejern, diameter lidt større end rørets. Efter nedramning til ønsket dybde fyldes røret med beton og forbindes med damphammeren på en sådan måde, at der kan overføres trækkræfter. Røret trækkes op, idet de af damphammeren frembragte vibrationer overføres gennem røret til betonen, som derefter let flyder ud forneden og komprimerer de omgivende jordlag, dels som følge af betonens større rumvægt, dels på grund af rørkantens aksiale vibrationer.

Frankipæle fremstilles i ca. 50 lande, også her i Skandinavien. Da det er de eneste in-situ pæle, der hidtil har været anvendt her i landet, skal fremgangsmåden omtales nærmere:

1. *Proppen fremstilles.*

I et stålør med diameter ca. 50 (standard-Frankipæle) eller 35-40 cm (letvægts-Frankipæle) og 15-20 mm godstykkelse fyldes der friskblandet, jordfugtig beton i røret indtil en højde af 0,8-1,0 m.

Ved ramning med det ca. 6,0 m lange og 2,5 à 3,5 t tunge cylindriske ramslag komprimeres denne beton så stærkt, at den er i stand til at overføre ramslagets faldenergi til stålørret. Dette er det centrale i Franki-metoden.

2. *Nedramning.*

Under den fortsatte ramning på betonproppen drives stålørret ned til den fornødne dybde.

Langt den største del af af faldenergien overføres direkte gennem betonproppen og medgår til fortrængning af de passerede jordlag. Friktionen mellem betonprop og rør skal kun overføre den kraft, der er nødvendig for at ramme rørkanten ned — hvilket forklarer, hvorfor der kan arbejdes med en så lille betonprop.

Under nedramningen giver afstanden mellem rørets overkant og et mærke på slagwiren en kontrol af betonproppens højde inde i røret, således at der til stædighed er en tilstrækkelig sikkerhed mod indtrængning af grundvand.

3. *Støbning af udvidet pælefod.*

Når røret er rammet til den fornødne dybde, påbegyndes støbning af den udvidede pælefod. Ved hjælp af stålwirer fastholdes røret, således at det ikke kan synke dybere. Under den fortsatte ramning slås betonproppen derfor ud af røret.

Når kontrolmærket på slagwiren viser, at „proppens“ højde er aftaget til nogle få cm, tilføres jordfugtig beton gennem mellemrummet mellem ramslag og rør under samtidig ramning med stor faldhøjde. Da hele faldenergien på dette stadium medgår til komprimering af den jordfugtige beton og de omgivende faste jordlag, tilvejebringes på denne måde en „pælefod“ med overordentlig stor bæreevne.

4. Opstøbning af pælen.

Efter at armeringen er placeret, støbes selve pælen ved successiv indfyldning af 100 à 150 l jordfugtig beton, oprækning af en tilsvarende længde af røret og efterfølgende komprimering og udstampning af betonen ved hjælp af ramslaget.

På samme måde som ved nedramning af røret og støbning af pælefoden drages der ved hjælp af mærket på slagwiren omsorg for, at betonmængden i røret på ethvert tidspunkt er så stor, at vandindtrængning ikke kan finde sted.

Under opstøbningen komprimeres betonen stærkt og presses under rørets løftning ud i de omliggende jordlag. Som følge af disses varierende tæthed bliver resultatet en pæl med uregelmæssig, knudret overflade, der giver den størst mulige friktion — som et tilskud til pælefodens meget betydelige bæreevne.

Frankipælene må dog i reglen betragtes som udpræget „spidsbærende“ pæle.

5. Afbinding og hældning.

Under normale forhold afsluttes pælestøbningen ca. 30 cm over fundamentskote af hensyn til en effektiv sammenstøbning med bygværket.

Afbinding og hældning foregår under ideelle forhold, idet såvel frostbeskadigelse som udtørring af betonen er udelukket.

Franki-metoden er den eneste, der nyttiggør ramslagets faldenergi ved pælespidsen. Ved nedramning af alm. pæle medgår en meget stor del af faldenergien til elastisk komprimering af pælen, således at kun en mindre del (ved lange pæle ofte kun en meget lille del) kan nyttiggøres til pælespidsens nedtrængning. Endvidere opstår der ved ramslagets stød mod pæleenden så store trykspændinger, at faldhøjden må begrænses f.eks. til ca. 1,5 m for alm. jernbetonpæle — allerede ved en faldhøjde på 1,2 m kan trykspændingen stige til ca. 300 kg/cm².

Under nedramningen af Frankirøret kan man derimod om nødvendigt lade det 3,5 t tunge ramslag falde gennem 10-15 m, og hele faldenergien nyttiggøres ved pælespidsen. Der opnås derved så stor en gennemtrængningsevne, at der kan rammes gennem opfyldning af klippeblokke på op til 1 m³ — et forhold, man i de senere år har benyttet sig af i udstrakt grad i Finland, hvor der mange steder findes opfyldninger af klippeblokke, hvilende på bløde jordlag, som ved bebyggelse med direkte fundering ville give meget store sætninger. Frankimetoden har mu-



Fig. 13.
Udgravet Frankipæl

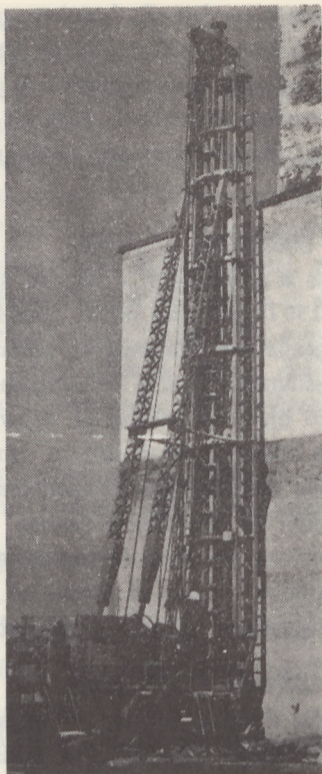


Fig. 14.
Franki-rambuk

liggjort en effektiv udnyttelse af en del gunstigt beliggende finske havnearealer, opstået ved opfyldning med sprængsten på blød bund.

For ikke at skulle udfylde de store hulrum mellem blokkene med beton — og for at undgå negativ friktion langs pælen — anvender man i disse tilfælde Franki-Prefab metoden; efter nedramning af stålåret og udstampning af pælefoden anbringes en færdigstøbt cylindrisk pæl på et afretningslag i bunden af året, som derefter trækkes op. Om nødvendigt indfyldes sand i det af året efterladte hulrum omkring pælen.

Fig. 15 viser rekonstruktion af en gammel pir i Kotka. Den bestod af stenfyldte tømmerkister, som var sunket så meget, at den var blevet uanvendelig. Frankipælene kunne uden vanskelighed rammes gennem stenfyldningen.

Ved fremstilling af Frankipæle på åbent vand anvendes tabt foringsrør på den øverste del.

Frankipæle kan fremstilles med indtil 25°'s hældning. Skråpæle armeres altid i den fulde længde. Spiralbøjlerne svejses til de to længdejern, ramslaget glider på under udstøbningen.

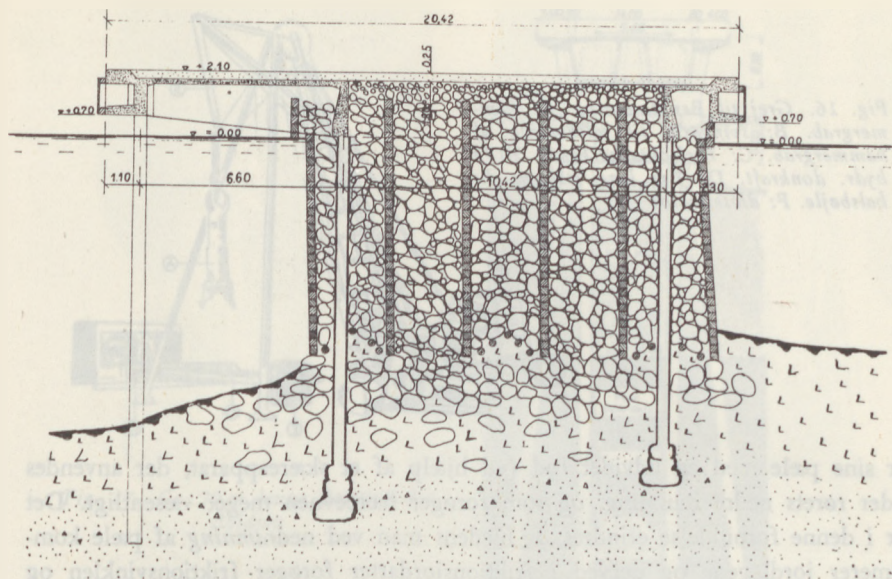


Fig. 15. Ombygning af pir i Kotka, Finland. Prefab.-Frankipæle blev rammet gennem de gamle stenfyldte tømmerkister.

In-situ-pæle med genvundet foringsrør bør ikke anvendes i „kvikler“, d.v.s. ler, som ved omrøring bliver flydende — en jordart, som træffes ret ofte i Norge og noget sjældnere i Sverige og Finland, men såvidt jeg ved ikke i Danmark.

b. Nedborede in situ-pæle med genvundet foringsrør

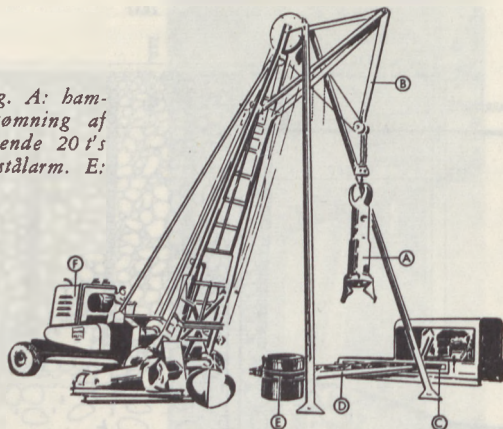
Forumpæle. Et borerør nedføres på sædvanlig måde til fast grund og forsynes med tætsluttende hætte. Ved hjælp af trykluft presses vandet ud af boringen gennem et rør, der er ført til boringens bund, og under bibeholdelse af et lufttryk svarende til vanddybden tilføres beton fra en pumpe eller injektionsbeholder med sluse.

Derefter forøges lufttrykket, indtil borerøret begynder at hæve sig, eventuelt under samtidig drejning. Samtidigt presses betonen ud i de omgivende jordlag. Der kræves visse sikkerhedsforanstaltninger for at hindre røret i at skyde op som en raket, når igangsætningsmodstanden er overvundet.

Michaëlis-Mast foretrækker derfor hydraulisk fremfor pneumatisk tryk til hæving af røret og komprimering af betonen, medens der ved de fleste andre metoder inden for denne gruppe anvendes mindre tryk, kombineret med alm. optrækning af røret. På grund af risikoen for silovirkning under rørets optrækning og dermed følgende indtrængning af jord og vand — og afbrydelse af pælen — er de to førstnævnte metoder dog de sikreste.

Lorenz i Tyskland udfører prøvebelastninger i bunden af borehullet og forsy-

Fig. 16. Grej til Benoto-boring. A: hammergrab. B: svingarm til udtømning af hammergrab. C: horisontaltvirkende 20 t's hydr. donkraft. D: 7 m lang stålarm. E: halsbøjle. F: dieselmotor



ner sine pæle med en udvidet fod ved hjælp af et skæreapparat, der anvendes under rørets nedre munding, og som forøger bæreevnen meget væsentligt. Det bør i denne forbindelse erindres, at medens man ved nedramning af pæle komprimerer jordlagene og derved i friktionsjordarter forøger friktionsvinklen og opnår større bæreevne, end man efter en geostatisk beregning kunne vente, så opstår der ved nedboring som regel en dekomprimering med deraf følgende løsere lejring og en ofte ret betydelig reduktion af bæreevnen.

Såfremt nedborede pæle ikke kan føres til meget fast grund, bør man derfor enten forsyne den med en stor fod eller sørge for en omhyggelig komprimering under udstøbningen af den nederste del.

Benotopæle udføres som regel med diameter fra 60 cm op til ca. 200 cm, d.v.s. for meget store, koncentrerede belastninger, ved Asnæsværket f.eks. op til 850 t.

Ved nedboringen anvendes en såkaldt Hammergrab, der kan forsynes med forskellige sæt robuste kæber, og som benyttes såvel til udmejsling af hårde jordlag som til at føre det løsnede materiale op gennem boringen.

Foringsrøret nedføres ved hjælp af en kraftig „medbringer“, bestående af en dobbeltvirkende, horisontal 20-tons donkraft, der gennem en 7 m lang stålarm bibringer foringsrøret en frem- og tilbageroterende bevægelse, hvorved det synker, efterhånden som der udgraves i bunden.

Ved fremstillingen af ca. 70 m lange, skrå Benotopæle (hældning ca. 15°) for en bro i Abidjan i Vestafrika blev der i borerøret anbragt aksialt forspændte jernbetonrør, som på den nederste strækning var forsynet med en udvendig plasticpose. Efter udstøbningen af betonrøret og optrækning af foringsrøret blev plasticposen injiceret med cementmørtel under højt tryk, hvorved man opnåede den nødvendige rekonsolidering af sandlagene, pælene hvilede i.

Den ny Børsbro mellem Havnegade og Knippelsbro er funderet i den faste kalk ved hjælp af Benotopæle med Ø 193 cm foringsrør.

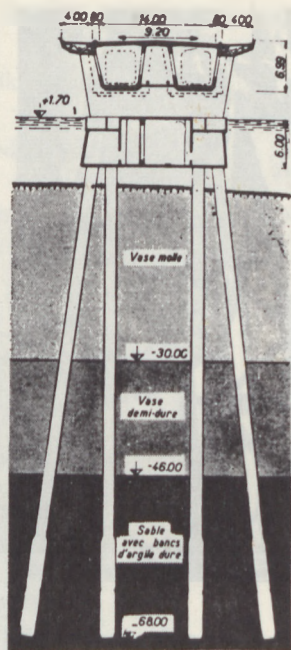


Fig. 17. Ca. 70 m lange Benotopæle, Abidjan

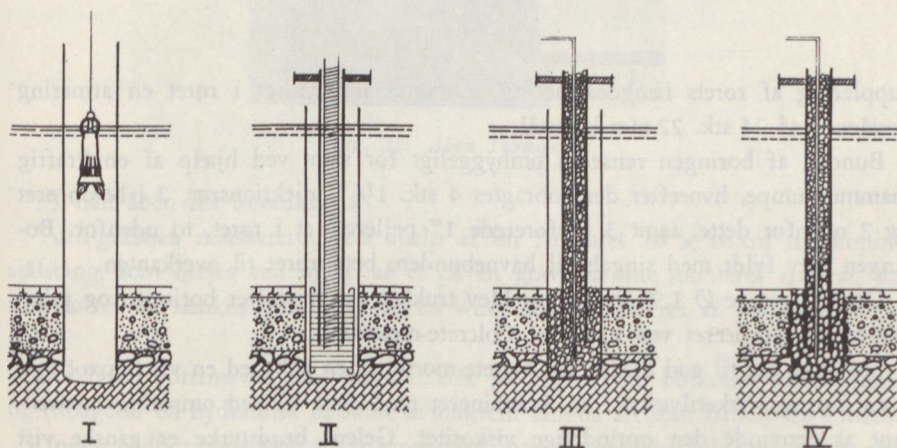


Fig. 18. Fremstilling af piller for Ny Børsbro, København

I boringens bund nedsattes en udvendig, lodret armering af 18 \emptyset 18 mm, hvorefter et ca. 10 m langt centrifugalstøbt jernbetonrør, udv. diameter 84 cm, blev ophængt nøjagtigt på pillens plads og afstivet mod den provisoriske bro. — Disse jernbetonrør er støbt med sulfatbestandig lavalkaliment og beklædt med en 3 mm tyk plade af rustfrit stål fra kote \div 1,0 til bropladens underside. Til

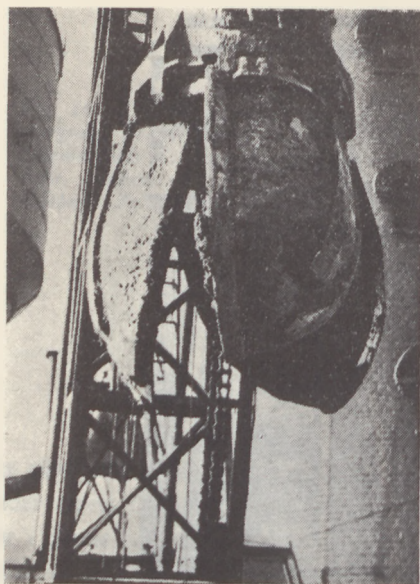


Fig. 19. Franki „Turn-grab“; borestilling

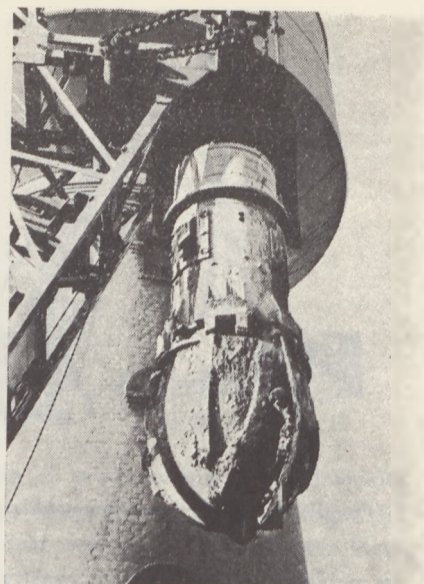


Fig. 20. Lukket Turn-grab

supplering af rørets længdearmering anbragtes indvendigt i røret en armering bestående af 24 stk. 22 mm kamstål.

Bunden af boringen rensedes omhyggeligt for slam ved hjælp af en kraftig mammutpumpe, hvorefter der anbragtes 4 stk. 1½" injektionsrør, 2 i betonrøret og 2 udenfor dette, samt 3 perforerede 1" pejlerør, et i røret, to udenfor. Boringen blev fyldt med singels til havnebunden, betonrøret til overkanten.

Det udvendige Ø 1,93 m borerør blev trukket op, hvorefter boringen og pille-skaftet blev injiceret ved hjælp af Colcrete-metoden.

Det kom her til god hjælp, at Colcrete-mørtel er en gel med en vis thioxotropi, d.v.s. hurtig styrketilvækst i ro, kombineret med evne til ved omrøring momentan at genvinde den oprindelige viskositet. Gelens brudstyrke er ganske vist ringe, brøkdeler af gram pr. cm², men viste sig dog efter en times pause, når mørteloverfladen havde nået havbunden, at kunne bære mørtelen i søjleskaftet, idet den jo var støttet af den store overflade i de indfyldte singels.

Franki-borepæle med stor diameter.

En fremgangsmåde, der minder en del om Benotometoden, er for kort tid siden lanceret af det belgiske Frankiselskab.

Der anvendes en såkaldt „Turn-grab“, der drejes ned i grunden og kan fastlås i tre stillinger:

- 1) borestillingen (halvt åben) — i hvilken stilling den ved blot een à to omdrejninger fyldes helt,
- 2) helt lukket for transport af de løsnede masser samt

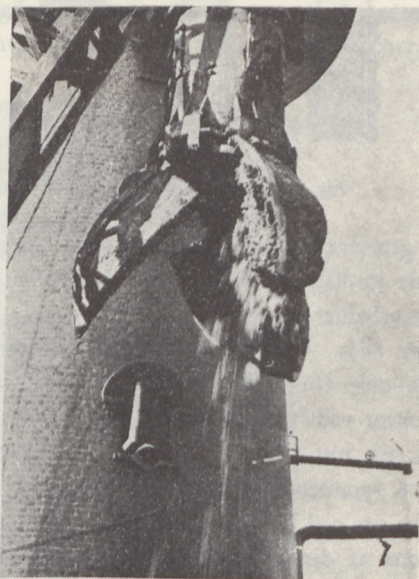


Fig. 21. Åben Turn-grab

- 3) helt åben for tømning.

Turn-grabben manøvreres ved hjælp af en firkantet 16×16 cm teleskopisk stålstang, som drejes ved hjælp af et på en gravemaskine monteret apparat, og som løftes og sænkes ved hjælp af en wire, der manøvreres af gravemaskinens spil.

Der bores fortrinsvist med en diameter på 1,28 m, og borerøret vrides frem og tilbage af en hydraulisk maskine af omtrent samme art som Benoto-maskinens.

Under nedboringen belastes foringsrøret med størstedelen af gravemaskinens vægt.

Medens Benotometoden som nævnt muliggør meget dybe borer, kan Frankimetoden ikke anvendes på større dybder end 20-22 m. Til gengæld arbejder Turn-grabben 2-3 gange hurtigere end Benoto's hammergrab og er derfor på større arbejdspladser en del billigere at anvende. Endvidere kan den bore relativt hurtigt selv i fast grund som f.eks. sandsten, og lige hurtigt over og under grundvandsspejlet.

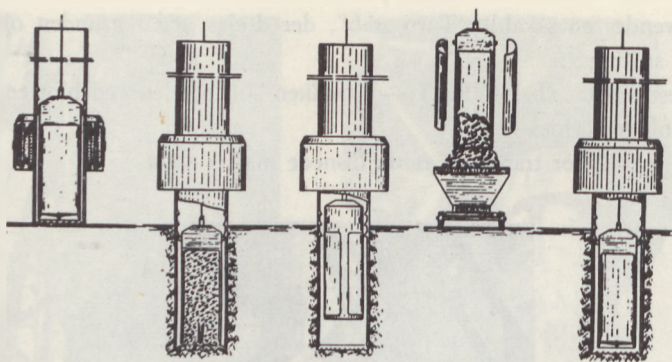


Fig. 22. „Procédé B.D.Loire“.

Ved boring under grundvandsspejlet med Benoto's hammergrab bremses faldet stærkt, så man i hårde jordlag må mejsle med en speciel, tung faldmejsel, hvad der naturligvis sinker arbejdet en del.

Procédé B.D., Loire (4). Under den 4. internationale geotekniske kongres i 1957 gjorde russerne rede for nogle interessante resultater af nedvibrering af spunsjern og jernbetonrør ved hjælp af *meget* kraftige, 12 t tunge vibratorer med indbyggede elmotorer på 200 HK. De kan yde et vibrationstryk på 320 t. Der anvendes 2, 4 eller 6 symmetrisk arbejdende vibratorer, således at resultanten kun svinger lodret op og ned.

Øjensynligt inspireret af disse oplysninger har man i Frankrig fremstillet det på skitsen viste grej, som påstås at arbejde meget hurtigt og effektivt.

Ved hjælp af vibratoren — kaldet „autofonceuse“ — nedvibreres borerøret, i hvilket der forinden er fastgjort en borecylinder med lidt mindre diameter end borerørets. Når cylinderen er fuld, løsnes den fra borerøret, trækkes op og tømmes, hvorefter processen kan begynde forfra.

De 6 vibratorer i denne „autofonceur“ drives af hydrauliske motorer, der atter drives af en 180 HK dieselmotor.

Man har i løbet af 12 timer kunnet udføre en 27 m lang boring med 65 cm's diameter gennem sand, tørv og 8 m grus.

C. In-situ pæle med tabt foringsrør

a. Nedrammede.

Nedramning og udstøbning af denne type pæle kræver meget lidt manuelt arbejde, men udgiften til det tabte foringsrør vil normalt være for stor i forhold til de øvrige udgifter.

Metoden benyttes derfor kun i større udstrækning i USA, hvor arbejdslønnen er meget høj.

Raymond-pælene, der hører til denne gruppe, anvendes i USA mere end nogen anden metode.

Et tyndvægget, tværkorrugeret, konisk stålrør nedrammes med spidsen nedad ved hjælp af en ligeledes konisk (1:30) kraftig stålkærne. Når den ønskede dybde er nået, trækkes stålkærnen op, og røret fyldes med beton. Pælen kan naturligvis armeres. Standardpælene udføres i længder op til ca. 12 m. Har man brug for større længder, anvendes rør og kærne, hvis diameter ikke tiltager kontinuerligt, men trinvist, pr. 2,5 m. Ramslagets faldenergi overføres således til

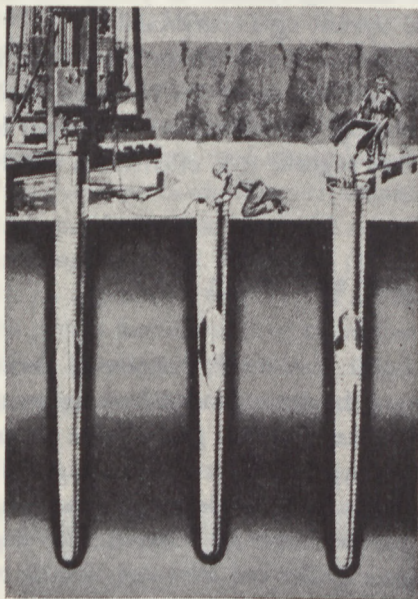


Fig. 23. Raymond Standard pæl

røret gennem alle disse trin, og risikoen for sprængning af det tyndvæggede rørs nederste parti påstås derved reduceret.

Frankipæle med tabt foringsrør blev bl.a. benyttet til fundering for den del af den ny Børsbro's forlængelse, som føres under Knippelsbro's vestre sidefag. Pælene skulle rammes igennem et meget hårdt lag flintesten, som alm. jernbeton-pæle næppe kunne have trængt igennem. Den fri højde mellem vandstand og Knippelsbro's underside var kun ca. 4 m, og der skulle rammes ca. 9 m lange pæle, helst uden samlinger. Ø 40 cm stålrør blev påsvejset i takt med nedramningen. Til slut blev pælene armerede og fyldt med beton.

Den samme metode er med fordel anvendt ved pilotering for store, nye søjlelaster i vanskeligt tilgængelige fabrikslokaler. Rambuskillet anbringes da udenfor bygningen, og ramslaget manøvreres via kasteblokke.

b. *Nedborede in situ-pæle med tabt foringsrør*

Denne metode har fundet så stor anvendelse i New York, såvel til fundering for nybygninger som ved fundamentforstærkninger, at der i New York Building Laws er fastsat detaillerede bestemmelser vedr. tilladelig last etc. på sådanne pæle. Under forudsætning af, at de nedbores til fast grund, tillades en betonspænding på 35 kg/cm^2 , og stålsplændingen må ikke overstige ca. 525 kg/cm^2 efter bortrustning af $1/16'' = \text{ca. } 1,5 \text{ mm}$.

Et kraftigt nedtil åbent stålrør, diameter i reglen mellem 30 og 80 cm, presses eller rammes til fast grund under samtidig fjernelse af jorden ved rørets munding, som oftest ved skylning med trykluft og/eller trykvand.

Metoden anvendes af en del entreprenørfirmaer i New York under forskellige navne, men i virkeligheden afviger de ikke meget fra hinanden. Under navnet Pretest Piles anvendes den til pilotering, der udføres samtidigt med bygningens opførelse, idet pælene nedpresses med stigende tryk, efterhånden som bygningens vægt tiltager.

Specialpæle af andre materialer end beton

a. *Stålpæle.*

Mange steder i Skandinavien finder man meget finkornede, tætte og vandmættede lerarter, som under langvarig belastning konsolideres og sammentrykkes stærkt, men ikke ændrer rumfang i nævneværdig grad i løbet af den relativt korte tid, det varer at pilotere for en bygning. Under nedramningen af alm. træ- eller betonpæle vil der ofte kunne konstateres betydelige terrænhævninger, op til $1/2 \text{ m}$, næsten svarende til det af pælene fortrængte volumen. Hævningen strækker sig i reglen over væsentligt større arealer end selve den aktuelle byggegrube og kan derfor beskadige nabobygninger.

Endvidere hæves allerede rammede pæle, således at de må efterrammes, hvis de er spidsbærende.

Hvor der under sådanne forhold er tale om store belastninger — og derfor tætstillede pæle — er man forskellige steder i verden (vistnok først i Norge) gået over til at anvende stålpæle, som belastes med 600 à 1200 kg/cm^2 og derfor fortrænger et væsentligt mindre volumen end træ- og betonpæle.

Uden her at komme ind på teorien for beregningen af udknækningsfaren for slanke pæle i et elastisk medium skal det bemærkes, at forskellige forskere, bl.a. Timoshenko og Granholm (7), har vist, at udbøjningskurven har form af en dæmpet sinuskurve, hvis bølgelængde er afhængig af pælens inertimoment, pælematerialets elasticitetskoefficient samt de omgivende massers ballasttal.

Man har fundet, — og eftervist ved forsøg — at selv meget bløde jordarter normalt giver pælene tilstrækkelig sidestøtte. F.eks. har så slanke pæle som 12 m

lange 19 mm rundjern, rammet til fjeld, kunnet belastes med 1100 kg/cm² uden at bøje ud, til trods for at de var omgivet af yderst blødt ler med forskydningsstyrke under 0,1 kg/cm².

I praksis er forholdene dog ikke slet så enkle. For det første vil så slanke pæle normalt hverken kunne rammes nøjagtigt retlinet eller belastes nøjagtigt aksialt. Og for det andet er det ved langvarig belastning ikke så meget de omgivende jordarters ballasttal som deres plasticitet (konsolideringsbevægelser), der er bestemmende for den endelige bæreevne.

Fig. 24 viser nogle Ø 25 mm stål-pæle, som blev anvendt til forstærkning af fundamenterne for en 3-etages jernbetonbygning i Nordsverige. Forstærkningen virkede efter hensigten et par år, men pludselig, i løbet af nogle få dage, opstod der meget betydelige sætninger, op til 40 cm. Fundamenterne blev derefter forstærkede med Megapæle og bygningen løftet på plads. Lerlagene under bygningen var så bløde, at stål-pælene med største lethed kunne trækkes op under bibeholdelse af den form, de havde fået ved udknækningen.

I de sidste par år er dette spørgsmål om udknækningsfaren blevet optaget til fornyet undersøgelse af bl.a. L.Bjerrum (8), A.Bergfelt (9) og Rinker (10), og man er vist nu nogenlunde enige om, at såfremt forholdet $I:A^2$ (hvor I og A er henholdsvis pælens inertimoment og tværsnitsareal) er større end 0,3, er det selv i meget blødt ler stålets trykstyrke og ikke udknækningsfaren, der er bestemmende for pælens brudstyrke. Det vil i praksis sige, at alle rørprofiler samt DIP-

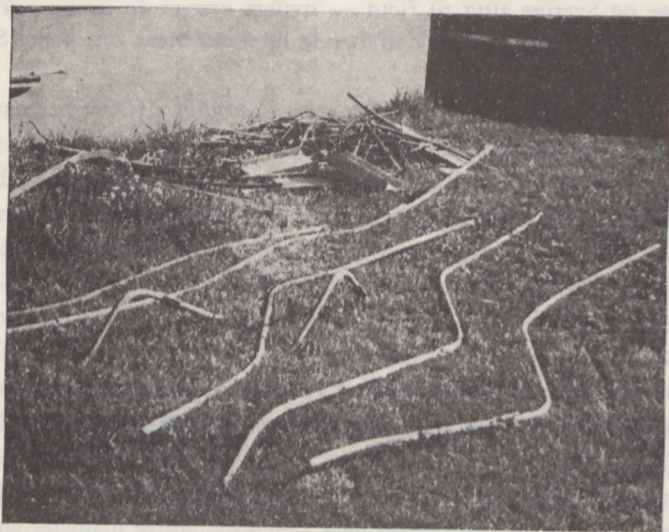


Fig. 24. Overbelastede Ø 25 mm stål-pæle

bjælker fra DIP 20 og opefter vil kunne udnyttes med 1200 à 1300 kg/cm², såfremt tværsnitsarealet ikke reduceres af rustangreb.

Endvidere er det påvist (Bergfelt), at i ler med større forskydningsstyrke end 0,4 à 0,5 kg/cm² vil også de massive profiler være sikrede mod udknækning.

I Norge blev de første stål-pæle (1932-33) udnyttede med 1200 kg/cm², men på de i de senere år rammede stål-pæle er belastningen dog sænket til 800 kg/cm². Der anvendes udelukkende DIP 20-24, ofte i længder op til 50 m, eller vinkel-jern, sammensvejste til et rør eller med ryggen mod hinanden. Endvidere kræver man, at den færdige pæls krumningsradius ikke er mindre end 400 m, hvilket kontrolleres ved nedsænkning af et inklinometer gennem et 1½" rør, der er svejst til pælen. I visse tilfælde sikres pælene mod korrosion ved katodisk beskyttelse.

I Sverige har man — for at reducere rustfaren — i ret stor udstrækning anvendt massive stål-pæle af specielt valset firkantjern, sidelinie 11-13 cm. På grund af udknækningsfaren belastes sådanne pæle ikke med mere end 600 kg/cm², efter at det regningsmæssige tværsnitsareal er reduceret med 3-5 mm af hensyn til rustangreb, medens man går op til 900 kg/cm² på rustsikrede DIP-bjælker. Man har søgt at beskytte stål-pælene med et tyndt, påsprøjtet mørtellag, men det falder af under nedramningen.

Rustsikringen af disse ubeskyttede stål-pæle kan naturligvis være et noget kil-dent spørgsmål, men hele dette problemkompleks vedr. jordlagenes aggressivitet og katodisk rustbeskyttelse vil ingeniør Arup komme nærmere ind på.

Som følge af de høje spændinger må stål-pælene rammes til meget fast bund — i Norge og Sverige altid til fjeld — hvilket kræver en særlig udformning af pælespiden. Der foreligger en omfattende litteratur alene om dette. Se bl.a. (1) og (11).

I Danmark har stål-pælene hidtil kun været anvendt i yderst begrænset omfang og som regel kun for mindre belastninger af sekundær betydning.

Man har således i en del tilfælde anvendt Ø 25 mm stål-pæle til sikring af utilstrækkeligt funderede betongulve støbt direkte på jorden. Sådanne synkende betongulve kan iøvrigt næppe reddes på nogen anden, billigere måde. Pælene samles af korte stykker, der rustsikres ved galvanisering.

b. *M.V.-pæle.*

For kort tid siden er der i Tyskland fremkommet en ny, interessant pæletype, der synes at have gode muligheder, især som forankringspæl for spunsvægge o. lign. (11).

Et tykvægget stål-rør, evt. to sammensvejste U-jern, forsynes med en kraftig pælefod af stålplade eller jernbeton med væsentligt større diameter end stål-rørets. Under nedramningen indpumpes mørtel eller beton gennem røret og videre gen-

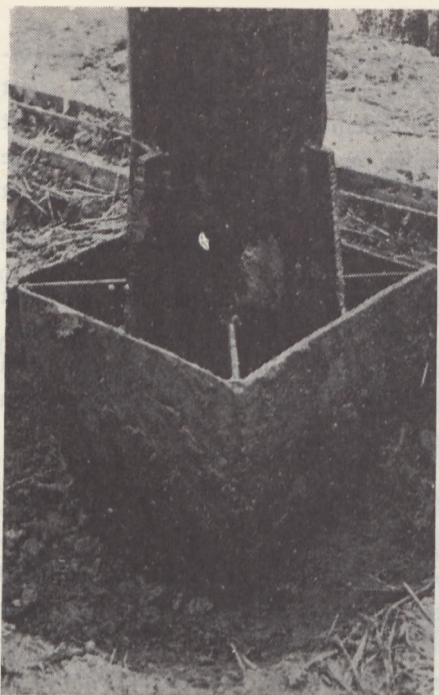


Fig. 25. MV-pæl, pælespids

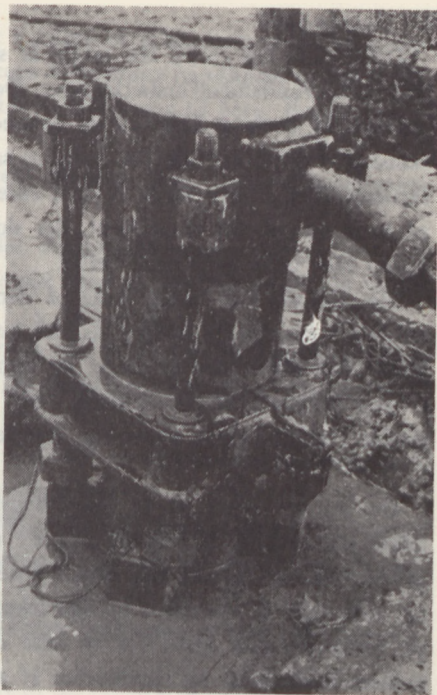


Fig. 25. MV-pæl.
Rammehovede med ledning for cement-
mørtel

nem åbninger umiddelbart over pælefoden. Ved regulering af pumpehastigheden i takt med nedramningen kan man sikre sig, at betonoverfladen til stadighed befinder sig i samme niveau, og at den netop indpumpede beton erstatter de af pælefoden fortrængte jordmasser. Rystelserne fra ramningen holder betonen flydende, således at det hydrauliske tryk overalt langs stål-røret er større end de omgivende jordlags tryk. Man opnår derved en intim forbindelse med de omgivende lag og er sikret mod „afsnøring“ af betonen.

Såfremt der anvendes damp- eller tryklufthammer, kan pælene nedrammes under 45° eller mindre, således at de vil kunne optage en stor vandret komponent.

Stål-røret kan om ønskes erstattes af et I-jern, et 3" à 4" anker eller en DIP-bjælke, idet man i så fald tilføjer mørtel eller beton gennem et provisorisk, tyndvægget rør, der evt. kan genanvendes. Metoden skulle iøvrigt gøre det muligt at give alm. stål-pæle en effektiv rustbeskyttelse.

c. *Dahrén-pæle.*

Disse pæle har indtil for nogle år siden været meget anvendt i Sverige, fortrinsvis til fundamentforstærkninger. De blev fremstillet af U-jern, der blev svejst sammen af korte stykker, så de dannede et firkantet rør, inden i hvilket et let ramslag slog på en lille løs jernsko, samtidigt med at man ved hjælp af lange skruespindler efterpressede U-jerns røret. Pælene blev som regel placerede parvist på hver side af det fundament, der skulle forstærkes. Efter nedpresning til fast grund blev røret fyldt med beton.

Ing. Dahrén var faktisk inde på den helt rigtige tanke, da han lod ramslaget arbejde i *bunden* af pælen; da det kun skulle accellerere en lille, let pælesko, kunne han nøjes med et meget let ramslag, nogle få hundrede kg, og dog opnå en stor bæreevne af pælespidsen. Men det meget svejsearbejde på arbejdspladsen gjorde Dahrénpælene væsentligt dyrere end betonpæle.

Da jeg for snart 30 år siden begyndte at beskæftige mig med specialpæle, måtte jeg naturligvis forsøge at sætte mig ret grundigt ind i alle de da foreliggende metoder og patenter. Emnet forekom mig at være i den grad gennemløbet og endevendt af alverdens idérige teknikere, at forsøg på at opfinde nye metoder på forhånd måtte anses for at være den rene tidsspilde. Ikke desto mindre er mellem tredjedelen og fjerdedelen af alle de metoder, jeg har nævnt, blevet lancerede i de sidste 30 år — og der synes stadig at komme nye.

Der er sikkert endnu muligheder for at fremkomme med ny idéer — og af denne rapport kan eventuelle opfindere blandt læserne måske få lidt hjælp til at finde ud af, hvilke opfindelser de *ikke* behøver at gøre.

LITTERATURHENVISNINGER

- (1) Hjalmar Granholm: Stötvågen vid slagning av pålar. Väg- och vattenbyg-garen, nr. 2, 1960, side 43—46.
- (2) Anker Englund: Munkholmbroen. Ingeniøren 1952, nr. 30, side 474—477.
- (3) Klaus John: Gebohrte Ortbetonpfähle im südlichen Kalifornien. Die Bau-technik 1960, Heft 5, side 174—181.
- (4) Statens Geotekniska Institut, meddelande nr. 5: Kompendium i geoteknik.
- (5) Henry Lossier: Les perfectionnements apportés aux fondations sur pieux. Le Génie Civil, 15. oct. 1959, s. 405—414.
- (6) Dr. Ing. Heinz Muhs: Versuche mit Bohrpfählen. Bauverlag G.m.b.H. Wiesbaden 1959.

- (7) Hjalmar Granholm: On the elastic stability of piles surrounded by a supporting medium. Ingenjörsvetenskaps Akademiens handlingar nr. 89, 1929.
- (8) Laurits Bjerrum: Norske erfaringer av stålplader til berg. Byggmästaren 1959, nr. 1, s. 1—13.
- (9) Allan Bergfelt: Grundläggning med stålplålar, Väg- och vattenbyggaren nr. 2, 1956, s. 53—56.
- (10) Arne Rinkert: Knäckning av stålplålar. Byggmästaren, nr. 1960, side 5—8.
- (11) E. Sandegren: Synspunkter på pålforsök med tryckluftslagning vid Stockholm C. Järnvägsteknik 1959, nr. 7, s. 163—167.
- (12) I. Siem und R. Kaschner: Erneuerung der Vorsetze im Petroleumhafen Hamburg. „Hansa“, Zentralorgan für Schifffahrt, Schiffbau, Hafen, Heft 40/41, 1959.

Detallierede beskrivelser af specialpæle, der ikke er nævnt i ovenstående artikel — eller kun kort omtalt — kan findes i flg. bøger:

- (13) Rob. D. Chellis: Pile Foundation, McGraw-Hill Book Comp. Inc., 1951.
- (14) C.F.Kollbrunner: Foundation und Konsolidation II, Schweizer Druck- und Verlagshaus, 1948.
- (15) A.C.Dean: Piles and Pile Driving. Crosby Lockwood & Son Ltd., London 1935.

Grundvandssænkning

Af civilingeniør Aage Hansen.

Det er med en vis betænkelighed, at jeg her drager begrebet grundvandssænkning frem, idet der næppe er tvivl om, at vi herhjemme på dette område er kommet væsentligt senere i gang end andetsteds, specielt i Tyskland og USA. I begge disse lande er der gennem mange år opbygget et stort erfaringsmateriale, ligesom der foreligger en ikke ubetydelig litteratur om emnet.

Dette erfaringsmateriale har dog i mange tilfælde vist sig ikke at kunne overføres til danske forhold uden så væsentlige modifikationer, at værdien har været beskeden for den projekterende ingeniør ved løsningen af en konkret opgave.

Jeg skal derfor i det følgende forsøge at sammenfatte erfaringerne på området, således som de er trådt frem i Geoteknisk Instituts praksis, vel vidende for det første, at dette grundlag på langt nær er et fuldgyldigt udtryk for de sidste års samlede erfaringer herhjemme, og for det andet, at spørgsmålene måske er lidt ensidigt anskuet. Jeg håber derfor, at der ved diskussionen vil blive lejlighed til at få vurderingerne suppleret fra kursusedtagere med samme eller modsatte erfaringer.

Oplægget inddeles i følgende afsnit:

Grundlæggende begreber og teori.

Opgavernes art.

Principper for udførelsen.

Udførelsesteknik.

Behandlingen af en opgave.

Grundlæggende begreber og teori

Selvom de følgende bemærkninger vil være en del af kursusedtagerne bekendt, f.eks. fra sidste års kursus i geoteknik, kan det måske være hensigtsmæssigt at trække nogle definitioner frem:

Grundvandsspejlet defineres som det niveau, hvori trykket i det i jorden indeholdte vand er lig det atmosfæriske tryk. I sand erkendes grundvandsspejlet let

som det niveau, hvorunder jordens porer er vandfyldte. I ler derimod er jorden normalt vandmættet i en vis højde over grundvandsspejlet på grund af kapillar-kræfterne.

Potentialet h i et punkt af en vandfyldt jordmasse defineres som $h = z + \frac{u}{\gamma_w}$, d.v.s. energiniveauet, idet der ses bort fra den kinetiske energi på grund af de normalt beskedne vandhastigheder i jorden. Her er z = den geometriske højde (koten), u = porevandstrykket og γ_w = vandets rumvægt.

Gradienten i defineres som potentialforskellen pr. længdeenhed $i = -\frac{dh}{ds}$, idet en vandbevægelse er betinget og styres af potentialforskelle.

Strømkraften j er den kraft, hvormed jordpartiklerne påvirkes af det strøm-mende vand. Ved simple ligevægtsbetragtninger ses, at strømkraften er lig gra-dienten multipliceret med vandets rumvægt.

Permeabilitetskoefficienten k defineres ved ligningen $v = ki$, hvor v er den regningsmæssige hastighed af vandet gennem et givet areal, og i er den gradient, som betinger vandbevægelsen (k er vandhastigheden svarende til $i = 1$).

Artesisk vandbevægelse haves, når vandet strømmer indesluttet i et permeabelt lag mellem to impermeable lag.

Fri strømning haves, hvor vand strømmer med frit grundvandsspejl i et permeabelt lag over en impermeabel nedre begrænsning.

Potentialligningen for en strømning omkring en brønd, hvorfra der fjernes vand, kan i den enkleste og mest anvendelige form udtrykkes i følgende ligninger (jfr. fig. 1):

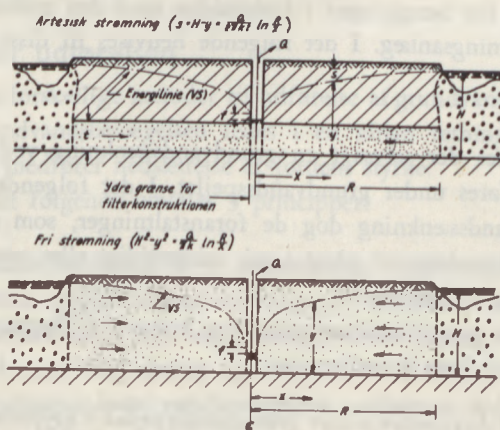


Fig. 1. Artesisk og fri strømning til én brønd (idealiserede vandbetingelser).

$$\text{Artesisk strømning: } s = H - y = \frac{Q}{2\pi kt} \ln \frac{R}{x} \quad (1)$$

$$\text{Fri } \quad \quad \quad : H^2 - y^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{x} \quad (2)$$

Her er: s (m) = vandspejlsænkningen langs en cirkel med radius x (centrum i midten af brønden).

H (m) = det stationære vandspejls højde over udgangsniveauet (den vandrette underside af det permeable lag).

y (m) = højden af vandspejlet over udgangsniveauet langs en cirkel med radius x (centrum i midten af brønden).

Q (m³/sec) = den oppumpede vandmængde.

k (m/sec) = den aktuelle jords permeabilitetskoefficient.

t (m) = højden af laget, hvorigennem strømning foregår.

R (m) = radius i den cirkel, inden for hvilken indgrebet i den hydrauliske ligevægt træder frem (sænkningens rækkevidde).

Fjernes vand fra flere (n stk.) brønde, fås for potentialligningen ved simpel superposition med enkelte tilnærmelser:

$$\text{Artesisk strømning: } s = H - y = \frac{1}{2\pi kt} \left[\ln R \sum_{i=1}^{i=n} Q_i - \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \ln x_i \right] \quad (3)$$

$$\text{Fri strømning: } H^2 - y^2 = \frac{1}{\pi k} \left[\ln R \sum_{i=1}^{i=n} Q_i - \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \ln x_i \right] \quad (4)$$

Disse relativt simple formler vil i praktisk taget alle tilfælde være tilstrækkelige som grundlag for beregninger i forbindelse med den praktiske udformning af grundvandssænkingsanlæg. I det følgende henvises til disse udtryk.

Opgavernes art

Principielt udføres der selvsagt en grundvandssænkning ved enhver tørholdt udgravning, som føres under grundvandsspejlet. I det følgende forbeholdes benævnelsen grundvandssænkning dog de foranstaltninger, som alene tager sigte på at sænke grundvandsspejlet på et areal, midlertidigt eller permanent, uafhængigt af selve udgravningsarbejdet.

Opgaverne, hvor grundvandssænkning kan komme til bygningsteknisk anvendelse, kan opdeles i flere hovedgrupper:

Udførelse af bygværker under grundvandsspejlet i højpermeabel jord (sand eller grus).

Problemerne er her umiddelbart anskuelige, idet en udgravning, der tørrholdes ved lænsning, ofte vil være uigennemfærlig på grund af erosion, som omdanner en sådan udgravnings bund og vægge til det velkendte begreb „flyd“ (strømkraftene løser de enkelte korn fra hinanden).

Det eneste alternativ til en grundvandssænkning vil ofte være udførelse af tæt spuns, vådgravning og udstøbning af bundprop under vand.

Sikring af lodret stabilitet af bunden i udgravninger, hvor der optræder løftningsproblemer.

Dette problem kan være aktuelt for såvel midlertidige som permanente konstruktioner, hvor der i beskeden dybde under udgravningens bund findes mere permeabel (vandførende) jord end umiddelbart under bunden (f.eks. ofte ved moderne dokanlæg).

Aflastning af vandtrykspåvirkede byggegrubeindfatninger.

For indfatninger, hvor vandtrykket udgør den altovervejende del af trykket på aktivsiden, kan det have økonomisk berettigelse at aflaste vandtrykket midlertidigt ved udførelse af et grundvandssænkingsanlæg.

Imødegåelse af udblødning og styrketab i jorden på grund af for store gradienter.

Ved udgravning under grundvandsspejlet i visse (specielt siltholdige) jordarter kan der ske afgørende svækkelse af jordens styrke på grund af opadrettede gradienter og strømkraft. Dette kan imødegås ved at potentialet (grundvandsspejlet) i lagene under grubens bund sænkes.

Af disse områder er det herhjemme nok oftest de to førstnævnte, som kommer i betragtning. Det er normalt også her, at de største økonomiske gevinster kan opnås.

Principper for udførelsen

Fælles for de forskellige metoder til udførelse af grundvandssænkning er hovedprincippet: grundvandsbevægelsen ledes i en sådan retning, at de fremkomne gradienter ikke medfører nedsættelse af jordens styrke.

Der skal i det følgende omtales 3 principper:

Gravitationssænkning, hvor den ønskede vandbevægelse opnås alene ved udnyttelse af tyngdekraftens virkning på jordens vandindhold.

Vacuumsænkning, hvor vandbevægelsen accelereres ved, at der i jordens porer ved pumpning skabes og opretholdes et vacuum.

Elektroosmose, hvor vandbevægelsen accelereres ved nedføring af elektroder, som påføres en elektrisk spændingsforskel.

Den væsentligste faktor ved afgørelse af, hvilket af principperne der er bedst egnet for en konkret opgave, er kornstørrelsen i den aktuelle jord eller med andre ord: jordens vandføringsvevne.

Der findes naturligvis ikke helt klare afgrænsninger, men som en rettesnor kan anvendes de af det amerikanske firma *Moretrench* anviste retningslinier (fig. 2), som er baseret på jordens kornkurve.

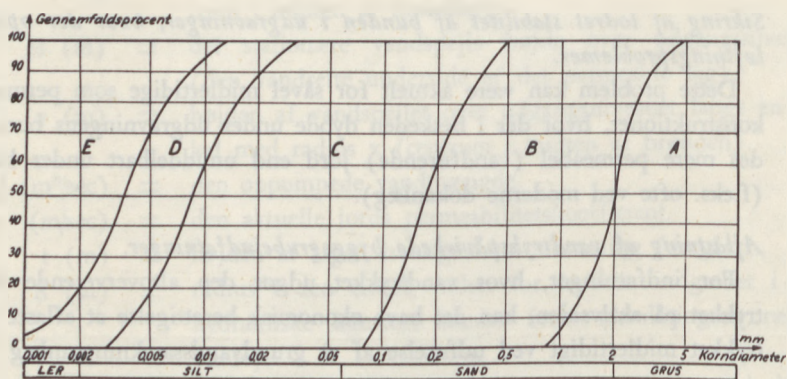


Fig. 2. Moretrench-erfaringer (generaliserede).

Område A:

Ved meget grove jordarter (grus) kan vandtilstrømningen blive så stor, at udførelsen af en grundvandssænkning bliver uøkonomisk i forhold til vådgravning. Det er dog indtrykket, at grænsen mellem områderne A og B, der selvsagt er økonomisk betinget, her i landet ofte vil være forskudt lidt mod A.

Område B:

I jordarter med kornkurver i dette område (fint grus og sand) vil en gravitationssænkning normalt være gennemførlig. De forskellige metoder til udførelse af gravitationssænkning omtales senere.

Område C:

I silt vil vandbevægelsen normalt foregå så langsomt, at de tilstrømmende vandmængder ikke i sig selv er noget problem; men gradienterne i strømmingen mod gruben medfører ofte, at bund og sider i udgravningen bliver ustabile (jorden „flyder“). Ved vacuummetoden opnås, at der etableres undertryk i porevandet og dermed et tilsvarende effektivt tryk mellem kornene, hvorved jordens styrke vokser.

Område D:

Endnu mere finkornede jordarter (finsilt) kan yde så stor modstand mod vandbevægelsen, at de kræfter, som kan indføres ved vacuumpumping,

ikke er tilstrækkelige til at opnå den nødvendige reduktion i porevands-trykket inden for rimelig tid. I sådanne jordarter kan vandbevægelsen fremskyndes ved etablering af et elektrisk felt i brøndsystemet.

Område E:

Består jorden af ler, vil kohæsionen normalt være så stor, at gradienterne i en vandbevægelse ikke medfører nogen afgørende styrkereduktion og dermed svigtende stabilitet. Særlige forholdsregler til beherskelse af grundvandsbevægelserne er derfor sjældent påkrævede.

Udførelsesteknik

Gravitationssænkning.

a. Den enkleste form for en gravitationssænkning opnås ved en simpel dræning, hvor vandet fjernes fra nedgravede rørstreng. Vanskelighederne med udførelsen af drænene (flydesandsdannelse) er dog ved arbejde mere end ca. 1 m under grundvandspejlet hyppigt så store, at almindelig dræning ikke kan gennemføres forsvarligt herunder.

b. Hvor der foreligger god udenomsplads, kan en mindre sænkning ofte opnås ved pumpning fra brønde gravet ned i passende afstand fra byggegruben. En væsentlig betingelse for et godt resultat er, at brøndene forsynes med et velegnet filter i bunden, således at der ikke ved pumpningen til stadighed fjernes sand fra jorden under og omkring brøndene. Ofte vil det være nødvendigt at anvende flere filterlag over hinanden, hvert grovere end det underliggende (et såkaldt belastet filter).

c. Anvendelse af borede filterbrønde er uden tvivl den teknik, som bedst kan tilpasses varierende bundforhold, og som derfor giver størst sikkerhed for det ønskede resultat ved større, vanskeligere opgaver.

Udførelsen kan kort beskrives således:

Et 6—20" foringsrør bores ned i jorden til den ønskede dybde. Det optagne materiale sigtes, således at der kan vælges den mest hensigtsmæssige grusstørrelse i filteret.

Ned i boringen sænkes filterrøret (2—8"), som kan være et perforeret jernrør omgivet af et net eller et perforeret kunststofrør. Består jorden af fint sand, kan det være nødvendigt at anvende flere lag filtergrus, hvoraf det groveste anbringes inde omkring filterrøret. I så tilfælde anbringes de indre „kastninger" omkring filterrøret inden nedføringen af dette, idet gruset holdes på plads af et net.

Efter at filteret og eventuelle indre, grove gruskastninger er bragt på plads i boringen, anbringes 0,5—1 m af den finere, ydre kastning mellem det nedsatte filter og foringsrøret. Foringsrøret trækkes derefter op, idet der stadig ved efter-

fyldning sørges for, at den ydre kastnings overflade står over foringsrørets underkant.

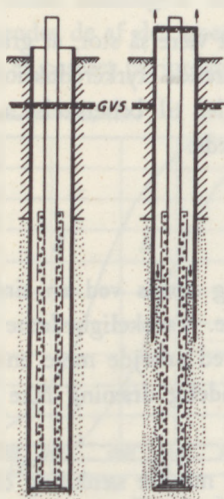


Fig. 3. Opbygning af filterbrønd med dobbelt gruskastning.

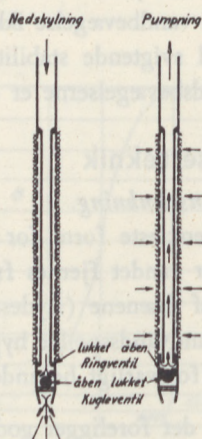


Fig. 4. Sugespids med dobbeltventil (system BLAW KNOX).

Arbejdet afsluttes med, at foringsrøret er helt fjernet, således at vandbevægelsen kan foregå ude fra jorden gennem stadig grovere materialer ind til filterrøret i hele dettes højde, når der pumpes fra brønden.

d. En anden teknik er anvendelse af sugespids (well-points), som rammes eller skylles ned i jorden. Den enkleste form for en sugespids er simpelthen et rør, som over en strækning er perforeret og omgivet af et net, der hindrer jorden i at blive skyllet med op under pumpning.

Normalt vil det dog svare sig at anvende specielt udformede spidses med et ventilarrangement, således at skyllestømmen under nedføringen koncentrerer sig i spidsens retning, mens vandbevægelsen under pumpning tvinges gennem filtervævet langs rørets sider (fig. 4).

Vacuumsækning.

Vacuummetoden indebærer, at der i jordens porer etableres et undertryk i forhold til atmosfærens tryk. Såvel filterbrønde som sugespidses kan anvendes ved vacuummetoden, blot det ved en passende forsegling sikres, at vacuet ikke brydes ved tilstrømning af urimeligt store luftmængder. Normalt må det anbefales at anvende en luftpumpe til sikring af vacuet.

Elektroosmose.

Denne teknik er, så vidt vides, endnu ikke anvendt i praksis herhjemme. Den medtages derfor kun for fuldstændighedens skyld. Den normale praksis er, at der langs grubens periferi nedrammes eller nedskylles et antal sugespidsler, hvorimellem jernstænger nedføres. Der påtrykkes en spændingsforskel mellem jernstængerne (anoder) og sugespidslerne (katoder), hvorved vandet føres mod sugespidslerne, hvor det pumpes op.

Behandlingen af en opgave

Med baggrund i det indtil nu omtalte skal jeg herefter forsøge at samle de for mig foreliggende erfaringer i en gennemgang af den normale rækkefølge i de overvejelser og undersøgelser, som normalt indgår i løsningen af en konkret opgave. Opgavernes mangfoldighed indebærer naturligvis, at gennemgangen ikke kan forventes at dække alle opgaver, men visse fællestræk kan dog fremdrages.

Geotekniske forundersøgelser.

For arbejder af blot nogenlunde betydende omfang er det ubetinget nødvendigt, at der inden beslutninger tages, og specielt inden arbejder igangsættes, foreligger oplysninger om bundforholdene i en vis dybde under det niveau, hvortil udgravningen skal føres. Disse oplysninger bør have et sådant omfang, at det på grundlag heraf med rimelig sikkerhed kan afgøres, om rationel grundvands-sænkning er nødvendig og mulig.

Hertil kræves først og fremmest oplysning om grundvandsspejlets beliggenhed. Det skal fremhæves, at det er særdeles vigtigt, at det klarlægges, om der på arealet findes flere af hinanden uafhængige vandspejl, og hvis dette er tilfældet, hvilket der repræsenterer arealets egentlige grundvandspejl.

Bestemmelsen af vandspejlets beliggenhed sker bedst ved i en periode at pejle vandspejlet i rør, som nedsættes i et borehul. Hvis boringen har vist, at der findes vandførende lag adskilt af lerlag, bør der nedsættes flere pejerør med filterstrækningerne placeret i de vandførende lag og vandtæt afpropning ud for de vandstandsende lag.

Ved et sådant arrangement kan man erkende eventuelle, sekundære vandspejl og opnå en sikker måling af det vandspejl, som normalt har størst betydning: vandspejlet i lagene under grubens bund.

Kun hvor der er tale om udstrakte sandaflejringer, kan det egentlige grundvandspejl bestemmes, ved at man graver et hul og observerer vandspejlet heri. I andre tilfælde levner denne fremgangsmåde mulighed for fejlagtige bedømmelser: for pessimistiske, hvis man møder et sekundært vandspejl, mens det egentlige grundvandspejl ligger væsentligt dybere; for optimistiske, hvis man graver i ler og derfor ikke iagttager vand, selvom der umiddelbart under den projek-

terede grubes bund findes vandførende lag med et potentiale svarende til et frit vandspejl i et højere niveau.

Foruden vandspejlsforholdene på arealet skal de geotekniske forundersøgelser have klarlagt, hvilke jordarter der findes inden for de aktuelle dybder (boringerne skal være ført så dybt under udgravningens bund, at spørgsmålet om løftning af grubens bund på grund af opadrettet vandtryk kan vurderes). Dette indebærer normalt, at boringen skal føres til en dybde under grundvandspejlet ca. dobbelt så stor som udgravningsdybden under dette (ved organiske, lette jordarter må dybden beregnes ud fra resultatet af rumvægtsbestemmelser).

For grundvandssænkingsproblemer er det af afgørende betydning, at borearbejdet udføres så omhyggeligt, at selv svage vandrette lagdelinger opdages, idet disse, som det senere skal omtales, har væsentlig betydning for valget af den rette teknik til udførelse af en grundvandssænkning.

Det er i denne forbindelse en væsentlig hjælp at få afklaret jordarternes geologiske oprindelse, fordi der herigennem kan findes støtte for en vurdering af risikoen for inhomogeniteter mellem de udførte boringer.

Endelig har man brug for kornfordelingskurver for et repræsentativt antal af de optagne jordprøver.

På dette grundlag:

*Viden om vandspejlsforholdene på arealet,
Resultater fra omhyggeligt udførte boringer,
Geologisk bedømmelse og sigteanalyser af optagne prøver,*

vil det normalt være muligt at skønne, hvorvidt en rationel grundvandssænkning er nødvendig og gennemførlig, men omfanget af det nødvendige anlæg kan sjældent vurderes alene på dette grundlag.

Ud fra sigtekurverne kan det afgøres, hvilket af de tidligere omtalte principper, der må skønnes bedst egnet. Den overvejende del af danske jordarter falder inden for området, hvor gravitationssænkning er gennemførlig.

Endvidere kan man for velsorterede jordarter af den empiriske formel $k \sim 40 d_{30}^2$ (cm/sec; d_{30} i cm), hvor d_{30} er korndiameteren svarende til 30 % gennemfald, bestemme størrelsesordenen af jordens permeabilitetskoefficient.

Hermed haves grundlag for ved en af formlerne (1) eller (2) at vurdere størrelsesordenen af den vandmængde, som skal fjernes for at opnå den ønskede grundvandssænkning (alle størrelser kendes undtagen Q og R , idet x vælges lig radius i en cirkel med samme areal som byggegruben, og s er lig den nødvendige vandspejlssænkning langs grubens periferi. R må skønnes ud fra de lokale forhold, men da den indgår logaritmisk, er indflydelsen af et fejlskøn her ikke stor; ofte vil en værdi $R \sim 200-600$ m være rimelig).

Sammen med skønnet om gennemførligheden af en grundvandssænkning må

det overvejes, hvorvidt denne kan få konsekvenser for bygværker i nærheden. Det må påpeges, at risiko for beskadigelser er til stede, men faren er efter alt at dømme ofte overdrevet.

Der kan være tale om to problemer, dels råd i træpæle, hvis luften får adgang til pælehovederne, dels sætninger af almindelige fundamenter, som er placeret over stærkt sammentrykkelige dynd- eller tørvelag.

I begge tilfælde er det dog yderst sjældent, at en midlertidig sænkning af kortere varighed medfører problemer, mens en permanent sænkning selvsagt medfører alvorlig fare for træpæle, som luften får adgang til. Kun under meget uheldige omstændigheder, specielt hvor der indtræder omdannelse af organiske aflejringer, vil ekstrasetningerne af direkte funderede bygninger være skadevoldende. For fundamenter på mineraljordarter kan det normalt eftervises, at en grundvandssænkning ikke medfører afgørende problemer.

Hvis de her nævnte vurderinger, som normalt kan danne baggrund for økonomiske overvejelser, fører til, at udførelsen af en grundvandssænkning er nødvendig eller økonomisk fordelagtig i forhold til andre løsninger, vil det næste skridt normalt være at udføre et forsøg i mindre skala for ad denne vej at få bekræftet de gjorte antagelser, inden endelige beslutninger tages, og specielt inden arbejde påbegyndes.

Specielle undersøgelser.

Formålet med de specielle undersøgelser vil være at skabe grundlag for vurdering af omfanget af det anlæg (antallet af filterbrønde eller sugespidsler), som er nødvendigt for at opnå den ønskede sænkning samt, som nævnt, i tide at erkende vanskeligheder, som kan være overset på forhånd.

Da det selvsagt er hensigtsmæssigt først at undersøge den metode, som på forhånd skønnes bedst egnet, skal jeg forsøge at opstille nogle forhold, som har betydning for valget mellem filterbrønde og sugespidsler (fig. 5).

	<i>Filterbrønde</i>	<i>Sugespidsler</i>
<i>a. Jordart.</i>	<i>Hård, stenet.</i>	<i>Enskornet sand.</i>
<i>b. Lagdeling.</i>	<i>Lagdelt jord.</i>	<i>Homogen jord.</i>
<i>c. Forventelige vandmængder.</i>	<i>Meget store.</i>	<i>Mindre.</i>
<i>d. Kornstørrelse.</i>	<i>Meget finkornede materialer.</i>	<i>Grovere materialer.</i>
<i>e. Metalaggressive stoffer.</i>	<i>Tilstede.</i>	<i>Ikke tilstede</i>
<i>f. Funderingsform.</i>	<i>Direkte fundering.</i>	<i>Pælefundering</i>

Fig. 5. Nogle forhold af betydning for valget af teknik.

Til fig. 5 kan knyttes følgende kommentarer:

a. I hård, stenet jord (moræneaflejringer) vil det ofte være umuligt at skylle sugespidsen ned, mens filterbrønde under alle omstændigheder vil kunne udføres.

b. Er jorden lagdelt, opnår man ved filterbrønde direkte tilstrømning fra alle lag, mens sugespidsernes lille filterstrækning indebærer enten, at vandspejlet kun sænkes effektivt i et enkelt lag, eller at der må anvendes flere sæt sugespidsen anbragt i forskellige niveauer.

c. Mens sugespidsernes vandføringsevne normalt er ret begrænset, kan filterbrønde udformes efter behov til endog meget stor vandføringsevne.

d. Det i sugespidserne anvendte filtervæv sætter normalt en nedre grænse for de kornstørrelser, som kan holdes tilbage, hvorimod egnede filtermaterialer i brønde efter omstændighederne kan sikre mod indtrængen af selv meget finkornede materialer.

e. Metalaggressive stoffer kan medføre ødelæggelse af vævet i sugespidsen, mens en filterbrønd kan opbygges uden anvendelse af metaldele, som har betydning for funktionen.

f. Mens mindre erosionsskader ikke har væsentlig betydning for pælefundering, er en direkte fundering følsom herfor. Da filterbrønde giver de bedste kontrolmuligheder, er denne løsning derfor ofte at foretrække ved vanskelig, direkte fundering.

Det er klart, at disse forhold ofte kan pege i modsat retning, således at det foreløbige valg må ske efter en afvejning mellem de forskellige hensyn.

Efter denne afvejning er det næste skridt normalt udførelse af en prøvepumpning, hvor den på forhånd valgte type af filterbrønde eller sugespidsen undersøges, således at det nødvendige antal af brønde eller sugespidsen kan vurderes.

Ved prøvepumpningen bør følgende størrelser bestemmes:

Rækkevidden af sænkningen.

Permeabiliteten af jordlagene.

Filtertabet i den undersøgte brønd eller sugespids.

Vandspejlsvariationerne på arealet.

Et prøvepumpningsanlæg opbygges af en pumpebrønd og et antal (3—4) pejle-

brønde. Pumpebrønden (sugespiden) vælges svarende til den type, som tænkes at indgå i det endelige anlæg. Pejlebrøndene udføres enten ved nedskylning af sugespidsen eller ved anbringelse af primitive filtre i mindre borer.

Af formel (1) fremgår det, at sænkningen er lineært afhængig af logaritmen til afstanden fra pumpebrønden (sænkningsskurven er retlinet i en semilogaritmisk afbildning). Det er derfor klart, at man får den bedste bestemmelse af sænkningsskurven ved at vælge afstandene til pejlebrøndene efter en kvotientrække (f.eks. 1,5, 6, 25 og 100 m).

Den bedste afbildning af resultaterne ved en artesisk strømning fås i den semilogaritmiske afbildning, hvor de målte vandspejlsænkninger afsættes og sænkningsskurven tilnærmes ved en ret linie (se fig. 6). Heraf kan rækkevidden R

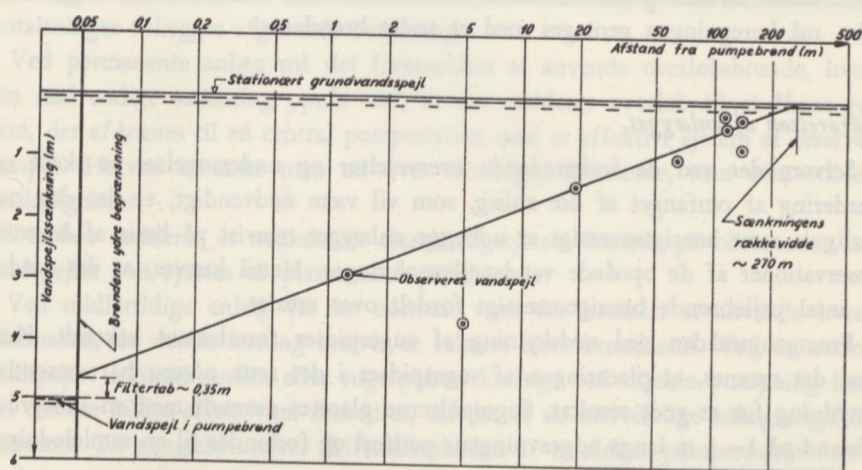


Fig. 6. Sænkningstragt i semilogaritmisk afbildning.

og filtertabet (de turbulente tab lige ved pumpebrønden) umiddelbart aflæses. Af formel (1) kan k beregnes (den fri strømning behandles ved tilsvarende anvendelse af formel (2)).

For at de opnåede resultater skal være pålidelige, må pumpningen fortsættes så længe, at der haves sikkerhed for, at en stationær tilstand er opnået. Afgørelse heraf kræver, at vandspejlene systematisk observeres flere gange i døgnet under prøvepumpningen.

Af hensyn til valget af sikkerhedsforanstaltninger mod pumpestop i det endelige anlæg bør det ved en serie pejlinger måles, hvor hurtigt vandet stiger efter afslutningen af prøvepumpningen (ved artesisk strømning kan det oprindelige vandtryk opbygges til næsten fuld størrelse i løbet af få minutter eller mindre).

Resultatet af en prøvepumpning, som her beskrevet, kan — ensartede bundforhold forudsat — danne grundlag for en egentlig beregning af det nødvendige

grundvandssænkingsanlæg ud fra formel (3) eller (4), idet beregningsresultatet dog, hvad angår antallet af sugespidsler, bør suppleres med et skøn ud fra almindelige erfaringer.

Gangen i beregningen vil være, at man skønner et antal brønde fordelt langs grubens periferi og finder det punkt, hvor vandspejlet i den sænkede tilstand vil stå højest (maksimum for $\sum \ln x_i$). Anvendes formel (3) eller (4) på dette punkt ses, at vandmængden $\sum Q_i$ kan bestemmes (idet det forudsættes, at alle brønde har samme vandføring). Hermed er vandspejlskurven over arealet bestemt. Ved anvendelse af formlen på et punkt langs en brønds periferi kan den her nødvendige sænkning bestemmes. Lægges hertil et filtertab skønnet ud fra målingerne ved prøvepumpningen, har man den nødvendige sænkning i brønden. Hvis denne sænkning kan etableres, er det skønnede anlæg tilstrækkeligt, hvis ikke, må beregningen gentages med et andet brøndantal.

Udførelsen af anlægget.

Selvom der ved de forberedende overvejelser og undersøgelser er skabt en vurdering af omfanget af det anlæg, som vil være nødvendigt, er det dog naturligt mest hensigtsmæssigt at udbygge anlægget trinvist på basis af løbende observationer af de opnåede vandspejlsænkninger. Hertil kræves, at der findes et antal pejlebrønde hensigtsmæssigt fordelt over arealet.

Fremgangsmåden ved nedskylning af sugespidsler forudsættes bekendt. Kun skal det nævnes, at placeringen af sugespidsler i det rette niveau har væsentlig betydning for et godt resultat. Sugespidserne placeres normalt med en indbyrdes afstand på 1—3 m langs udgravningens periferi og forbindes til en samleledning, hvorfra der pumpes.

Fremgangsmåden ved udførelse af et anlæg bestående af filterbrønde afhænger stærkt af jordarten. Hvis der er tale om jord afsat under vand, kan der normalt påregnes ensartede bundforhold; men hvis jorden er morænal, vil forholdene ofte afvige stærkt selv mellem ret nærtliggende punkter.

I det første tilfælde (ensartede bundforhold) giver beregningerne på grundlag af resultaterne af prøvepumpninger normalt så godt et billede af forholdene, at væsentlige overraskelser under arbejdet er sjældne.

I moræneaflejringer er muligheden for inhomogeniteter derimod normalt så stor, at den afgjort må tages i betragtning under udførelsen. Variationerne vil ofte være så store, at der i flere af de udførte brønde ikke træffes vandførende lag, mens der til gengæld ved pumpning fra enkelte brønde, der har mødt vandførende lag, kan opnås en særdeles stor virkning.

Det er imidlertid ifølge sagens natur ikke muligt på forhånd at afgøre, hvilke af de planlagte brønde der vil vise sig mest effektive. Løsningen vil derfor nor-

malt være, at der udføres et antal boringer som planlagt ud fra prøvepumpninger og betragtninger over, hvor store dele af byggegruben man tør lade være at undersøge, hvorefter der kun anbringes en egentlig filteropbygning med pumpe-mulighed i de brønde, som ud fra resultatet af borearbejdet må skønnes at have størst effektivitet. De øvrige fyldes blot op med grus, idet der herved etableres en vis drænvirkning ved overløb til udgravningens bund.

Drift af anlægget.

Da konsekvenserne af en svigtende grundvandssænkning, hvor konstruktionerne er baseret på det sænkede vandspejl, normalt er særdeles alvorlige (op-skydning af grubens bund eller sammenbrud af afstivninger), må sikkerhedsforanstaltninger tillægges afgørende betydning.

Ved permanente anlæg må det foretrækkes at anvende overløbsbrønde, hvor den nødvendige sænkning opnås ved, at der etableres overløb til et åbent system, der afdrænes til en central pumpestation med et effektivt system af reserve-pumper. Herved kommer man ud over tætningsproblemerne, som ofte volder vanskeligheder.

Der bør etableres et automatisk alarmeringssystem baseret på observation af vandspejlet i et system af permanente pejlebrønde.

Ved midlertidige anlæg vil det normalt være for kostbart at anvende overløbsbrønde, da denne løsning kræver et relativt stort brøndantal. Ved at sænke vandspejlet i filterbrønden eller sugespidsen kraftigt ved direkte pumpning kan den enkelte kildes effektivitet forbedres, således at de nødvendige anlægsudgifter reduceres. Til gengæld kræver driftssikkerheden af et sådant pumpe-system over-jelse.

Omfanget af de nødvendige sikkerhedsforanstaltninger må, som tidligere om-talt, fastsættes ud fra resultaterne af det forsøg, hvor man har konstateret, hvor hurtigt vandet stiger efter et pumpestop.

Arbejder man i moræneaflejringer, kan man ofte opnå at tømme et lokalt bassin, således at en vandspejlsstigning sker meget langsomt. Under heldige om-stændigheder kan stigningen vare flere dage eller uger, således at reservepumper m.v. er overflødige.

I andre tilfælde — specielt i udstrakte sandlag med artesisk strømning — kan trykstigningen ske praktisk taget momentant. I sådanne tilfælde må såvel energi-forsyning som pumpe-sammenbrud dækkes ved fuldstændigt uafhængige reserver.

I adskillige mellemtilfælde kan sikkerhed opnås ved at skabe mulighed for hurtigt at fylde gruben med vand.

Under alle omstændigheder må det anbefales, at der, hvad angår disse spørgs-mål, føres nøje ingeniørmæssig kontrol.

Konklusion

Som konklusion af det nævnte vil jeg fremhæve betydningen af en meget omhyggelig planlægning og udførelse af forsøg i lille skala, inden arbejder i større skala igangsættes.

En heldigt gennemført grundvandssænkning er en elegant løsning på ellers ofte meget vanskelige problemer. Betydelige økonomiske gevinster kan opnås, men for opgaver af større omfang kræves:

Geotekniske forundersøgelser.

Forsøg i mindre skala.

Effektive sikkerhedsforanstaltninger under anlæggets drift.

Kun herved opnås rimelig sikkerhed for gennemførelse af en økonomisk fordelagtig løsning.

Afstivning af byggegruber

Af civilingeniør C.T.Winkel.

Man har bedt mig sige noget om „afstivning af byggegruber“, en titel, som jo næppe kan misforstås, selv om det måske vil være mere korrekt at tale om „afstivning af byggegrube-indfatninger“. Kun selve *afstivningen* vil blive omtalt. *Beklædningen* (træ- eller stålpunsvæg, eventuelt jernbeton) berøres kun flygtigt.

Udtrykket „Byggegrube-indfatning“ spænder vidt, fra en kompliceret fangedæmning omkring et stort brofundament på åbent vand til den enkleste afstivning af en lille kloakudgravning. De krav, der stilles — og den sikkerhed, hvormed en afstivning beregnes — er ligeledes i høj grad varierende. Dybe udgravninger mellem skyskrabere i New York må indfattes på en sådan måde, at der overhovedet ikke *kan* optræde sætninger. I andre tilfælde kan det være berettiget at regne med sikkerheder lavere end 1,0. Det var vist gamle ing. N.C.Monberg, der engang påstod: „En fangedæmning er overdimensioneret, hvis den ikke bryder sammen een gang“. Hvormed han naturligvis mente, at en enkel reparation af f.eks. en spunsvæg, der er brudt sammen på grund af et exceptionelt højvande, med påfølgende ny lænspumpning kan være billigere end en dimensionsforøgelse af spunsvæggen med henblik på dette sjældent indtrædende højvande.

Så længe man kun behøver at tage rent økonomiske hensyn, er en sådan kold-sindig afvejning af risiko mod udgift berettiget. Det er netop tilfældet ved fangedæmninger på åbent vand, hvor ekstraordinært højvande aldrig indtræder hurtigere, end at man får tid til at advare folkene mod en eventuel fare.

Ved dimensionering af en byggegrube-indfatning på land vil det normalt ikke kunne forsvares at løbe en tilsvarende risiko. Dels kan jordtryk jo ikke beregnes med samme sikkerhed som vandtryk, og dels skal der tages hensyn til mennesker, køretøjer og eventuelt bygværker udenfor byggegruben.

Der er indtruffet utallige ulykker som følge af svigtende afstivninger, ulykker, der har kostet både menneskeliv og store værdier. Det er derfor naturligt, at man efter vedtagelsen i 1954 af den nye lov om almindelig arbejderbeskyttelse tog disse problemer op til behandling.

Netop i disse dage har socialministeriet udsendt en „Bekendtgørelse om regler for jordarbejde“, som enhver ingeniør, projekterende eller udførende, der har med afstivning af byggegruber at gøre, vil blive nødt til at studere.

Det vil derfor være på sin plads at citere nogle uddrag af de afsnit, der vedrører byggegrube-indfatninger:

I medfør af § 10, stk. 1, i lov nr. 226 af 11. juni 1954 om almindelig arbejderbeskyttelse fastsættes herved følgende:

1. Ved jordarbejde skal de som bilag til nærværende bekendtgørelse optagne „regler for jordarbejde“ med underbilag følges.

.....

3. Overtrædelse af denne bekendtgørelse og de hertil knyttede regler for jordarbejde med underbilag straffes i henhold til lov nr. 226 af 11. juni 1954 om almindelig arbejderbeskyttelse § 71 med bøder, for så vidt forholdet ikke efter lovgivningens almindelige bestemmelser medfører højere straf.

Regler for jordarbejde.

1. Gravearbejdet skal ledes og overvåges af personer, som er fortrolige med arbejdet, og som har den fornødne indsigt og erfaring. Dette gælder særligt udførelsen af afstivninger og vurderingen af disses tilstrækkelighed.

.....

3. Inden gravearbejdet påbegyndes, skal jordens beskaffenhed om fornødent undersøges. Det bør søges oplyst, om der findes tidligere udgravninger med løsere fyld, og om der findes el-ledninger, gas- og vand- og afløbsledninger, samt hvor de er beliggende.

4. Der skal vises agtpågivenhed over for faren for jordskred, hvorved særlig skal tages i betragtning:

Jordens beskaffenhed, sandårer eller vandførende lag i stivere jord, tilstødende eller nærliggende ældre udgravninger med løsere fyld. — Vejrliget, f.eks. stærke regnskyl, tåbrud, stående vandtryk bag frossen overflade. — Rystelser, f.eks. fra sprængninger, pæleramning, tung trafik. — Særlig belastninger tæt ved udgravningen, f.eks. eksisterende bygninger, tunge vogne eller maskiner, opstabile materialer eller oplagt jord.

.....

6. Hvor gravningen foretages med fri skrænt, skal denne have en sådan hældning, at farlige skred ikke kan indtræde. Dette skal særligt iagttages ved arbejde i smalle udgravninger, f.eks. ved reudegrave og ved byggegruber, hvor der arbejdes med vægforskalling langs gravens sider. Skrænten må her aldrig have mindre anlæg end 0,5 (hældning 2:1), medmindre det ved undersøgelse af jordbunden på betryggende måde er godtgjort, at en stejlere skrænt er forsvarlig.

7. Hvor der ikke ved gravning med fri skrænt kan opnås den fornødne sikkerhed mod farlige jordskred, skal foretages forsvarlig afstivning.

8. Ved smalle udgravninger til lægning af rør, ledninger o. lign. skal arbejdstilsynets „Vejledning for udførelse af afstivninger af træ ved reudegravning“ af marts 1957, der er optaget som underbilag II til nærværende regler, følges, hvorved må

bemærkes, at vejforhold og jordbundsforhold skal tages i betragtning, således at en stærkere afstivning end angivet som normal og afstivning ved mindre gravedybder end 1,7 m kan være påkrævet. (Jfr. vejledningens indledende bemærkninger).

9. I brede udgravninger, hvor afstivningen af spændplanker og stræk ikke kan foretages med spændbomme mellem modstående gravesider, skal afstivningen foretages på anden betryggende måde, f.eks. ved skrå støtteplanker fornødent afsværtede og støttet mod nedrammede pæle, eller ved forankring til plader med jordbelastning uden for udgravningen.

11. Eksisterende bygninger nær ved udgravningen skal afstives og forstærkes i fornødent omfang.

.....

13. Afstivningen skal være forsvarligt dimensioneret under hensyn til det jordtryk, der efter forholdene må antages at komme til at virke, og til den belastning, der hidrører fra eventuelt oplag af jord og materialer, maskiner, vogne, lad og andet i umiddelbar nærhed af udgravningen, som kan indvirke på jordtrykket.

14. Ved større udgravningsdybder eller vanskelige jordbundsforhold, hvor afstivningens tilstrækkelighed ikke umiddelbart kan bedømmes, skal i forbindelse med projektering af byggeriet forslag med tegninger og beregninger over afstivning eller anden beskyttelsesforanstaltning være udarbejdet af kompetent person, forinden gravearbejdet påbegyndes. Arbejdstilsynet kan forlange sådanne forslag forelagt.

.....

I disse „regler“ omtales flg. fire slags udgravningsarbejder:

A. *Udgravninger med fri skrænt*

B. *Rendegravninger*

C. *Brede udgravninger med indiv. afstivning*

D. *Brede udgravninger med udvendig forankring*

Hvis denne liste suppleres med

E. *Udgravninger med selv bærende afstivning,*

har man vist fået alle muligheder med.

Den første kategori falder vel udenfor dette foredrags rammer, og hvad den anden angår, kan der om almindelige rendegravninger for ledninger næppe siges mere, end hvad man finder i den ovennævnte bekendtgørelse med bilag.

Man bør lægge mærke til, at „Vejledning for udførelse af afstivninger af træ ved rendegravning“, der er optaget som bilag til bekendtgørelsen, kategorisk dikterer, at der skal påsættes afstivning i gravningsdybder af 1,7 m og derover.

Det bliver således nu strafbart at udføre uafstivet rendegravning med lodrette sider dybere end 1,7 m, uanset jordens beskaffenhed.

Større rendegravninger f.eks. for tunnelarbejder, kan der dog være grund til at opholde sig lidt ved.

Jeg skal illustrere det med et eksempel fra Milano (1), hvor man for et par år siden har påbegyndt jordarbejderne for fire undergrundsbaner midt gennem byen, samlet længde 37 km. Tunneldækket ligger kun 3 m under terræn, og man må derfor hovedsagelig lægge tunnelen i gaderne. For at forstyrre trafikken så lidt som muligt har man valgt flg. såkaldte ICOS-Veder-metode:

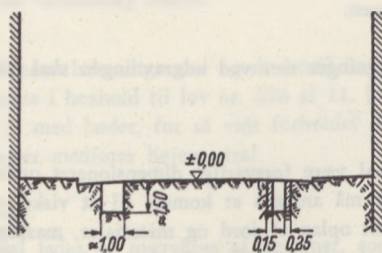


Fig. 1.

1) Der udgraves to 1,5 m dybe og 1 m brede kanaler, hvis sider beklædes med 15 og 25 cm tykke jernbetonvægge, som skal hindre de øvre, løsere jordlag i at styrte ned under den senere udgravning til større dybde.

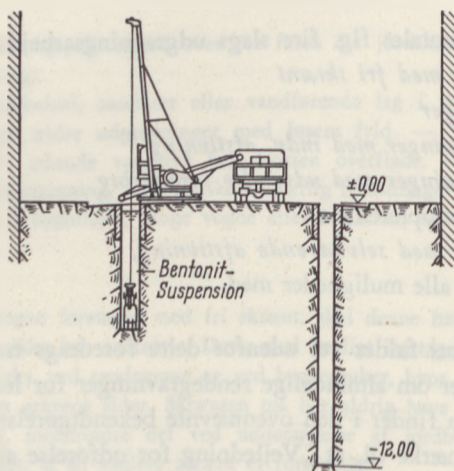


Fig. 2.

2) Kanalerne fyldes med Bentonit-boreslam, og med en smal graveskovel udgraves i 60 cm's bredde — afstanden mellem de to jernbetonvægge — til 12 m's dybde, idet udgravningen stadig holdes fyldt med Bentonitslam, hvorved sammenstyrting af udgravningens sider forhindres.

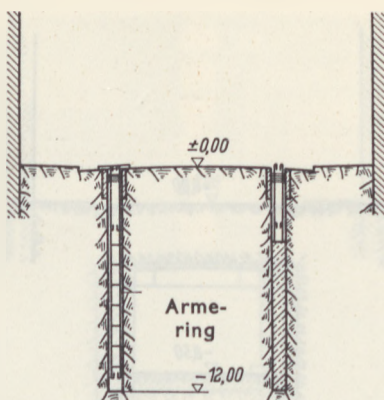


Fig. 3.

3) Udgravningen deles i 5 m lange afsnit ved hjælp af Ø 60 cm fugerør, armeringen nedsættes, og afsnittet udstøbes efter Contractor-metoden til undersiden af tunneldækket, idet den fortrængte Bentonitslam ledes til et af de næste afsnit. — Når betonen er nogle dage gammel, trækkes fugerøret op, og det følgende afsnit støbes op mod denne halvcylindriske fuge.

Under alle disse arbejder har det ikke været nødvendigt at spærre gaden helt for trafik — først under den følgende fase må der spærres en kort tid.

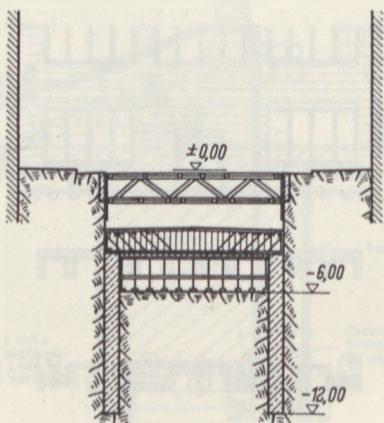


Fig. 4.

4) Der udgraves i fuld bredde til 6 m's dybde, idet de øverste, ydre jernbetonkantbjælker afstives mod hinanden med gitterbjælker af træ. Tunneldækket støbes.

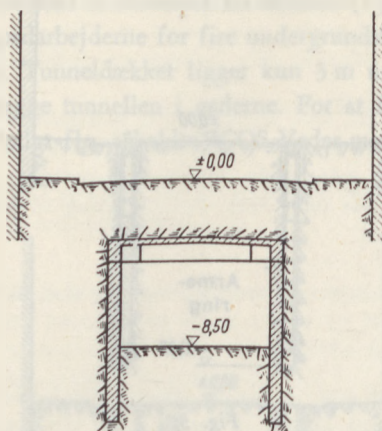


Fig. 5.

5) Byggegruben tilkastes, og gaden frigives for trafik. Med ca. 500 m's afstand indrettes nedkørselsramper, og der udgraves under tunneldækket til 8,5 m's dybde.

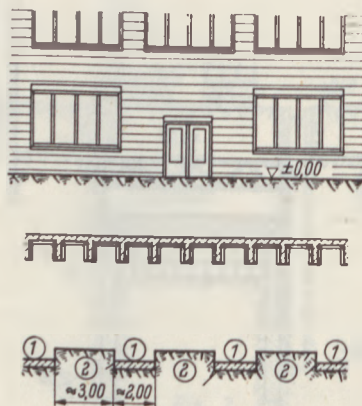


Fig. 6.

6) De sidste 1,5 m udgraves i 2 m brede strimler med 3 m's afstand, og tunnelbunden udstøbes sektionvis, hvorefter resten udgraves og støbes.

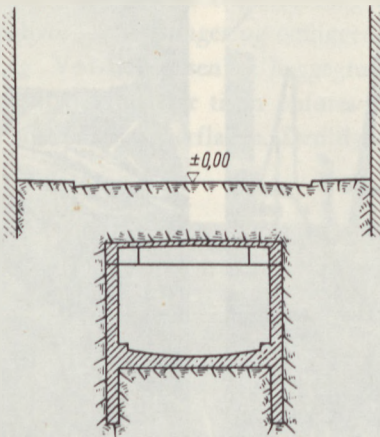


Fig. 7.

Færdig tunnel.

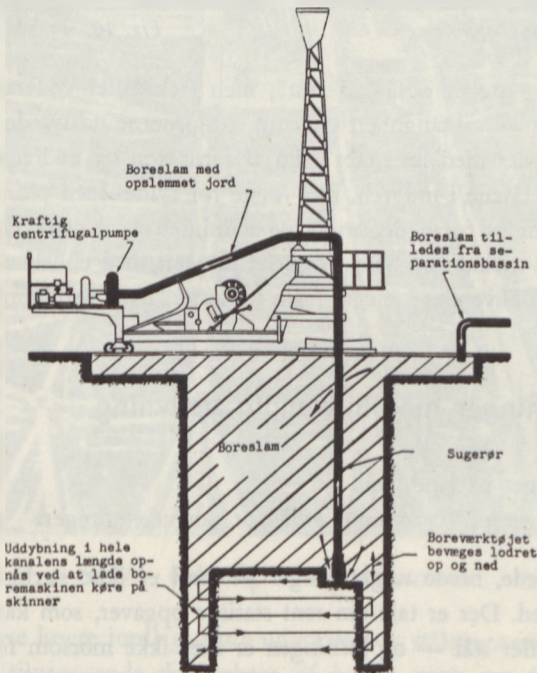


Fig. 8. Solétanche-spunsvæg.

Solétanche (2) i Frankrig anvender ligeledes thixotrop boreslam, men boringen udføres kontinuerligt og med roterende boregrej, således som det fremgår af fig. 8.

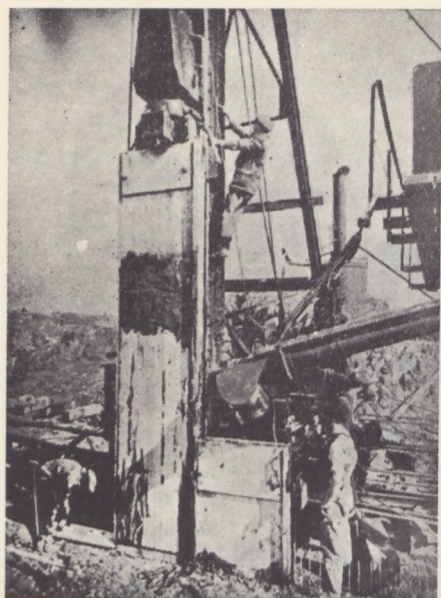


Fig. 9. Franki-spunsvæg.



Fig. 10. Franki-spunsvæg

Franki-spunsvæg støbes også „in situ“, men fremstilles ved ramning. Der anvendes to stålror med rektangulært tværsnit, i hjørnerne udstyrede med spunsvæglåse. Rørene forsynes med løs „tabt“ sko af jernbeton og nedrammes til den ønskede dybde med låsene i indgreb. Det første rør fyldes med plastisk beton, trækkes op og nedrammes foran det andet og i indgreb med dette, som derefter fyldes med beton og trækkes op o.s.v. Væggen armeres med enkelt eller dobbelt net. Metoden kan ikke anvendes i meget faste jordarter, hvor nedramningen bliver for tidskrævende.

Brede udgravninger med indvendig afstivning

omfatter såvel

udgravninger på land, som

udgravninger på åbent vand indenfor fangedæmninger.

Indvendigt afstivede, brede udgravninger på land er ikke særligt interessante at beskæftige sig med. Der er tale om rent statiske opgaver, som kan løses med anvendelse af træ eller stål — og løsningen er især ikke morsom for den, der skal bygge videre i en sådan udgravning og måske have ansvaret for vandtætte kælder-mure.

Selv når disse ubehageligheder tages i regning, skal man dog ofte op på ret betydelige bredder, af størrelsesordenen 20-30 m, før det bliver billigere at anvende

udvendig forankring. Disse indvendige tværafstivninger anvendes derfor en del, ikke mindst i storbyer, hvor gadeledninger og omliggende bygninger vanskeliggør en udvendig forankring. Ved udførelsen af byggegruben for Chane Manhattan Bank, en 60-etages skyskraber, der for tiden opføres „downtown“ i New York, skulle man $6\frac{1}{2}$ etage under terrænoverfladen. Den dybeste del kunne sprænges i

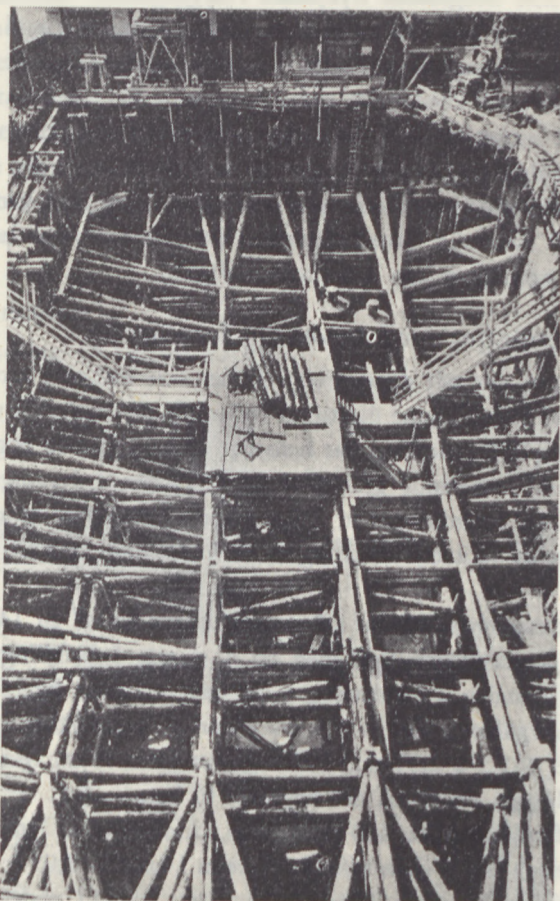


Fig. 11. Indvendigt afstivet byggegrube.

fjeld, men de øvre løsere jordlag måtte udgraves bag stålspunsvæg, som blev rammet i skel mod tilgrænsende skyskrabere, af hvilke nogle var funderede i gruslagene. Sætninger kunne absolut ikke tolereres. Spunsvæggen blev afstivet med DIP-bjælker fra væg til væg, og spændingen i disse afstivninger kunne reguleres ved hjælp af indskudte hydrauliske donkrafte. Trykket blev holdt på en værdi

omtrent midt mellem det beregnede aktive og passive jordtryk. De omgivende bygninger blev holdt under nøje observation, og ved den mindste tendens til sætning forøgede man trykket i donkraftene, således at uheldige bevægelser blev undgået.

Ved brede, men ikke for dybe udgravninger kan man ofte undgå en del vanskeligheder ved at afstive indfatningen med skrå støtter, som afleverer jordtrykket til pælebukke eller nedgravede trykplader i byggegruben. Såfremt bevægelser af spunsvæggen skal undgås, bør sådanne skråstøtter sættes i spænd med donkrafte; der må som bekendt regnes med relativt store bevægelser, når et passivt jordtryk skal nyttiggøres.

Som allerede nævnt vil den indvendige afstivning ofte blive uøkonomisk ved meget brede og dybe udgravninger, og i andre tilfælde kan f.eks. krav om absolut vandtætte kældermure gøre disse tværafstivninger i høj grad uønskede. Man må i så fald ty til udvendig forankring eller anvende selvbærende indfatning. På vand har man naturligvis kun den sidste mulighed.

Brede udgravninger med udvendig forankring

De muligheder, der står disposition, når der skal etableres forankring udenfor byggegruben, vil lettest kunne illustreres ved nogle eksempler på udførte arbejder.

På en arbejdsplads i Aalborg har hensynet til nærliggende bygninger i forbindelse med stærkt varierende grundforhold gjort det nødvendigt at anvende så mange forskellige forankringer af byggegrubeindfatningen, at den færdige udgravning udgør en veritabel udstilling af de forankringsmetoder, der for tiden er disponible.

Aalborg kommunehospital har påbegyndt opførelsen af en 14 etagers høj patientbygning, der sammenbygges med en 4 etagers behandlingsbygning. Begge bygninger har desuden 2 kælderetager. Terrænoverfladen ligger i kote + 4,0 à + 5,5 og kældergulvet i kote - 2,5. På grund af vandtrykket (grundvandet står normalt i kote + 1,5 à 2,5) skal kældergulvet være 60 cm tykt, og da der desuden skal indlægges dræn, må der udgraves til kote - 3,5.

Bygningen funderes på ca. 400 frankipæle. Undersiden af jernbetonkonstruktionerne over pælene skal i visse tilfælde placeres i kote - 6,0.

Grundforholdene er med Geoteknisk Instituts bistand undersøgt usædvanligt omhyggeligt ved hjælp af et stort antal borer, hvoraf en del er ført til over 20 m's dybde. De viser meget uregelmæssigt forløbende lag af rent sand og yoldialer, i de vestlige områder desuden lag af tørv og tørvedynd på nogle meters tykkelse.

Lidt under bunden af den fremtidige byggegrube træffes stærkt vandførende sandlag, i hvilke det for at undgå grundbrud var nødvendigt at sænke vandtrykket ved pumpning fra ca. 20 filterboringer, der er ført til kote ca. - 17.

Spunsvæg

Udgravningens dimensioner er ca. 46×85 m, og indfatningsvæggens totale længde er ca. 250 m. Der er hovedsagelig anvendt Belval spunsvægsjern nr. 3 og 4, som, for i videst mulige omfang at undgå støj, blev trukket ned i grunden ved hjælp af en tung maskine under samtidig ramning med små slag af et 4 ts ramslag og højtryksskylning ved hjælp af en meget kraftig 4" centrifugalpumpe på 90 HK.

Da indvendige afstivninger i denne meget store byggegrube ville have været yderst generende, måtte spunsvæggen forankres til særlige ankerkonstruktioner udenfor udgravningen. Et stort antal ankre måtte føres nedenunder de hospitalsbygninger, der omgiver arbejdspladsen til de tre sider.

Som ankre anvendtes $\text{Ø } 26$ mm Halmstad-stål, brudstyrke 10.000 kg pr. cm^2 , tilladelig last ca. 30 ts. pr. anker, i hver ende forsynet med de sædvanlige forankringer, som også anvendes til forspændt beton.

Arbejdsprogrammet

Arbejdet udføres i følgende etaper:

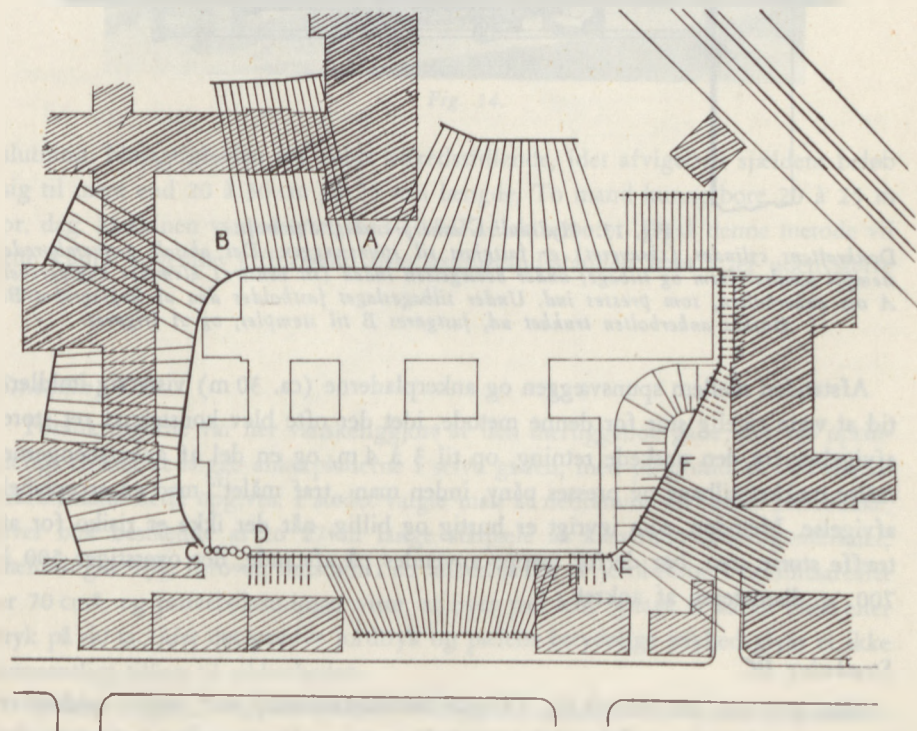


Fig. 12. Plan af byggegrube, Aalborg.

1. Ramning af spunsvæggen. Samtidigt udgravedes kanaler for ankerpladerne.
2. Udgravning til grundvandsstanden, kote ca. + 1,5.
3. Gennempressning af ankerstænger og fastgørelse af disse til ankerpladerne. Forspænding af ankrene.
4. Udgravning til fuld dybde.

De enkelte strækninger af spunsvæggen blev forankret på ret forskellige måder, bestemt af de stærkt varierende grundforhold og af hensynet til den eksisterende bebyggelse.

På strækningen AB blev ankrene presset under nabobygningerne ved hjælp af en særligt hertil fremstillet hydraulisk donkraft, der blev fastspændt til spunsvæggen, og hvis virkemåde fremgår af fig. 13.

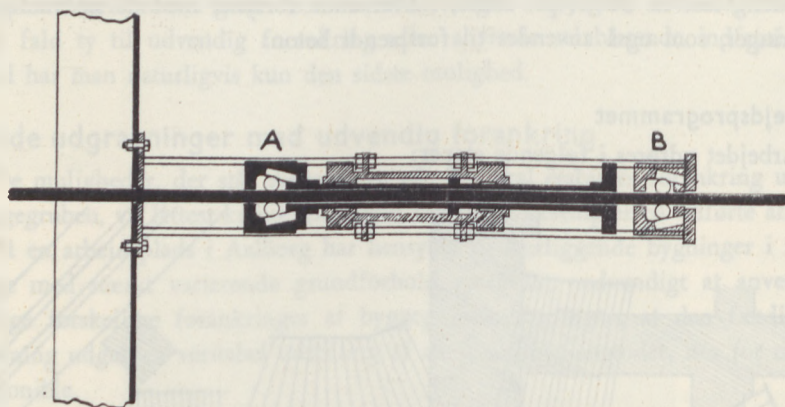


Fig. 13. Hydraulisk ankerpresnings-donkraft.

Donkraftens cylinder (skraveret) er fastgjort til spunsvæggen. Det aksialt gennemborede stempel vandrer frem og tilbage; under bevægelsen indad (til venstre) klemmer kuglegrebet A om ankerbolten, som presses ind. Under tilbageslaget fastholdes den af kuglegrebet B. Ønskes ankerbolten trukket ud, fastgøres B til stemplet, og A frigøres.

Afstanden mellem spunsvæggen og ankerpladerne (ca. 30 m) viste sig imidlertid at være rigelig stor for denne metode, idet der ofte blev konstateret ret store afvigelser fra den ønskede retning, op til 3 à 4 m, og en del af ankerstængerne måtte trækkes tilbage og presses påny, inden man „traf målet“ med en acceptabel afvigelse. Metoden, som iøvrigt er hurtig og billig, når der ikke er risiko for at træffe større sten, bør derfor næppe anvendes på afstande, der overstiger 500 à 700 × diameteren af ankret.

Strækning BC

Man anvendte her det på fig. 14 viste horizontalboreapparat, som i spidsen er forsynet med et skær af hærdet specialstål, og som kontinuerligt beforder det

ved spidsen løsnede materiale ud i byggegruben, idet hver af de 1,0 m lange forlængerstænger er udformede som en transportnegl.

Borehullernes diameter var 15 cm. Det var ikke nødvendigt at anvende foringsrør, når blot ankerboltene blev anbragt i hullerne umiddelbart efter boringens af-

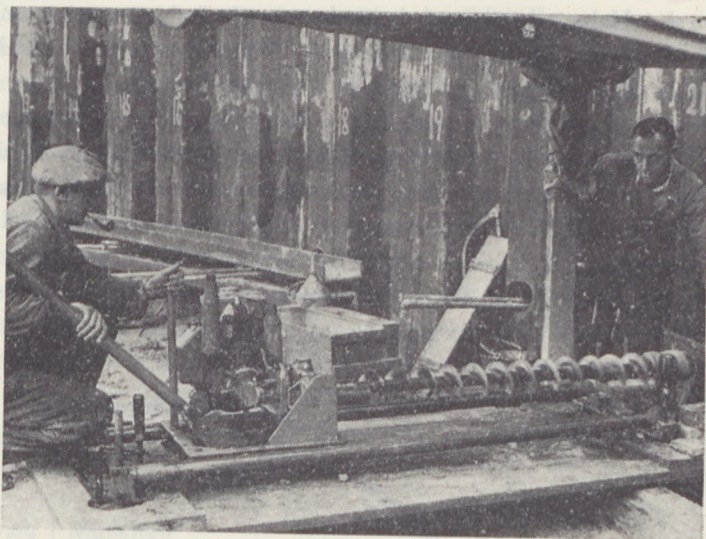


Fig. 14.

slutning. Nøjagtigheden var fuldt tilfredsstillende, idet afvigelsen sjældent beløb sig til mere end 20 à 30 cm på 25 m's længde. To mand kunne bore 20 à 25 m pr. dag. Maskinen var udstyret med 10 HK elektromotor. Også denne metode vil kun kunne anvendes i fint sand over grundvandsstanden samt i ler uden større sten.

Strækning DE

Forankringerne var her vanskeliggjort af den nærliggende gade; det var oprindeligt tanken at lægge ankerpladerne i seive gaden, men på grund af den stærke trafik måtte dette opgives. I stedet valgte man at nedramme en række pælebukke, hver buk bestående af to 27 m lange stålpæle af kasserede sporvognsskinner, hældning $1:3\frac{1}{2}$, foroven indstøbt i en ankerbjælke af jernbeton. Tværsnitsarealet er 70 cm^2 , og prøvebelastninger viste, at hver pæl kan optage et axiale træk eller tryk på 40 ts., idet det passive jordtryk og pælens betydelige stivhed giver et ikke uvæsentligt tillæg til sikkerheden.

På strækningen, hvor eksisterende bebyggelser hindrede udførelse af pælebukkene i en passende afstand fra spunsvæggen, blev der fra udgravningen nedram-

met skråpæle gennem huller i spunsvæggen samt lodrette pæle tæt op til denne; det beregnede bøjende moment i spunsjernene er så stort, at disse ikke yderligere kan belastes med en lodret komponent, hidrørende fra forankringen til skråpælene.

Strækning EF blev forankret på følgende måde: Først bores et ca. 20 m langt hul med den ovenfor omtalte horizontalboremaskine. Derefter placeres i hullet 1 à 2 Halmstadstænger, i den inderste ende forsynet med forankringselement og ståiplade. Samtidigt indførtes et 1½" stålør omtrent til bunden af boringen, hvis yderste halvdel derefter blev lukket med sand.

Ved hjælp af en Colmono-pumpe blev den inderste del af boringen endelig injiceret med Colgroute (cementmørtel aktiveret i en Colcrete-mixer), indtil der målttes et tryk på ca. 8 atm. Den injicerede mængde oversteg hullets volumen, således at der må have fundet nogen tværudvidelse sted. Prøvebelastninger viste dog, at brudlasten for en sådan forankring ikke var fuldt så stor, som man efter beregningerne kunne vente. Det vil formentlig ved senere arbejder af denne art

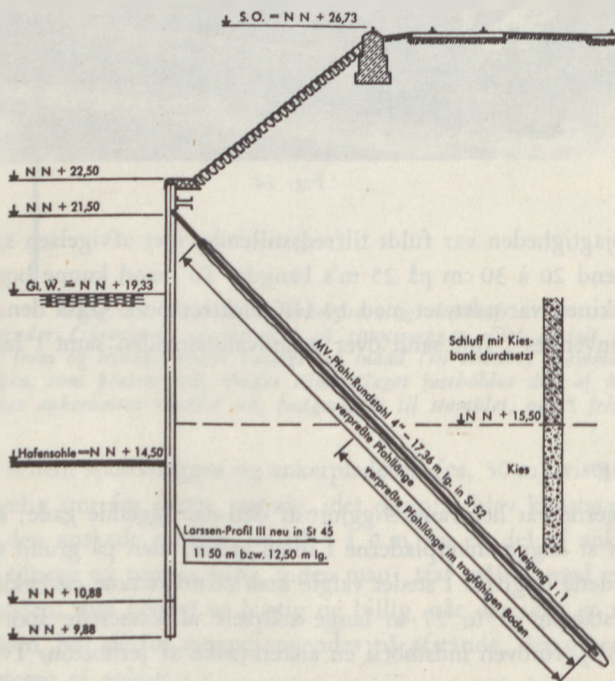


Fig. 15. Forankring med „MV-pæle“.

være rigtigst at injicere med et endnu større tryk, hvilket imidlertid kræver en bedre lukning af hullets yderste del.

Årsagen til, at man ikke nåede den brudlast, der var fundet ved geostatisk beregning, er sandsynligvis at finde i den dekomprimering af jordlagene, som boringen foranlediger — og som iøvrigt også er konstateret ved prøvebelastninger på nedborede funderingspæle.

Ved C-D udførtes en kort forsøgsstrækning som selvbærende, i grunden indspændt væg, som vil blive nærmere omtalt i det følgende.

I stedet for at gennempresse vandrette ankerbolte med hydraulisk kraft vil man kunne ramme dem med trykluft — hvilket der dog på grund af støjen ikke kunne være tale om i dette tilfælde.

Udover de her nævnte forankringsmetoder kan der være grund til at erindre de i foredraget om specialpæle omtalte MV-pæle, som gør det muligt i een operation at placere ankerbolten og fremstille forankringen i dybtliggende lag. Forankringslængden må naturligvis være større, fordi kraften hovedsageligt skal overføres som friktion og ikke som passivt jordtryk; til gengæld kan ankerbolten anbringes vinkelret på brudfladen for jordlegemet bag væggen. Endvidere kan forankringen udføres uden udgravninger i omliggende gadearealer, og man kommer let under alle forsynings- og afløbsledninger. I tilgift får man ankerbolten rustbeskyttet, hvilket dog kun er af betydning ved permanente anlæg.

Benotovæg i München

En interessant byggegrubeindfatning blev for godt et års tid siden udført i München, hvor Bayerische Rundfunk opfører et nyt radiohus på en ca. 61×62 m byggegrund (2). Bygningen skulle have tre kælderetager, og gruben måtte derfor udgraves til godt 13 m under terrænoverfladen, d.v.s. ca. 8 m under grundvandet.

Indfatningsvæggen var oprindeligt tænkt udført med 17,5 m lange spunsjern type Larssen IV og V; så lange og svære jern kan imidlertid som bekendt absolut ikke rammes lydløst, og da støjen ville have været næsten uudholdelig for beboerne i de omliggende huse — og især have generet bygherren selv i den nærliggende gamle radiobygning — foretrak man en Benotovæg.

Benotopælene blev nedborede ved hjælp af den viste maskine (fig. 16); bore-rørene, hvis udvendige diameter var 88 cm, vægtykkelse 4 cm, blev drejet frem og tilbage samtidigt med, at maskinen pressede rørene ned med 16 t tryk. Der graves med en såkaldt hammergrab. Borepælene blev placerede med 62 cm's akseafstand, idet man først borede og udstøbte nr. 1, 3, 5 o.s.v., derefter de mellemliggende, som således greb 13 cm ind i de allerede støbte. Disse mellempæle, altså nr. 2, 4, 6, blev armerede. Pælelængden var 13 m for de uarmerede, 17 m for de armerede.

Også i dette tilfælde ønskede man at undgå indvendig afstivning. Væggen blev fastholdt med 26 mm ankerbolte af stål 80/105 kg/mm² eller bundter af 7 Ø

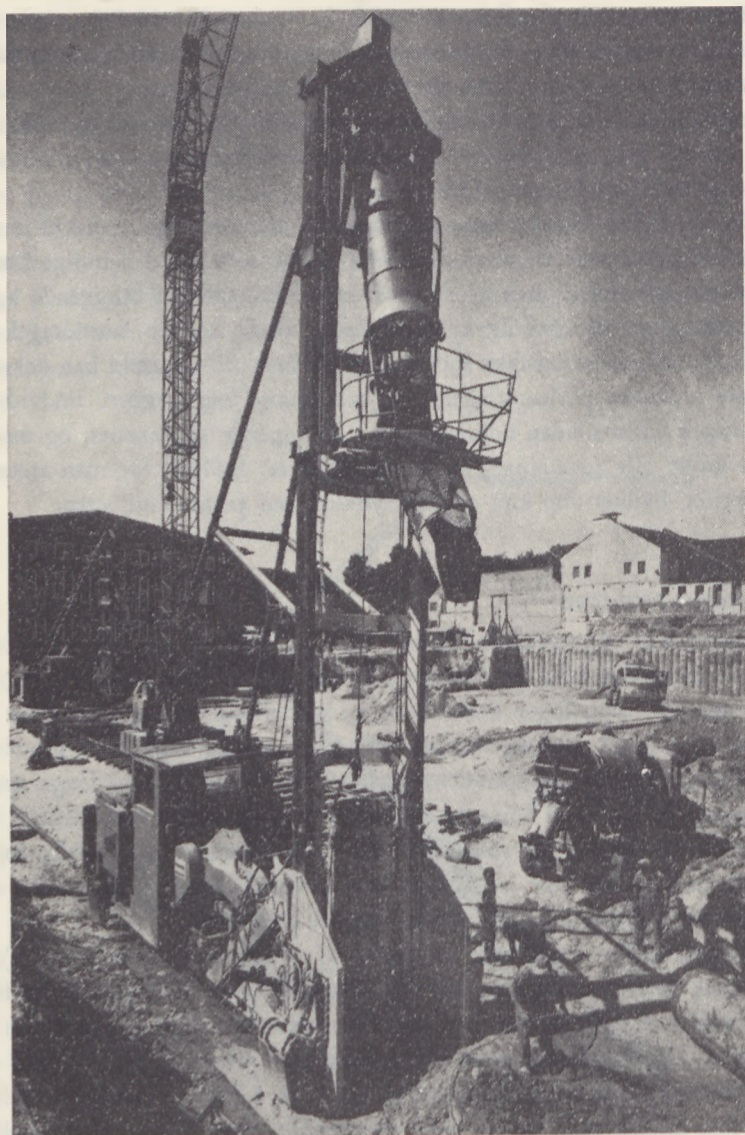


Fig. 16. Benoto-boremaskine.

8 mm, brudstyrke 140/160 kg/mm², der blev forankrede til brønde med 1,2 m's diameter, eller til en gennemgående ankerplade. Hvor den eksisterende bebyggelse umuliggjorde disse metoder, anvendtes Ø 27 cm vandrette borepæle, der på den inderste strækning blev injicerede med cementmørtel.



Fig. 17. Armeringen anbringes.

De omtalte 26 mm ankerbolte blev i de fleste tilfælde indrammede med tryklufthammer, og man havde her — som i Aalborg — en del vanskeligheder med at træffe målet, hvorfor nogle af ankrene blev erstattet med vandrette, mørtel-injicerede borepæle.

Alle ankere var dimensionerede for 30 t træk; de blev først prøvebelastede med dette træk og derefter fastlåst under en spænding på 60 % heraf.

Fig. 18 viser den færdige byggegrube.

Efter at kælderen var støbt og forsynet med udvendig isolering, blev der opfyldt til ankrene, som derefter blev hugget fri, således at Benotovæggen kunne knække i indspændingen, bøje sig ind og presse fylden mod isolationslaget.

Væggen viste sig imidlertid at kunne stå uden forankring.

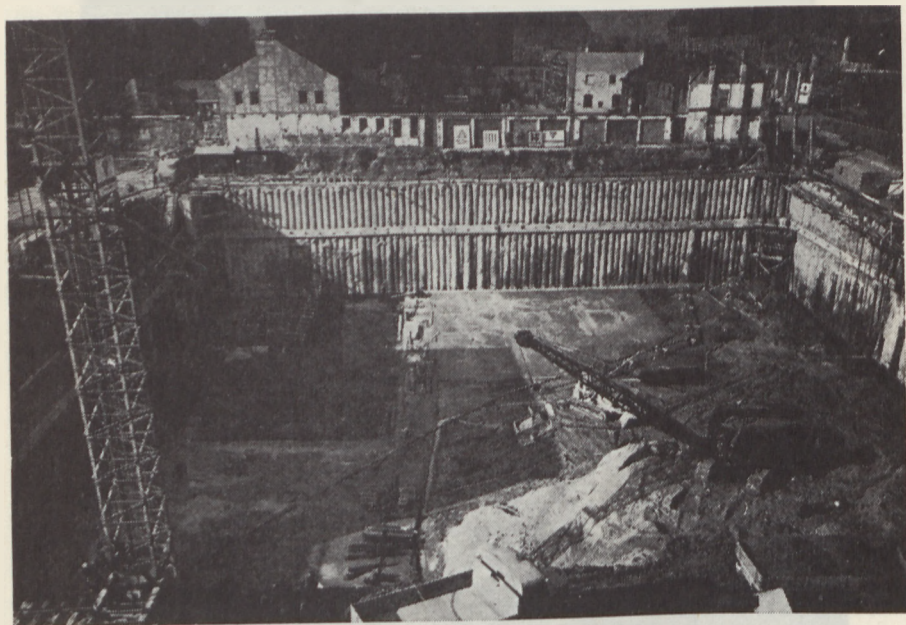


Fig. 18. Færdig Benoto-væg.

En mere primitiv — og billigere — form for udvendig forankring blev fornylig efter „M & H Interconstruct“'s projekt anvendt ved indfatning af den dybe byggegrube for Kgl. Brands nybygning på hjørnet af Frederiksborggade og Nørrevold (fig. 19).

Belval-spunsvægsjern nr. BZ II N (dobbel tjern) blev nedrammet med 2,0 m's fri indbyrdes afstand og mellemrummet udfyldt med træsveller efterhånden som udgravningen skred frem. Foroven blev spunsjernene fastholdt med 10 m lange skrårtrammede sporvejsskinner, der kunne optage et aksialt træk på ca. 75 ts. (kontrolleret med et par prøvebelastninger).

Selvbærende byggegrubeindfatninger

kan inddeles i følgende tre grupper:

- 1) Indspændte vægge
- 2) Cirkulære vægge og
- 3) Cellefangedæmninger

1) *Vægge, der er indspændte i grunden*, vil blive påvirkede af meget store bøjningsmomenter (medmindre der er tale om ganske små udgravningsdybder) og vil derfor kun være økonomiske, såfremt de på anden måde muliggør besparelser. Da de må føres til ret stor dybde under udgravningens bund, kan sådanne vægge f.eks. ofte samtidigt udgøre funderingen for bygningens ydervægge, og det vil i så fald være naturligt tillige at lade dem fungere som kældervægge i bygningen.

På den nævnte byggeplads i Aalborg blev en kort strækning af indfatningen fremstillet som en i grunden indspændt *Benotovæg* uden forankring. Det var hensigten med denne forsøgsstrækning at undersøge, om det ville være økonomisk forsvarligt at fremstille hele siden langs den stærkt trafikerede gade på denne måde. Mellem byggegruben og gaden lå der en række gamle bygninger, som ikke tilhørte kommunen, og som yderligere vanskeliggjorde forankringsarbejderne.

Geoteknik Institut havde udregnet, at en sådan forneden indspændt væg ville blive udsat for særdeles store bøjende momenter, henved 400 tm pr. lbm væg, hvilket stillede store krav til betonstyrke, betondimensioner og armering. Der måtte anvendes pæle med diameter 1,65 m, anbragt med en indbyrdes akseafstand på 1,50 m.

Man håbede imidlertid at opnå en acceptabel økonomi ved *dels* at lade disse pæle indgå i kældermuren, hvorved der kunne spares noget beton og isolation, *dels* at føre dem til så stor dybde, at de kunne optage de på muren virkende lodrette kræfter, hvorved en del pæle kunne spares. Endelig ville man naturligvis kunne spare spunsvæggen med de besværlige forankringer.

Efter udførelsen af 7 Benotopæle til en dybde af 17,5 m under terrænoverfladen viste det sig imidlertid, at kommunen kunne erhverve og nedbryde en del af de gamle ejendomme, der lå mellem udgravningen og gaden, hvorved problemet med forankring af en spunsvæg blev så meget forenklet, at denne løsning måtte foretrækkes fremfor en væg af tætstillede, forneden indspændte pæle. Forsøget gav imidlertid visse nyttige oplysninger.

Som det fremgik af beskrivelsen af Benotovæggen i München udføres sådanne vægge af tætstillede pæle normalt på en sådan måde, at hver anden pæl bores delvist ind i nabopælene — og i reglen armeres kun hveranden pæl. Benoto-pælene i Aalborg blev imidlertid alle armerede og desuden udført konsekutivt, nr. 1, 2, 3, o.s.v., hvilket blev muliggjort af, at man — vistnok for første gang — benyttede Colcrete-metoden i forbindelse med disse hinanden skærende borepæle: efter afslutningen af boringen for en pæl anbragte man et par 1½" injektionsrør, af hvilke det ene nåede helt til bunden, placerede armeringen, der naturligvis var graderet efter momentkurven med 7 kamstål 35 mm i det stærkest påvirkede snit, fyldte boringen med 35-40 mm singels og trak det udvendige borerør op. Den følgende boring udførtes på samme måde, gribende 15 cm ind i de i fore-

gående boring indfyldte singels. Hvis det havde været beton og ikke singels, man borede i, ville borerøret naturligvis hurtigt være løbet skævt.

Efter fremstilling af et passende antal pæle blev alle samtidigt injiceret efter Colcrete-metoden. Kontrolmålinger under injektionen viste, at mørtelen flød uhindret fra den ene pæl til den næste, og ved den senere udgravning konstateredes en absolut monolitisk og vandtæt konstruktion.

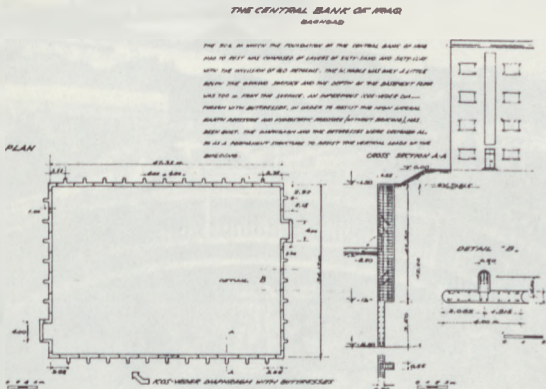


Fig. 20. Indspændt ICOS-Veder-væg af lodrette T-bjælker.

ICOS-Veder metoden har ligeledes været anvendt til fremstilling af en i grunden indspændt byggegrubeindfatning (The Central Bank of Iraq, Bagdad). Væggen støbtes i 4,0 m lange, 0,5 m tykke og 15 m dybe afsnit, der på de øverste 11,5 m udformedes som lodrette T-bjælker af jernbeton, med 1,0 m høje, 0,5 m brede ribber. Den mod kælderens vendende side var plan, og indfatningen kunne således både anvendes som kældervæg og som fundament for ydermurene.

2) *Cirkulære vægge* gør det muligt at optage det udvendige jord- og vandtryk i en eller flere ringformede afstivningsbjælker, der kun påvirkes af centralt tryk. Denne vægform har — så vidt jeg ved — hidtil kun været anvendt to gange her i Danmark: 1) som indfatningsvæg for støbning af en underjordisk cirkulær jernbetonolietank på 20.000 m³ for Aalborg Elværk samt 2) som fangedæmning for Sjællandsbroens to klappiller og en ledningstunnel i Sydhavnen.

Oliebeholderen i Aalborg (3) blev placeret i et gammelt havnebassin, som udgravedes til kote — 7,5 à — 8,0, hvorefter spunsvæggen blev rammet i en cirkel med ca. 55 m's diameter og forankret til en udvendig ringbjælke af jernbeton med 60 × 95 cm's tværsnit, ophængt i spunsvæggen i kote + 0,5. Derefter blev der indpumpet sand til + 2,0 udenfor spunsvæggen. Under den påfølgende læns-pumpning af gruben blev væggen yderligere forstærket med indvendige ring-

bjælker 50×75 cm i kote $-2,5$ og $-5,0$. For at mobilisere så stort et passivt jordtryk som muligt tillod man op til ca. 4 cm's vandret bevægelse indad af spunsvæggens fod, inden de nederste ringbjælker blev sat i funktion.

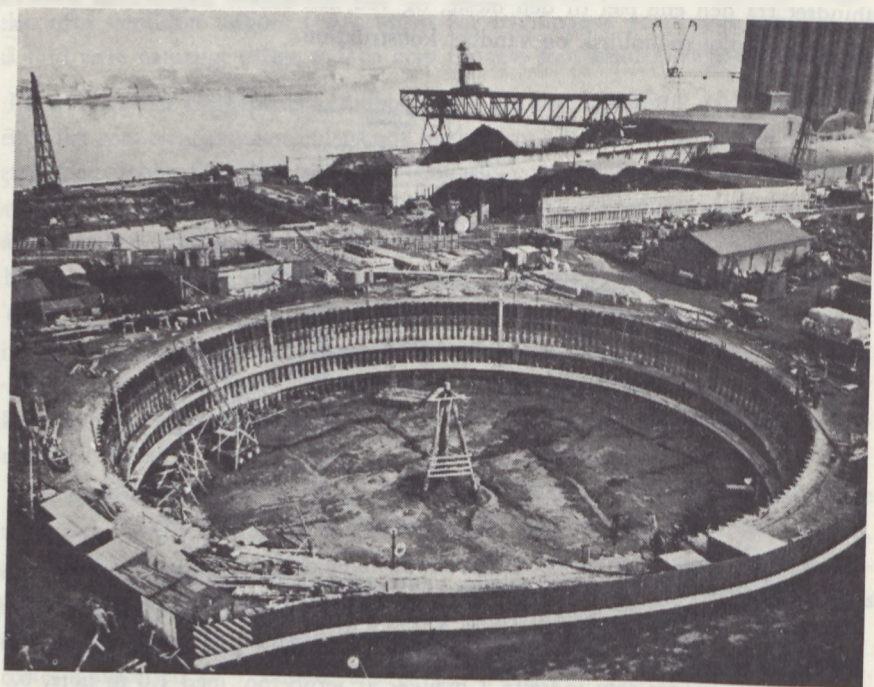


Fig. 21. Byggegrube (Aalborg) med indvendige afstivningsringe.

I forbindelse med læns-pumpningen gennemførtes iøvrigt en meget omfattende grundvandssænkning i to forskellige vandførende lag, hvorved man dels reducerede trykket på spunsvæggen og dels opnåede en passende sikkerhed mod grundbrud.

De geotekniske undersøgelser blev udført af Geoteknisk Institut, og professor dr. techn. H. Lundgren var konsulent vedr. de særlige statiske og konstruktive problemer.

Den cirkulære fangedæmning om Sjællandsbroens klappille og anslagspille blev udført af Topsøe-Jensen & Schrøder. Diameteren var 45 m, således at man indenfor fangedæmningen også kunne bygge en ledningstunnel under sejlløbet. Spunsvæggen blev afstivet ved hjælp af en cirkulær jernbetonbjælke, overside i kote $-1,6$, som var prefabrikeret i 11 m lange elementer (tværsnit $h \times b = 60 \times 110$ cm).

Elementernes længdejern blev sammensvejet og tilstøbt i små, tørlagte kasser omkring stødene.

3) *Cellefangedæmninger* giver sandsynligvis den billigste indfatning, når der er tale om store byggegruber og stor vanddybde. De består af en række sammenføjede sand- eller jordfyldte celler, hvis vægge fremstilles af spunsjern. Da der ikke optræder bøjningsspændinger i væggene, men kun træk hidrørende fra fyl- dens jordtryk, anvendes plane spunsjern.

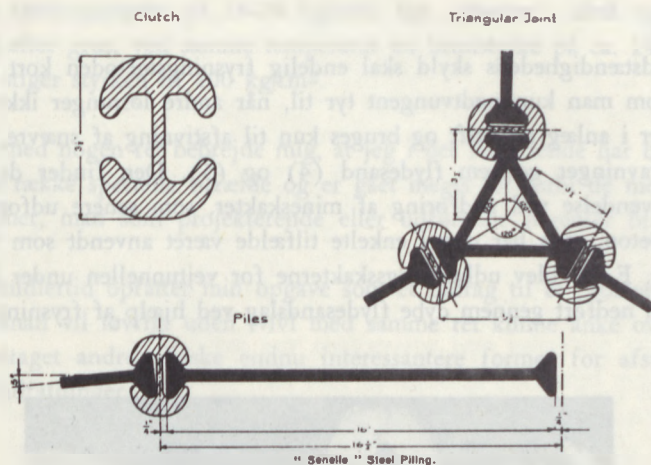


Fig. 22. Spunsjern til cellefangedæmninger.

Der anvendes som regel en af de to viste celleformer.

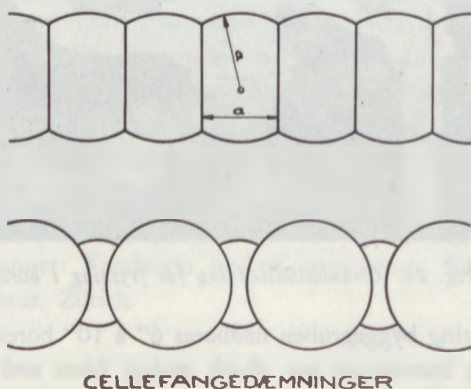


Fig. 23. De almindeligste former for cellefangedæmninger.

Den øverste giver den billigste væg, og hvis buernes radius vælges lig afstan-

den mellem de plane flader, vil de tre flader skære hinanden under 120° , således at der bliver ligevægt mellem kræfterne i skæringspunktet.

Den nederste form kræver flere spunsjern, og spændingsfordelingen mellem fladerne er ikke så gunstig. Men den giver mulighed for at fylde cellerne helt op fra en ende af fangedæmningen, medens den øverste form må opfyldes nogenlunde samtidig i alle celler.

I tilfælde af et lokalt brud på en af cellerne vil den nederste, men ikke den øverste form hindre bruddet i at forplante sig til nabocellerne.

Frysning

For fuldstændighedens skyld skal endelig frysningemetoden kort omtales, en metode, som man kun nødtvungent tyr til, når andre løsninger ikke findes. — Den er dyr i anlæg og drift og bruges kun til afstivning af snævre, men meget dybe udgravninger gennem flydesand (4) og (5). Den finder derfor hovedsagelig anvendelse ved nedføring af mineskakter, som senere udfores med stål eller jernbeton, men har dog i enkelte tilfælde været anvendt som byggegrubeindfatning. F.eks. blev udluftningsskakterne for vej-tunnelen under Schelde ved Antwerpen nedført gennem dybe flydesandslag ved hjælp af frysning.

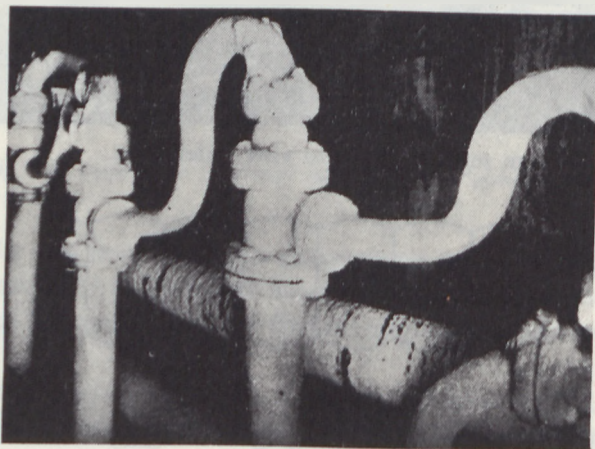


Fig. 24. Cirkulationsledning for frysning i borerør.

I en cirkel omkring byggegruben nedbores 6" à 10" borerør med 1,3—2,5 m's indbyrdes afstand; borerørerne bør såvidt muligt føres ned i et underliggende, vandstandsende lag. Træffes dette ikke i en rimelig dybde, må også bunden fryses. Frysningen har hidtil fortrinsvis været gennemført ved at sende en stærkt afkølet væske gennem borerørerne, og frysevæsken nedkøles f.eks. af en ammoniak-

maskine, der kan præstere temperaturer ned til -26° . Ved store dybder anvendes kultveilt-kompressorer, der er væsentligt dyrere, men som kan give temperaturer ned til ca. -55° .

Der har således hidtil været anvendt to „strømkredse“, den primære i kølemaskinen og den sekundære i borerørene, men for nogle år siden har italienerne med held prøvet et system, hvor flydende CO_2 pumpes direkte i borerørene og ved fordampning giver en meget effektiv køling.

Frysningen af en væg af passende tykkelse tager lang tid, 2—3 måneder, men væggen bliver vandtæt og kan optage store jordtryk; medens ren is ved -15° kun har en tæningestyrke på 18-20 kg/cm^2 , har „isbeton“, altså vandmættet, frosset sand eller grus, ved samme temperatur en brudstyrke på ca. 140 kg/cm^2 . Ved -20° stiger styrken til 200 kg/cm^2 .

Man kan med nogen ret bebrejde mig, at jeg i det foregående har beskæftiget mig med en række specielle tilfælde og er gået meget let forbi de mere dagligdags problemer, man som projekterende eller udførende ingeniør bliver stillet overfor.

Jeg har imidlertid opfattet min opgave som et bidrag til et „fortsættelseskursus“ — og man vil iøvrigt uden tvivl med samme ret kunne anke over, at der ikke er medtaget andre, måske endnu interessantere former for afstivning af byggegrubeindfatninger.

Litteraturliste:

1. H. J. Krupinski: Der U-Bahn-Bau in Mailand unter Anwendung eines neuartigen Bauverfahrens. „Die Bautechnik“ 1959, Heft 10.
2. Andreas Kirchknopf: Die Baugrubenumschliessung für den Bau des neuen Funkhauses in München. „Beton- und Stahlbetonbau“ 1959, Heft 11.
3. H. Lundgren, Torben Sørensen og Ivar G. Johnsson: Underjordisk olietank ved Aalborg Elværk. „Ingeniøren“ 1959, nr. 10.
4. S. M. Parkhill: Cold „Caisson“ in lower Manhattan. „Compressed Air Magazine“, March 1960.
5. Curt F. Kollbrunner: Fundation und Konsolidation, Band II. Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich.

Sænkekasser

Af overingeniør, cand. polyt. Jobs. Christensen.

Indledning

Fundering på sænkekasser har gennem årene fundet stor anvendelse indenfor vandbygningen. Størst har anvendelsen været til kajmure, moler, pieranlæg og dug d'Alber, men også til bro piller, fundamenter for fyrtårne, tørdokker og andre specielle formål har man med fordel kunnet anvende denne funderingsmetode.

Sænkekasser kan være et ganske enkelt hullegeme med bund, f.eks. en firkantet eller cirkulær kasse fremstillet af træ, stål eller beton. Som regel har sænkekasserne dog så store dimensioner, at man opdeler dem i celler ved indvendige længde- og tværvægge eller for cirkulære kassers vedkommende ved en indre cylindervæg, der forbindes med ydervæggen ved radialvægge.

Her skal kun behandles sænkekasser med flad bund, men der skal dog indskydes den bemærkning, at betegnelsen „sænkekasse“ også bliver anvendt på kasser udformet til specielle formål, f.eks. til tryklufsfundering, idet bunden da udformes, så den udgør et tryklufskammer eller arbejdskammer. Betegnelsen anvendes også på kasser, der skal bruges som sænkebrønde, idet de er udformet således, at nogle af kassens celler har skrå bund, medens andre er åbne forneden, så kassen kan svømme på de lukkede celler, sættes på plads og nedgraves til fast bund ved, at man udgraver med grab i de åbne celler.

I udenlandsk litteratur f.eks. på fransk og engelsk bruger man betegnelsen „caisson“ i al almindelighed for sænkekasser til forskelligt brug, og denne betegnelse ser man også anvendt herhjemme.

Anvendelsesområde

Betingelsen for at kunne anvende sænkekasser til bygværker er, at byggegrunden er tilstrækkelig bæredygtig til at optage belastningen fra kassen og overbygningens vægt, uden at sætningerne bliver for store. Sandbund, som den ofte forefindes herhjemme, er som regel udmærket. Hvis den bæredygtige sandbund er overlejret af blødere ikke bæredygtige lag, kan disse afgraves og erstattes med god sand- eller grusfyld.

Som fundament for en sænkekasse, der sættes på sandbund eller andre fastere

lag, anvendes i almindelighed et 30-50 cm tykt lag ral eller skærver, som afrettes nøjagtigt med dykker. Er vanddybden større end den ønskede funderingsdybde for sænkekassen, kan der udlægges en stenkastning, som danner fundament for kassen. Stenfyldens overflade må da afrettes omhyggeligt med ral eller skærver og ved hjælp af dykker.

Sænkekasser kan med særlig fordel anvendes på udsatte steder, hvor opførelsen af andre konstruktioner, såsom blokkonstruktioner, spunsvægge og pælekonstruktioner vanskeliggøres af vind og bølgegang, og hvor de dage, der kan arbejdes på søen, således er stærkt begrænset. Kasserne søges da bygget på et sted i nærheden, som byder naturlige og gode betingelser for støbearbejdets udførelse samt for kassernes søsætning, og hvor der også er gunstige forhold for tilførelsen af byggematerialerne. Arbejdet på søen indskrænkes på denne måde til de færrest mulige dage, og betonen vil være godt afhærdet, inden den udsættes for havvandets påvirkning.

Sænkekasserne kan fremstilles i forholdsvis store elementer, hvilket yderligere indskrænker arbejdet på søen, men afgørende for valg af kassetype og kassestørrelse bliver som regel de forhold, hvorunder kassen skal fremstilles og søsættes. Før det endelige valg træffes, må der naturligvis foretages en analyse af alle de faktorer, som er afgørende for valg af konstruktion, kassetype, fremstillingsmåde og under rimelig hensyntagen til tidsfaktoren. Det vil ofte vise sig her som på andre områder, at man kan afkorte byggetiden og opnå økonomiske fordele ved prefabrikation af de flest mulige elementer. Tidsmæssigt opnår man den fordel, at man kan støbe kasserne samtidig med, at forberedende arbejder som uddybning, konsolidering af bunden, reguleringsarbejder etc. udføres.

I danske farvande og ved de øvrige Østersøkyster, ved de hollandske og belgiske kyster og floder er forholdene for anvendelse af sænkekasser særdeles gode, og det er også indenfor disse områder, at man har ligget forrest i udviklingen.

Sænkekasser af træ og stål

Anvendelsen af sænkekasser kan følges langt tilbage i tiden, og i de ældste tider var materialet altid træ. Mange broer fra romertiden er funderet på sænkekasser af træ. Funderingsmåden har også i stor udstrækning været anvendt til midlertidig understøtning af stilladser for sten- og betonbroer.

Sænkekasser af træ har dog i ældre tider haft deres største anvendelse til anlægskajer, molehoveder etc. Kasserne udformedes enten som simple tømmerkister, der sattes på plads ved stenfyldning, eller som finere udførte kasser beklædt med planker med kalfatrede fuger, der kunne svømmes på plads, fyldes med sten og delvis udstøbes med beton.

Under særlige forhold anvendes sådanne konstruktioner stadig i nordlige far-

vande, f.eks. på Grønland, ved Norges og Sveriges kyster og fortrinsvis hvor bunden består af klippe.

En særlig interessant anvendelse af sænkekasser af træ blev benyttet ved opførelsen af vestkysthavnene, ved Hirtshals og Hanstholm. Arbejderne blev påbegyndt for ca. 35 år siden efter projekter udarbejdet af ingeniør Fibiger. Fibigers konstruktioner vakte stor opsigt og blev meget diskuteret, men desværre har det vist sig, at de ikke har været i stand til at modstå Vesterhavets angreb.

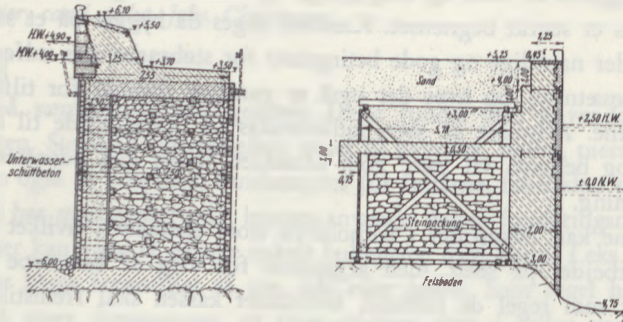


Fig. 1. Kajmure på sænkekasser af træ.

På fig. 1 ser man et par kajkonstruktioner udført ved hjælp af tømmerkister eller sænkekasser af træ den første i Stockholm og den anden i havnen på Helgoland. Ved begge konstruktioner er kassens bageste del stenfyldt, medens der er udstøbt en formur af beton.

Sænkekasser af stål kom frem i slutningen af forrige århundrede. De blev bygget af et skelet af profiljern, som beklædtes med jernplade. På grund af kassens ringe vægt kræves der ikke noget kostbart beddingsanlæg, og i virkeligheden er det kun en stålforskalling for udstøbning på stedet af den egentlige betonkonstruktion. I nogle tilfælde har man søgt at genanvende pladebeklædningen, men dog uden særligt held.

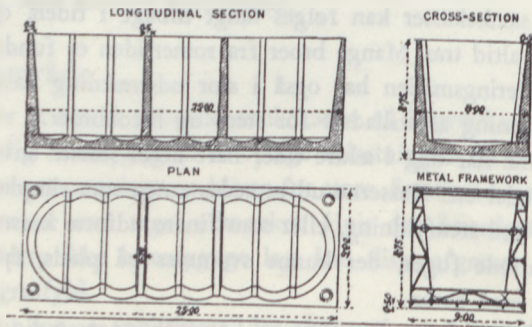


Fig. 2. Sænkekasse af stål, Zeebrügge.

På fig. 2 ses en sænkekasse af stål anvendt til bygning af en mole i Zeebrügge året 1904. Kasser af tilsvarende konstruktion var allerede tidligere anvendt til et molehoved i Cuxhaffen (1892), og ved havnearbejder i Bilbao og Bizerte. I årene 1908-1916 blev der i stor udstrækning anvendt kasser af stål til krigshavnen ved øen Helgoland.

Kasserne i Zeebrügge var 25 m lange, 7,5-9 m brede og 7 m høje. De udførtes dobbeltvæggede, og mellemrummene udstøbtes med beton, ligesom også kasserne betonfyldtes.

Kasserne til Helgoland-molerne, der skulle anvendes på vanddybder fra 6 til 11 m, var ca. 8 m brede og 20 m lange, pladetykkelsen var fra 11-14 mm. Disse kasser blev bygget i Kiel og Emden, hvor der også blev udstøbt en 1 m tyk bundplade. Derefter blev de bugseret til Helgoland, hvor der langs ydersiderne blev muret et 30-50 cm tykt parament af klinkermurværk, som skulle beskytte betonen mod havvandets angreb, såfremt stålpladen rustede bort. Man havde nemlig dårlige erfaringer fra Zeebrügge, hvor stålpladerne tærede delvis bort i løbet af få år. Endelig udstøbtes kasserne med beton.

Sænkekasser af stål er gennem årene blevet anvendt til bygningen af adskillige fyrtårne i havet, og i de seneste år har man også anvendt dette materiale til bygning af de meget store sænkekasser, der er blevet anvendt ved udførelsen af pillerne til nogle af de store amerikanske hængebroer, f.eks. Oaklandbroen ved St. Francisko og Mackinacbroen over strædet mellem Michigansøen og Huronsøen. Nogle af bropillerne skulle føres ned til meget stor dybde, 60-70 m, og kasserne udformedes derfor som store sænkebrønde opdelt i lukkede og åbne celler. De lukkede celler tjente til bugsering af kasserne til anbringelsesstedet og til afbalancering under sænkningen gennem de blødere lag, medens de åbne celler var udformet således, at man kunne foretage udgravningen under vand med kraftige gribeskovle. Udførelsen af Mackinacbroens piller er forøvrigt beskrevet i en artikel i Ingeniøren 1956, nr. 15.

Sænkekasser af jernbeton

Ret hurtigt efter at jernbetonen var blevet almindelig, kom der fart i anvendelsen af sænkekasser af jernbeton, særligt i lande som Holland og Danmark, hvor man ikke selv fremstillede stål, men hvor man disponerede over udmærket cement og gode støbematerialer.

Ved at bygge videre på de erfaringer, man allerede havde fra anvendelse af beton i havvand, blev man hurtigt klar over, at det gælder om at fremstille den bedst mulige beton og sørge for en god dækning af armeringsjernet.

Man fandt forbavsende hurtigt frem til enkle sænkekassetyper opdelt i et efter forholdene passende antal celler, ligesom man snart gik bort fra betonfyld i sæn-

kekassen og nøjedes med at fylde den med sand eller ral, idet man dog gav de mod havet vendende betonvægge en større tykkelse.

Et betydeligt antal kajer og moler udførtes allerede i årene 1907-20, og de seneste af dem afviger i princippet ikke meget fra dem, der bygges den dag i dag, bortset fra naturligvis, at man nu forstår at drage nytte af den moderne beton-teknik og de bedre stålsorter, man disponerer over. Medens der indenfor selve sænkekassernes konstruktion ikke er sket nogen epokegørende udvikling, har opfindsomheden været stor hvad angår metoder til kassernes fremstilling og søsætning.

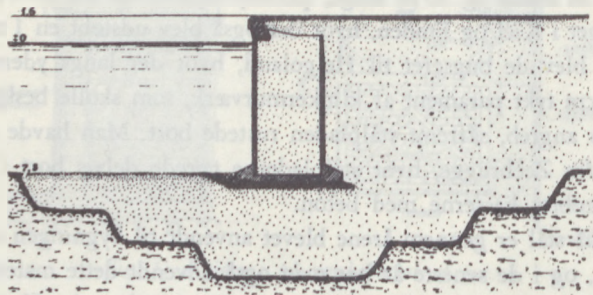


Fig. 3. Kajmur, Nørresundby.

Som eksempel på et af de første arbejder, der blev udført herhjemme, skal nævnes en kajmur udført i Nørre Sundby i året 1907 — se fig. 3 — af firmaet Christiani & Nielsen, som har ydet et fremragende pionerarbejde med henblik på anvendelse af jernbetoncaissoner til vandbygningsarbejder. Medens man ved nogle tidligere udførte arbejder, f.eks. i Københavns havn og i udlandet, udførte kasserne med ret tynde vægge og delvis betonfyldte, har man her kun anvendt sandfyld. Det skal også bemærkes, at kasserne er funderet på en sandopfyldning, idet de øverste bløde lag er bortgravet. I tiåret, der fulgte, tog udviklingen fart, og fra denne periode skal nævnes en kajmur i Københavns Frihavn og en stor havnemole i Hålsingborg, begge opført omkring 1916-19 — se fig. 4. — Man bemærker, at sænkekasserne nu har fået en enkel og rationel form.

Ved udbygning af de danske provinshavne har man i stor udstrækning anvendt sænkekasser til moler og kajer, og på fig. 5-6 er vist tværsnit og plan af sænkekasserne for en bølgebryder udført i Aarhus havn omkring 1936. Kasserne har ydervægge med en tykkelse på 25 cm, og de er funderet på et 35 cm tykt lag ral udført på en sandopfyldning, idet bundens øvre bløde lag måtte afgraves. Kasserne er 16 m lange og 8-9 m brede, de låses sammen derved, at endevæggene er forsynet med fjer og not, hvorimellem der er udstøbt cementpølser.

Fig. 7 viser en kajmur fra Rotterdam havn fra sidst i tyverne, som kan betegnes som en typisk hollandsk konstruktion. Kasserne er forholdsvis store, hvilket

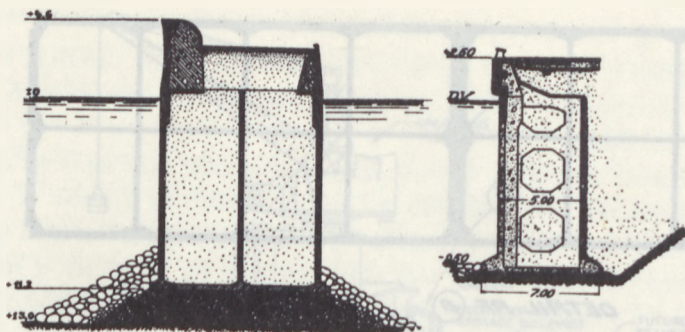


Fig. 4. Bølgebryder i Helsingborg, kajmur i Københavns frihavn.

skyldes de ret dårlige bundforhold. Celleinddelingen er meget regelmæssig. Vægtykkelsen for udvendige vægge er 30 cm og for indvendige vægge 20 cm. Fugerne mellem kasserne er specielt udformet med fjer og not. Vanddybden er 12 m foran kajen, og da der forekommer en betydelig vandstandsvariation, er der sørget for en omhyggelig dræning bag kajmuren, således at vandtrykket på kassens bagside reduceres mest muligt. Kasserne er funderet på en sandopfyldning, og det var nødvendigt at bortgrave et ca. 6 m tykt lag af blødt ler. Største kantryk er 3.3 kg/cm^2 .

Fig. 8 viser værsnittet af en kajmur på stor vanddybde i Kitimat havn i Canada udført i de senere år.

På fig. 9 ses tværsnittet af nogle af de kassekonstruktioner, der af Højgaard & Schultz A/S blev anvendt til moler og kajmure ved bygningen af Gdynia havn

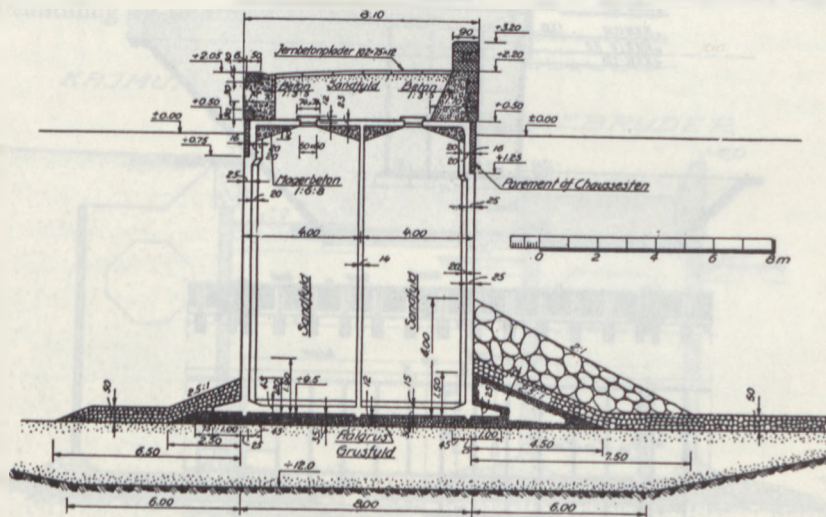
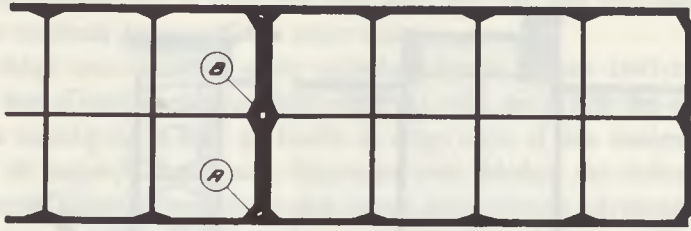


Fig. 5. Tværsnit af bølgebryder i Aarhus.



DETAIL AF A

DETAIL AF B

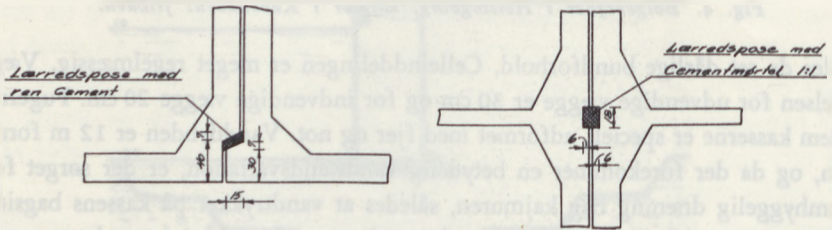


Fig. 6. Plan af sænkekasse.

i årene 1923-39. Kasserne er ca. 18 m lange, de har meget kraftige ydervægge og gennembrudte tværvægge. Ved dette arbejde blev der fremstillet det største antal sænkekasser, som nogensinde er udført for en enkelt havn. Fremstillingen og søsætningen vil senere blive omtalt, det samme gælder udførelsen af sænkekasserne

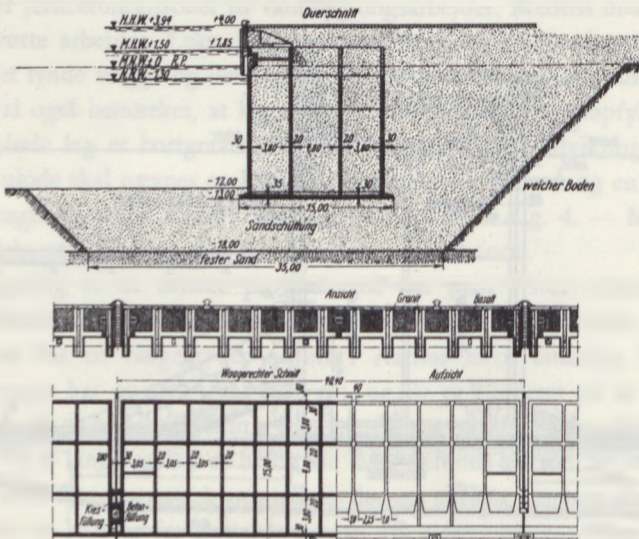


Fig. 7. Kajmur i Rotterdam.

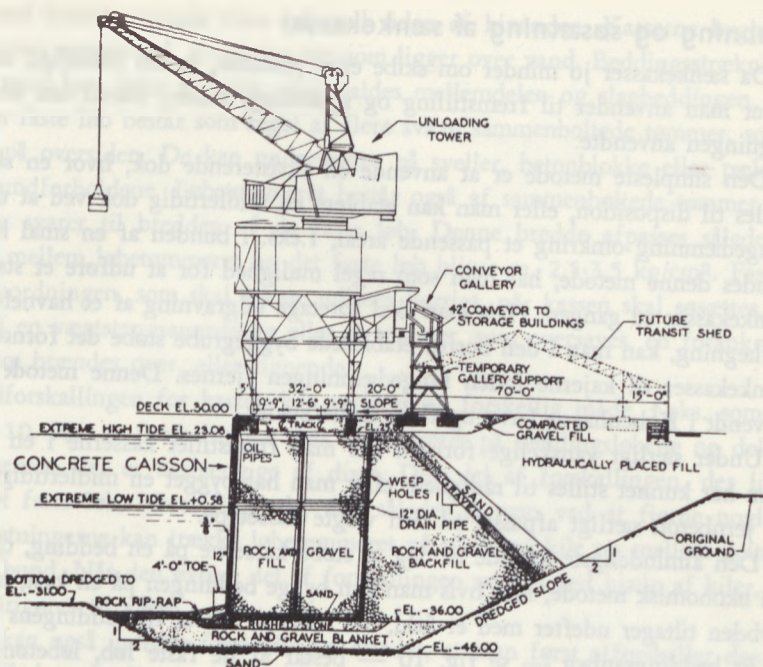


Fig. 8. Tværsnit af kajmur, Kitimat.

for en mole for havnen i Funchal på øen Madeira og nogle andre sænkekassekonstruktioner, men først skal der gives nogle almindelige retningslinier angående fremstilling og søsætning af sænkekasser.

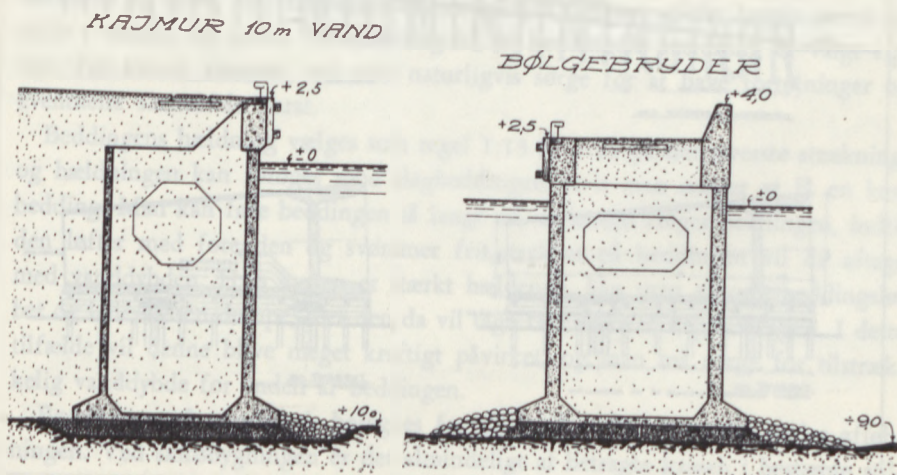


Fig. 9. Sænkekasser fra Gdynia havn.

Støbning og søsætning af sænkekasser

Da sænkekasser jo minder om skibe eller pramme, er det naturligt, at de metoder man anvender til fremstilling og søsætning minder stærkt om de i skibsbygningen anvendte.

Den simpleste metode er at anvende en eksisterende dok, hvor en sådan kan stilles til disposition, eller man kan etablere en midlertidig dok ved at udføre en fangedæmning omkring et passende areal, f.eks. i bunden af en smal bugt. Anvendes denne metode, har man som regel mulighed for at udføre et større antal sænkekasser ad gangen. Hvis man skal foretage udgravning af et havnebassin ved tørlægning, kan man i den herfor etablerede byggegrube støbe det fornødne antal sænkekasser til kajerne inden fangedæmningen fjernes. Denne metode er f.eks. anvendt i Københavns havn og flere andre steder.

Under særligt vanskelige forhold har man fremstillet kasserne i en flydedok, som har kunnet stilles til rådighed, eller man har bygget en midlertidig flydedok af jernbeton særligt afpasset til den valgte kassetype.

Den almindeligste metode er dog at støbe kasserne på en bedding, og dette er en økonomisk metode, især hvis man kan bygge beddingen på en kyst, hvor vanddybden tiltager udefter med et fald, der omtrent svarer til beddingens hældning.

Et beddingsanlæg — se fig. 10 — består af de faste løb, løbetømmerne og forankringsanordningen. Som regel anvendes 2 løb, men ved større kasser kan

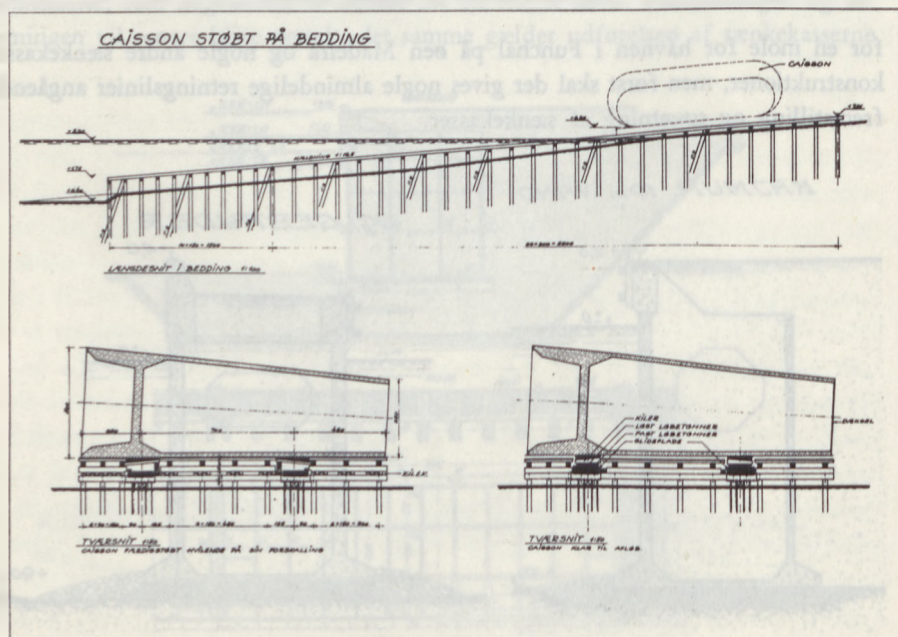


Fig. 10.

man med fordel anvende flere løb ved siden af hinanden. Kasserne bygges på beddingens øverste del, d.v.s. den del som ligger over vand. Beddingsstrækningen under vand kan deles i 2 dele, som kaldes mellemdelen og slagbeddingen. Beddingens faste løb består som regel af flere svære sammenboltede tømmer, som er høvlet på oversiden. De kan understøttes på sveller, betonblokke eller pæle, alt efter bundforholdene. Løbetømmeret består også af sammenboltede tømmer, idet bredden svarer til bredden af de faste løb. Denne bredde afpasses således, at trykket mellem løbetømmeret og det faste løb bliver ca. 2,5-3,5 kg/cm². Fastholdelsesanordningen, som skal kunne udløses hurtigt, når kassen skal søsættes, kan bestå af en vægtstangsanordning eller et tømmer, som oversaves, en forankringsbolt, som brændes over, eller lignende.

Bundforskallingen for kassen kan udføres på forskellig måde, f.eks. som vist på fig. 10. Her er forskallingen dels understøttet på beddingsløbene og dels på fundamenter, der er uafhængige af disse. Den del af forskallingen, der ligger over det faste løb, bliver liggende, dog således at man ved at fjerne nogle af understøtningerne kan trække løbetømmeret på plads og kile op mellem dette og kassens bund. Når den øvrige del af forskallingen sænkes ved hjælp af kiler, kan kassen frigøres til afløb.

Man kan også indrette forskallingen således, at man først afforskaller den del af bundfladen, der ligger over det faste løb, så man kan trække løbetømmeret op under kassen. Den øvrige forskalling kan da være opbygget på et system af sandbøsser, således at man ved at tømme sandet ud af disse kan overføre kassens vægt til løbetømmeret og derigennem til de faste løb.

Forinden man anbringer løbetømmeret, må såvel dettes underside som det faste løbs overside være godt smurt ind med et velegnet smøremiddel bestående af oksetælle og sæbe. Når fastholdelsesanordningen udløses, glider kassen jævnt og stille i vandet, alt under forudsætning af, at beddingens hældning er valgt rigtigt. Før kassen søsættes, må man naturligvis sørge for at have fortøjninger og eventuelle slæbebåde parat.

Beddingens hældning vælges som regel 1:13 til 1:15 på den øverste strækning, og hældningen kan forøges mod slagbeddingen, hvis man ønsker at få en kort bedding. Man kan føre beddingen så langt ud, at kassen følger beddingen, indtil den løfter med forenden og svømmer frit, trykket på beddingen vil da aftage med vanddybden. Hvis kysten er stærkt hældende, kan man afkorte beddingsløbet og lade kassen dumpe, idet den da vil tage fart ud over slagbeddingen. I dette tilfælde vil denne blive meget kraftigt påvirket, og man må sørge for tilstrækkelig vanddybde for enden af beddingen.

Beddingen må naturligvis beregnes for de kræfter, der optræder under afløbningen. Ved skibsbygningen er det almindeligt at betragte kassen i bestemte stillinger for at få et begreb om påvirkningerne på beddingen.

Da et beddingsanlæg kan blive ret kostbart, har man søgt forskellige udveje til at reducere omkostningerne. Man kan nøjes med at støbe kassernes nederste del på beddingen og senere fuldende opstøbningen til fuld højde, idet kassen forankres ved en kaj eller ved et midlertidigt støbeanlæg med tilstrækkelig vanddybde. Man kan også støbe kasserne liggende på siden, idet de da må forsynes med et dæksel, så de ikke fyldes med vand under afløbningen. Skal man bygge mange kasser, kan man forlænge beddingens øvre del og stille flere kasser bag hinanden, i så fald kan det være en fordel at stille kasserne på tværs af beddingen.

I stedet for at lade kasserne løbe af på et løbetømmer, kan man bygge dem på en beddingsvogn, idet anlægget udformes nøjagtigt som en ophalerbedding. Kassen fires da af ved hjælp af et eller flere spil. Skal man fremstille et større antal kasser af ikke alt for store dimensioner, kan man også bygge dem over et spor vinkelret på beddingen og før afløbningen transportere dem een for een på tværs hen over beddingen.

Man har også i nogle tilfælde støbt kasserne på land eller på et særligt pieranlæg. Efter afhærdningen søsattes kasserne ved hjælp af en flydekran, som også transporterede kasserne til anbringelsesstedet.

Hvor pladsforholdene er knebne, kan man bygge kasserne på en platform, der ved hjælp af spindeler er ophængt i en stilladskonstruktion udført på tilstrækkelig vanddybde. Efterhånden som kassen støbes op på platformen, sænkes denne ned i vandet, og når kassen er færdigstøbt og afhærdet, sænkes platformen så dybt ned, at kassen svømmer og kan bugseres bort. Derefter hæves platformen påny op, og operationen gentages.

En speciel metode er anvendt og patenteret i Sverige. Fremgangsmåden går ud på, at kassen støbes på en platform, der bæres af et system af lodpæle. Platformen er midlertidigt fastholdt ind mod en eksisterende kaj. Når kassen skal sættes i vandet, giver man pælene et savnit lige over bunden, og når afstivningen fjernes, glider kassen lige så stille i vandet, idet pælene og de vandrette afstivninger danner et bevægeligt system.

Af andre metoder skal nævnes den i Gdynia havn anvendte metode, hvor man støbte kasserne liggende på siden og derefter bortgravede terrænet foran kasserne, således at de af sig selv gled i vandet.

Beregning af sænkekasser

På fig. 11 ses i tværsnit en ganske enkel sænkekasse med en længdevæg.

Stabilitet

Idet det foreløbigt forudsættes, at kassen har lodret flydestilling bestemmes dybgangen t ved anvendelse af Arkimedes lov. Derefter findes beliggenheden af

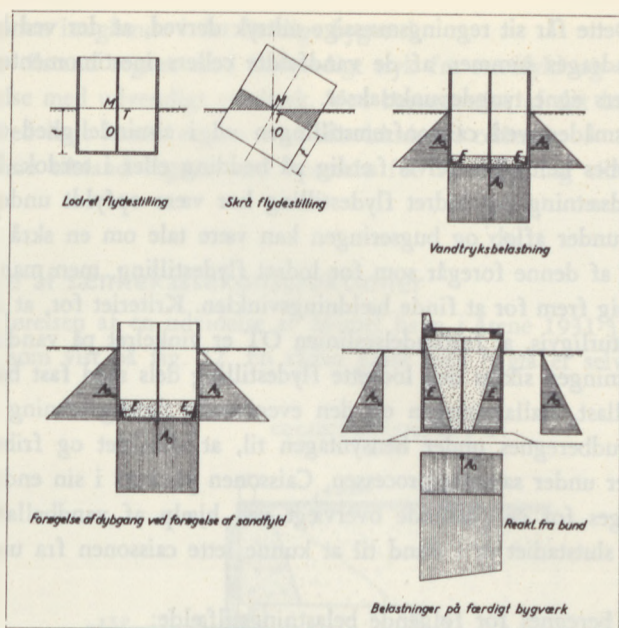


Fig. 11.

opdriftscentret O som tyngdepunkt for den fortrængte vandmængde. (For en rektangulær symmetrisk caisson ligger dette punkt naturligvis i højden $\frac{1}{2}t$ over bundpladen).

Caissonens stabilitet afhænger nu af den relative beliggenhed af tyngdepunktet T og opdriftscentret O . Når tyngdepunktet falder under opdriftscentret, er caissonen naturligvis stabil, men denne betingelse er kun sjældent opfyldt og er heller ikke nødvendig. Idet I_y betegner vandgangssnittets inertimoment omkring længdeaksen (I_{\min} i m^4) og V den fortrængte vandmasse ($m^3 = \text{caissonvægt i t}$) beregnes værdien $I_y : V$ (m), der afsættes lodret opad fra O . Derved kommer man til det såkaldte metacentrum M . En nærmere undersøgelse viser, at flydestillingen kun er stabil, når dette punkt ligger over tyngdepunktet. M kan opfattes som caissonens øjeblikkelige drejningspunkt eller „ophængningspunktet“ for pendulet MT . Denne opfattelse giver vistnok en ret håndgribelig forestilling om metacentrets natur.

Afstanden TM mellem tyngdepunkt og metacenter benævnes metacenterhøjden, og denne størrelse er bestemmende for caissonens stabilitet. I almindelighed må man regne med, at metacenterhøjden ikke må være mindre end ca. 30 cm.

Såfremt der anvendes vandballast, må det erindres, at denne er „levende“ og som følge heraf virker mindre stabiliserende end den samme ballastvægt i sten

eller sand. Dette får sit regningsmæssige udtryk derved, at der ved bestemmelsen af I_y må fradrages summen af de vandfyldte cellers inertimomenter om de respektive cellers egne tyngdepunktsakser.

Fremgangsmåden ved caissonfremstillingen vil i almindelighed være den, at caissonen støbes helt eller delvis færdig på bedding eller i tørdok. Den ovenfor nævnte forudsætning om lodret flydestilling bør være opfyldt under sætningen, medens der under afløb og bugseringen kan være tale om en skrå flydestilling. Bestemmelse af denne foregår som for lodret flydestilling, men man er her nødt til at prøve sig frem for at finde hældningsvinklen. Kriteriet for, at denne er den rigtige er naturligvis, at forbindelseslinien OT er vinkelret på vandlinien.

Under sætningen sikres den lodrette flydestilling dels med fast ballast og dels med vandballast. Ballasteringen og den eventuelle færdigstøbning af caissonen må nøje forudberegnes under hensyntagen til, at stabilitet og fribord har passende værdier under sætningsprocessen. Caissonen placeres i sin endelige stilling, idet der sørges for en passende overvægt ved hjælp af vandballast, således at man lige til slutstadiet er i stand til at kunne lette caissonen fra underlaget ved lænsning.

Caissonen beregnes for følgende belastningstilfælde:

a) Såfremt caissonen udføres (helt eller delvis) på bedding, undersøges påvirkningerne under afløbningen.

Idet der navnlig tænkes på afløbning i caissonens længderetning (liggende på længdevægge eller stående på bundpladen) vil caissonen som helhed fungere som en bjælke under påvirkning af egenvægt, opdrift og reaktioner fra beddingsløbet, og denne bjælkevirkning kan kræve en særlig armering ved caissonens over- og underside.

Det bemærkes, at en korrekt undersøgelse af afløbsprocessen er en temmelig indviklet affære, idet der dertil kræves en opstilling af bevægelseslinierne svarende til hver af afløbningens forskellige faser. Som regel vil denne undersøgelse blive udført tilnærmet, idet den momentane stilling af caissonen under afløbningen opfattes som en statisk ligevægtstilstand.

b) Caissonen under eventuel bugsering og sætning.

De forskellige elementer i caissonen undersøges for det største under disse processer optrædende vandtryk (\div tryk fra ballasten).

Ydervæggene må betragtes som delvis indspændte i bundpladen og som kontinuerlige over mellemvæggene, der kun skal overføre normalkræfter.

Bundpladen regnes kontinuerlig over mellemvæggene og skal kunne optage indspændingsmomenterne fra ydervæggene.

Ved disse undersøgelser vil det være rimeligt at påregne et tillæg til de normale tilladelige påvirkninger, f.eks. 20 %.

c) Caissonen indgående i det færdige bygværk.

I denne tilstand regnes med indvendigt tryk fra sandfyld og et overvandtryk i forbindelse med udvendigt vandtryk. Ved bestemmelse af det indvendige sandtryk kan ved høje kasser regnes med silovirkning i cellerne.

For denne tilstand regnes med normale for vandbygning tilladelige påvirkninger.

Udførelse af sænkekassekonstruktioner

Ved udførelsen af en udvidelse af Memel havn i årene 1931-32 anvendtes en kassetype, som vist på fig. 12. En sådan kasse med bagtå er selvfølgelig meget

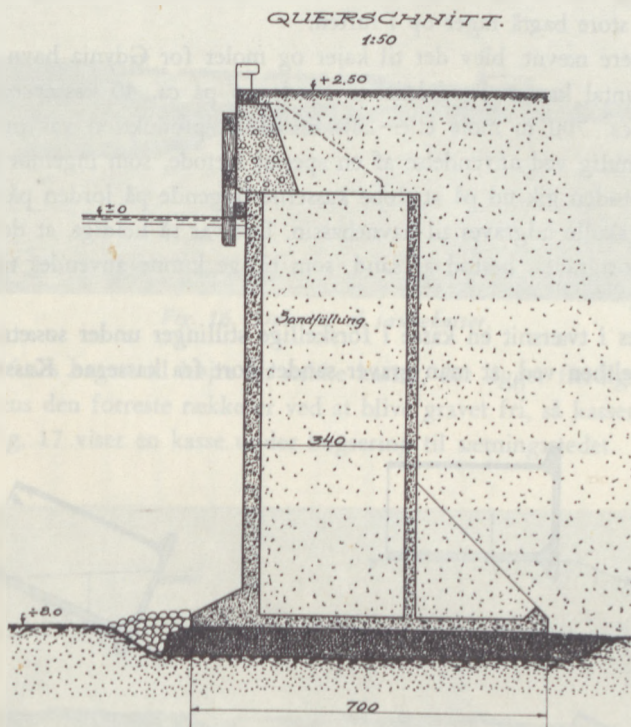


Fig. 12. Sænkekasse med bagtå.

økonomisk, men den er betydeligt vanskeligere at sætte og bugsere på grund af den skrå svømmestilling. Derimod er den skrå svømmestilling snarere en lettelse ved kassens sætning, idet det er en fordel, at kassen først træder på fundamentet langs en kant.

Kasserne blev støbt 2 og 2 på en normal toløbs bedding af træ, og da der udførtes to beddings, kunne der fremstilles 4 kasser ad gangen, således som det

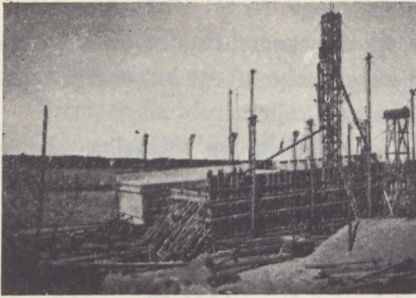


Fig. 13. Støbning af sænkekasse, Memel.

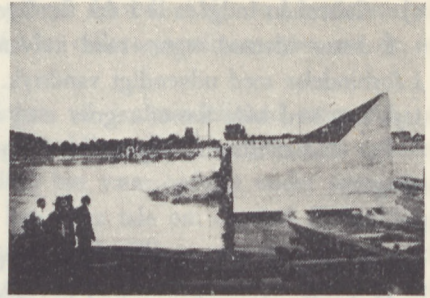


Fig. 14. Afløb af sænkekasse, Memel.

fremgår af fig. 13. På fig. 14 ses en kasse under afløb, den hviler på kassens forside, og den store bagtå rager op i luften.

Som tidligere nævnt, blev der til kajer og moler for Gdynia havn anvendt et meget stort antal kasser. Produktionen nåede op på ca. 40 kasser om måneden svarende til ca. 700 m mole eller kaj. En sådan produktion var med rimelige midler kun mulig ved anvendelse af en speciel metode, som ingeniør Schultz fik ideen til. Metoden gik ud på at støbe kasserne liggende på jorden på det terræn, der alligevel skulle udgraves til havnebassin. Det var så heldigt, at det materiale, som skulle bortgraves, bestod af sand, som tillige kunne anvendes til fyld i og bag kasserne.

På fig. 15 ses i tværsnit en kasse i forskellige stillinger under søsætningen, som foregår simpelthen ved, at man graver sandet bort fra kasserne. Kasserne støbtes

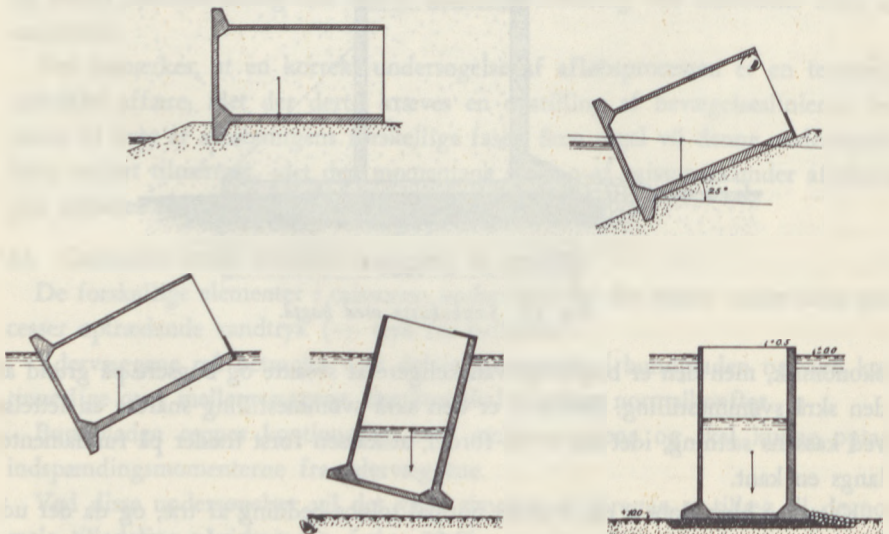


Fig. 15. Søsætning af sænkekasser, Gdynia.

liggende på siden, hvilket tillod anvendelse af en standardforskalling, som let kunne fjernes i store elementer.

Kasserne måtte forsynes med en delvis afdækning, da de kom i vandet i en skrå svømmestilling, der varierede en del, alt efter som kasserne var symmetriske eller ej.

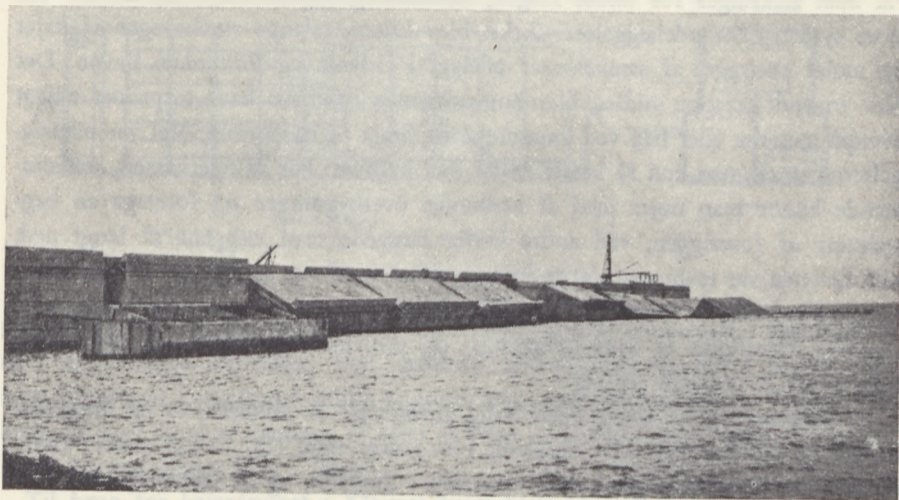


Fig. 16. Støbning af sænkekasser.

På fig. 16 ses bagest til højre en række kasser, der ligger færdigstøbte på terrænet, medens den forreste række er ved at blive gravet fri, så kasserne kan glide i vandet. Fig. 17 viser en kasse under bugsering til sætningsstedet.



Fig. 17. Bugsering af sænkekasse.

Før man gik i gang med en produktion i så stor stil, foretog man naturligvis en række undersøgelser og udførte bl.a. modellforsøg, som bekræftede de opstillede forudsætninger og udførte beregninger.

I det store og hele har anvendelsen af sænkekasser givet tilfredsstillende resultater, og at de er ganske modstandsdygtige under særligt voldsomme belastninger, fik man erfaringer for under krigen, hvor mange havneværker blev udsat for store systematiske ødelæggelser. F.eks. blev kilometerlange strækninger af kajer og moler opbygget af sænkekasser ødelagt i Gdynia og Rotterdam havne. Der blev anvendt skrappe midler, bl.a. anvendte man i Gdynia havn torpedoer oplagt ovenpå molerne eller bag ved kajmurene og bragt til eksplosion. Vel var ødelæggelserne store, men kun få kasser måtte helt opgives. For mange kassers vedkommende kunne man nøjes med at nedhugge overbygningen og foretage en bagstøbning af forvæggen, ved andre kasser huggede man væggene så langt ned, som betonen var revnet og støbte en ny overdel, som vist på fig. 18. Denne fremgangsmåde tillod en hurtig genopbygning og ibrugtagen af konstruktionerne, men krævede naturligvis et stort opmålings- og projekteringsarbejde, da hver kasse faktisk var et problem for sig.

Et eksempel på en noget usædvanlig anvendelse af sænkekasser er Invasionshavnen på Normandiets kyst. Kasserne blev i stort antal (ca. 12 km kasser) fremstillet i største hemmelighed rundt omkring i England, og de læmoler, hvortil de var bestemt, blev etableret i løbet af få uger, her var prefabrikation på sin plads, da arbejde på stedet nok kan siges at skulle foregå på et udsat sted. Den vigtigste kassetype var den såkaldte Phoenix-caisson, som ses på fig. 19. Kasserne var,

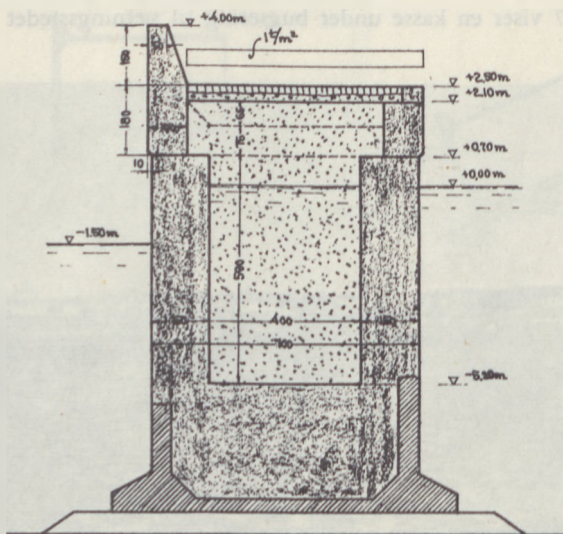


Fig. 18. Reparation af mole på jernbetonkasser..

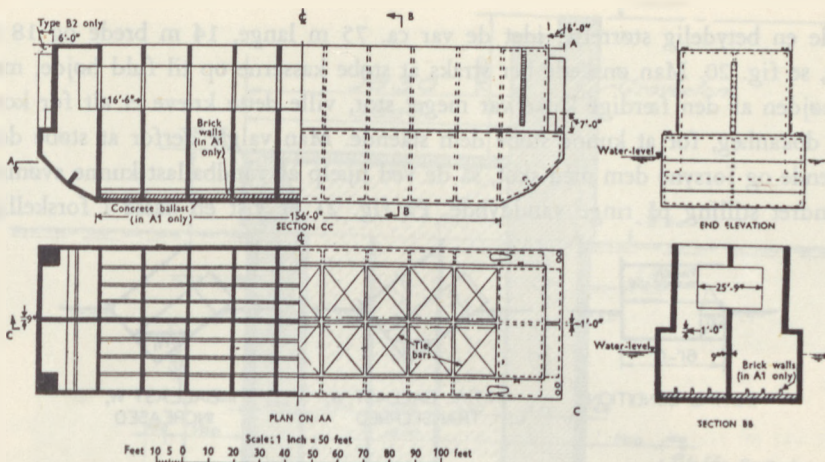


Fig. 19. Phoenix-caisson.

som det ses, af betydelig størrelse og blev hovedsageligt fremstillet i eksisterende eller midlertidige tørdokker. Ved kassernes udformning var der i nogen grad taget hensyn til, at kasserne skulle bugseres over længere strækninger (indtil 200 km). Et stort antal af kasserne er efter at være genindvundne anvendt til permanente konstruktioner bl.a. i Island.

Til brug for kaj anlægget i Kitimat havn blev anvendt en fremstillingsmåde, hvor kasserne støbtes liggende på siden i en midlertidig byggegrube. Kasserne

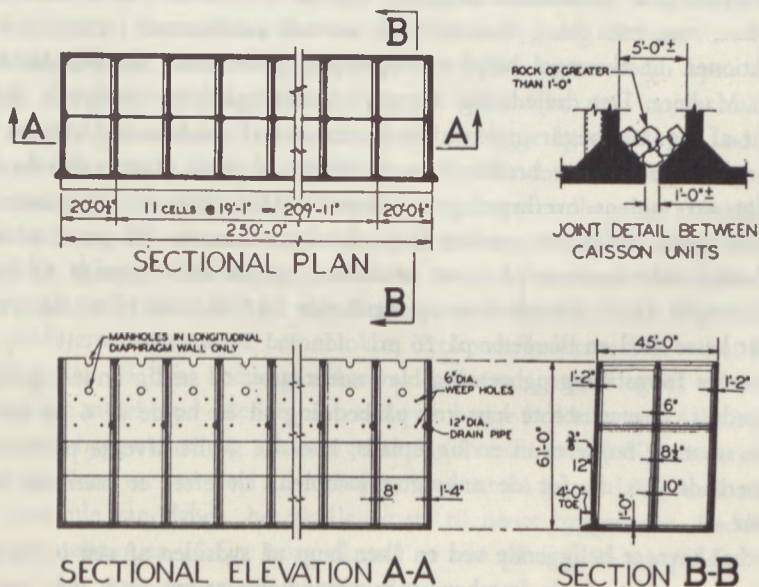


Fig. 20. Details of caisson, Kitimat havn.

havde en betydelig størrelse, idet de var ca. 75 m lange, 14 m brede og 18 m høje, se fig. 20. Man ønskede her straks at støbe kasserne op til fuld højde, men da højden af den færdige kasse var meget stor, ville dette kræve et alt for kostbart doka-læg, for at kunne støbe dem stående. Man valgte derfor at støbe dem liggende og forsyne dem med skot, så de ved hjælp af vandballast kunne svømme i vandret stilling på ringe vanddybde. På fig. 21 er vist en kasse i forskellige

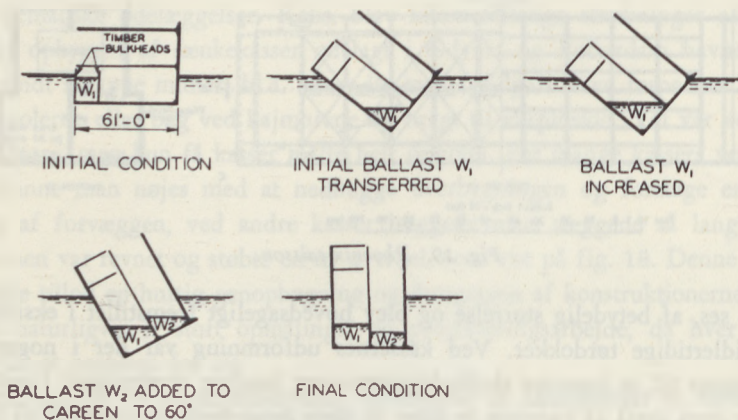


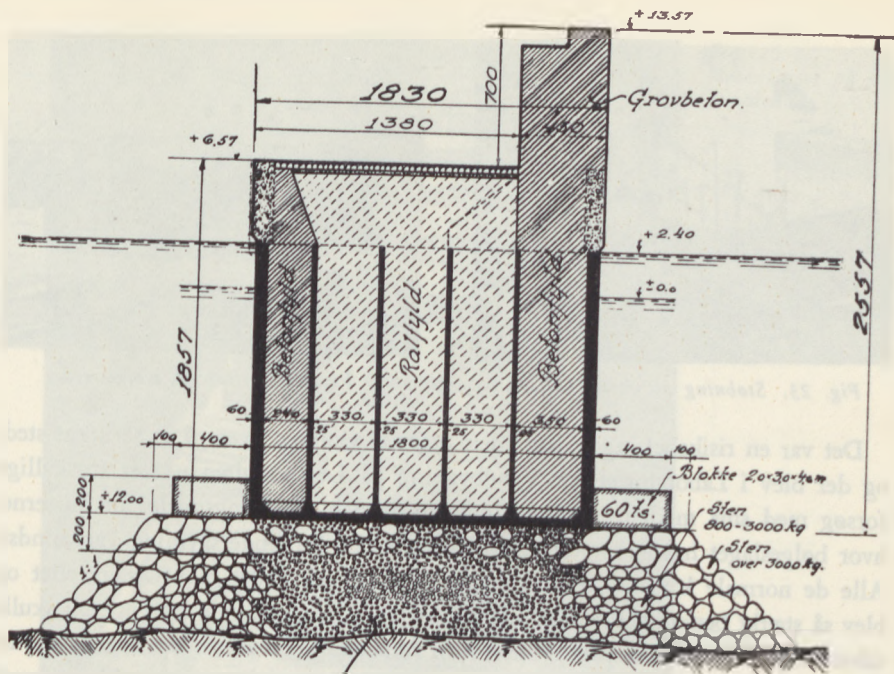
Fig. 21. Bugsering og opretning af caissoner.

stillinger, fra den svømmes ud af den midlertidige dok, til den er klar til at sættes på sit blivende sted.

Ved bygning af havnemoler anvendes ofte en kombination af stenkastning og og blokke, men man har i visse tilfælde anvendt sænekasser i stedet for blokkostruktio-ner. Et eksempel herpå er bygningen af en mole for Funchal-havnen på øen Madeira. Det drejede sig her om en mole på stor vanddybde. Som det fremgår af fig. 22, består molen af et fundament af stenkastning afrettet i kote $\div 12$ og med en så stor bredde foroven, at der er plads til sænekasserne. Oprindeligt var molens overbygning projekteret udført som en blokkonstruktion, men blev under udførelsen ændret til jernbetonsænekasser. På grund af molens store bredde står kasserne på tværs af molen, og der blev anvendt 33 normale kasser, længde 18 m, bredde 9 m og totalhøjde 14,5 m samt til molehovedet en cirkulær kasse med en diameter på 26 m.

Kassernes fremstilling og sætning blev underkastet en særlig undersøgelse, som resulterede i, at man støbte kasserne på bedding til en højde af 6 m, hvorefter de blev søsat og bugseret til en liggeplads, hvor de skulle afvente påstøbning af de resterende 8,5 m, før de anbragtes i molen, alt efter et nærmere fastlagt program.

Funchal-havn er beliggende ved en åben bugt på sydsiden af øen og ligger for så vidt ret gunstigt, da de fremherskende vinde kommer fra nord, men om vinte-



Haandsten og Ra

Fig. 22. Tværsnit af mole, Funchal.

ren indtræffer en periode med dårligt vejr og stærke storme, som forhindrer alt arbejde på søen. Havneforholdene var før molens bygning dårlige, idet der kun fandtes en lille ca. 100 m lang pier vinkelret ud fra kysten foran byen samt en lille kaj, forsynet med bølgebryder, bygget i forbindelse med nogle småklipper ude i havet. Man stod da overfor den opgave at bygge og søsætte de nødvendige kasser på den næsten åbne Atlanterhavskyst. Da der forud for kassernes anbringelse i molen skulle udføres et omfattende arbejde med udlægning af stenkastninger, kunne man dog udstrække arbejdet med kasserne over flere byggesæsoner.

Der blev anlagt to beddinger på stranden tæt ved den eksisterende pier. Strækningerne på land blev udført af træ, medens strækningerne i søen blev udført af svære profiljern, hvilende på betonblokke, der med flydekran blev udsat i forud gravede huller. På hver bedding støbtes to kasser ad gangen og til sidst støbtes det cirkulære molehoved stående på tværs over begge beddingerne. Alle 34 kasser støbtes i een byggesæson, og afløbningerne forløb uden uheld. Kasserne, som ved søsætningen kun var støbt op i 6 m højde, blev sat på grund langs med stranden på en passende vanddybde, her skulle de stå til næste byggesæson. Beddingsanlægget og støbningen af fire normalkasser er vist på fig. 23 og på fig. 24 ses afløbet af den store caisson til molehovedet.

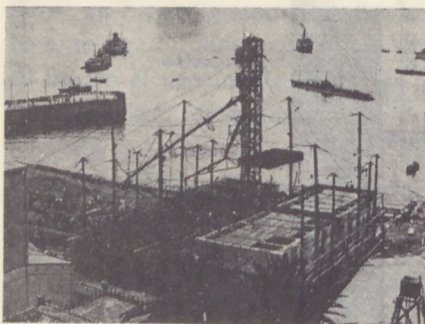


Fig. 23. Støbning af normalkasser.

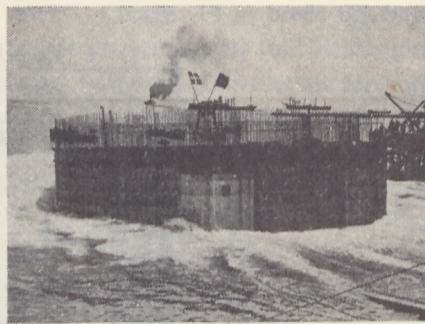


Fig. 24. Afløb af molehoved.

Det var en risikabel sag at have dem stående vinteren over på et så udsat sted, og der blev i Laboratoriet for Vandbygning på Læreanstalten udført forskellige forsøg med små modeller for at finde ud af den opstillingsmåde for kasserne, hvor bølgeslaget havde ringest virkning, og faren for underskylning var mindst. Alle de normale kasser klarede sig godt, kun molehovedet blev underskyttet og blev så stærkt beskadiget, at det måtte kasseres. I den følgende byggesæson skulle udsætningen af kasserne påbegyndes, men først skulle de støbes op til fuld højde. Der blev hertil indrettet to støbepladser, hvor kasserne efter at være blevet bragt



Fig. 25. Støbeanlæg på søen.



Fig. 26.
Sænkekasser på plads
i molen.

flot, kunne slæbes hen for at blive støb færdige. Den ene støbeplads indrettedes ved den eksisterende kaj og den anden ved en kunstig ø dannet af 3 kasser. Dette anlæg er vist på fig. 25.

Efter opførelsen til fuld højde bugseredes kasserne til molen, hvor de sattes på plads i molen. De yderste rum udstøbtes med beton og de inderste fyldtes med ral. Der blev i sæsonen sat 13 kasser, og disse stod derefter vinteren over, for-

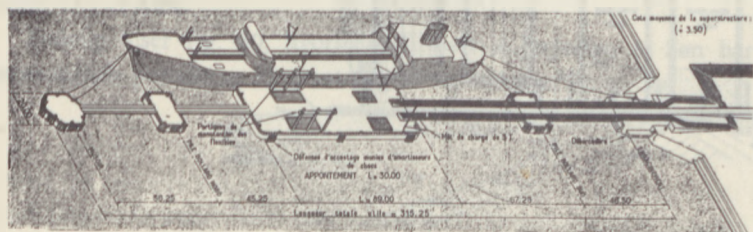


Fig. 27.
Oliepieranlæg,
Laverra.

Ved bygning af forskellige moderne pieranlæg for tankskibe har man anvendt sænkekasser af forskellig type, bl.a. ved Englands nye anlæg ved Fawley bygget af Christiani & Nielsen og Frankrigs store oliehavn Laverra ved Marseille.

Et moderne oliepieranlæg er skematisk vist på fig. 27. Den omfatter først og fremmest en centralt beliggende platform, hvor man kobler ledningerne fra land til tankskibets ledningsnet. Platformen skal være så solid, at den kan optage stødene fra tankskibene, når disse lægger til, og dette opnås ved at anvende sænke-

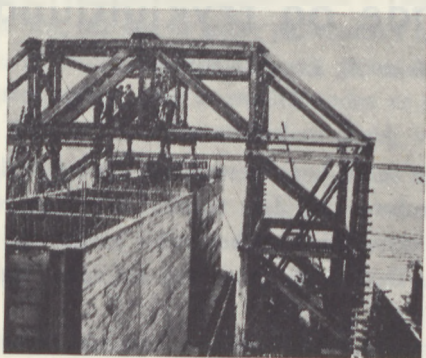


Fig. 30. Flydekran med sænkekasse.

kasser til bæring af platformen. Disse sænkekasser skal for de store supertankere kunne optage vandrette stød på op til 600-800 ts. Desuden skal der være et antal Duc d'Alber, som regel 3 eller 4, til anbringelse af fortøjninger, og disse bliver også udsat for store vandrette kræfter.

Ved Fawley er anvendt sænkekasser af cirkulær form, et tværsnit er vist på fig. 28. Kasserne blev fremstillet dels i en flydedok og dels på et særligt anlæg, hvor de støbtes på en platform, som sænkedes ned i vandet, efterhånden som kassen støbtes op.

Ved Laverra anvendtes en særlig udførelse, som fremgår af fig. 29. Man støbte først lave sænkekasser eller bakker som udsattes på den afrettede bund. På hver bakke anbragtes små cirkulære sænkekasser, og mellemrummet mellem bakkernes lodrette vægge og de cylindriske kasser udstøbtes under vand med beton. På denne måde opnåede man med forholdsvis små elementer at fremstille en meget solid Duc-d'Albe.

Endelig viser fig. 30, hvorledes firmaet A. Jespersen & Søn har anvendt en svømmende portalkran til søsætning af sænkekasser.

Sænkebrønde og trykluffundering

Af direktør, civilingeniør M. Lassen-Nielsen.

Sænkebrønde

En sænkebrønd er en solidt konstrueret kasse uden fast låg og bund. Den er i almindelighed af jernbeton, og dens tværsnit kan være rektangulært, elipseformet eller rundt. En sænkebrønd sænkes ned i jorden ved at man graver jorden bort inde i brønden. Derved vil denne ved sin egen vægt eller ved påført belastning synke ned.

Sænkebrønde af murværk blev tidligere anvendt temmelig meget, hovedsagelig til bropiller, men også til kajmure. Det var dog langt fra en let og sikker funderingsmetode, og der er talrige beskrivelser af de vanskeligheder, der undertiden måtte overvindes. Man havde ikke dengang — for et halvt århundrede siden — de muligheder for jordbundsundersøgelser, vi har i dag. Det var derfor ikke så sjældent, at en sænkebrønd lidt efter lidt under sænkningen kom til at hælde så meget til den ene side, at den ikke kunne rettes op igen. Brønden måtte så fjernes, og dette skete gerne ved, at den sprængtes i mindre stykker.

Man anbragte sænkebrønden således, at en forskydning på 25-30 cm ikke betød noget, idet overbygningen til en bropille eller en kajmur alligevel kunne udføres i den rigtige position og tilmed skjule, at sænkebrøndene var lidt ude af linie.

Med alle de tekniske midler, vi i dag har til vor rådighed, og med de muligheder, vi har til at kende de varierende jordlag, som en sænkebrønd skal føres ned gennem, skulle den opgave at sænke en stor brønd nogenlunde rigtigt ikke være særlig vanskelig. Når sænkebrønden dog alligevel forholdsvis sjældent anvendes, er det fordi vi har andre ligeså gode eller bedre konstruktioner, der kan anvendes i stedet. Et fundament kan sænkes ved trykluff eller udføres i en åben byggegrube eller anbringes på en rammet pælegrube.

En brønd, der skal sænkes i vand, kan støbes i en tørdok, på en bedding eller ophængt i et stillads over det sted, hvor den skal sænkes.

Skal brønden sænkes på land, støber man den over det sted, hvor den skal sænkes. Den støbes ofte på et svelle- eller betonfundament, der fjernes, når sænkningen skal begynde. Udgravning i en sænkebrønd er altid dyrere end almindelig

udgravning, og derfor graver man så vidt muligt jorden bort ned til grundvandstanden, før man støber sænkebrønden.

I det følgende skal nærmere omtales sådanne sænkebrønde, som skal danne fundament for en bropille eller lignende og derfor som oftest skal transporteres til sænkestedet ude i vandet. Også i dette tilfælde graver man i forvejen en del af jorden bort, således at der i bunden af vandløbet dannes en fordybning med en afrettet vandret bund.

Sænkebrønden støbes i tørdokken, og hvis denne er dyb nok, støbes brønden til en sådan højde, at den, når den er stillet på bunden i udgravningen, rager ca. 2.5 m over højvande. Er tørdokken ikke dyb nok, støbes kun en del af væggene i dokken, medens resten støbes, efter at sænkebrønden er søsat og fortojlet til en kaj eller stilladsbro. Brønden kan for stivhedens skyld, ved indvendige vægge,

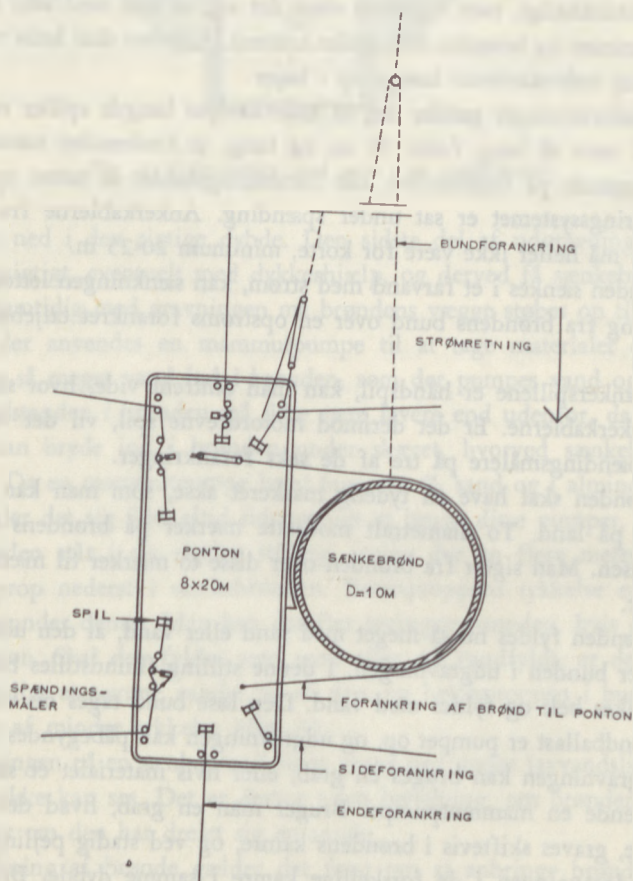


Fig. 1. Anbringelse af sænkebrønd fra forankret ponton.

være delt op i kamre, og den har fornedet langs hele omkredsen et stålskær, der hælder 15-20 cm eller mere udad i forhold til brøndenes ydersider. Under sænkningen vil det mellemrum, der af skæret dannes mellem jord og væg, ganske vist fyldes med sand eller jord, men friktionen langs sænkebrøndens sider vil dog blive mindre, end hvis det udragende skær ikke havde været.

Sænkebrønden er næsten altid forsynet med en provisorisk bund, før den tages ud af dokken eller søsættes fra en bedding. Er sænkebrønden lille og let, kan den løftes af en flydekran eller ponton, og den behøver da ikke at have nogen provisorisk bund. Den afbalancerede, men flydende sænkebrønd slæbes til sænkingsstedet. Brønden kan være fortøjet til en pram, der bærer forhalingsspillene. Det er som oftest upraktisk at anbringe spillene på selve sænkebrønden (fig. 1).

Sænkebrønden eller rettere prammen, som støtter brønden, skal under sænkningen ned i udgravningen være forankret med mindst 6 ankre. Teoretisk skulle 4 ankre være tilstrækkeligt, men i praksis viser det sig, at kun med seks fortøjninger får man prammen og brønden helt under kontrol. Ankrene skal helst være lagt ud i forvejen, og ankerkæderne hængt op i bøjer.

Ved ankerfortøjninger gælder det, at ankerkædens længde spiller en stor rolle. Kæden skal være så lang, f.eks. 50 m, og tung, at kædeenden nærmest ankeret forbliver liggende på flodbunden, når forankringskablet er tottet op, d.v.s. når hele forankringssystemet er sat under spænding. Ankerkablerne fra kædeenden til ankerspil må heller ikke være for korte, minimum 20-25 m.

Skal brønden sænkes i et farvand med strøm, kan sænkningen lettes ved at føre en forankring fra brøndens bund over en opstrøms forankret taljeblok til et spil på pramme.

Såfremt ankerspillene er håndspil, kan man omtrent vide, hvor stor spænding der er i ankerkablerne. Er det derimod motordrevne spil, vil det være klogt at anbringe spændingsmålere på tre af de seks forankringer.

Sænkebrønden skal have en tydelig markeret akse, som man kan sigte til fra to punkter på land. To diametralt modsatte mærker på brøndens overkant angiver broaksen. Man sigter fra brønden over disse to mærker til mærker på begge flodbredder.

Sænkebrønden fyldes nu så meget med sand eller vand, at den uden at krænge næsten rører bunden i udgravningen. I denne stilling finindstilles brønden, hvorpå den sænkes helt og fyldes med vand. Den løse bund tages nu ud, efter at en eventuel sandballast er pumpet op, og udgravningen kan påbegyndes (fig. 2).

Ved udgravningen kan bruges en grab, eller hvis materialet er sand, kan man måske anvende en mammutpumpe. Bruger man en grab, hvad der er det mest almindelige, graves skiftevis i brøndens kamre, og ved stadig pejling prøver man at holde udgravningen i de forskellige kamre i samme dybde. Brønden vil nu synke langsomt ned, men sjældent lige meget i hver side eller ende. Man

må derfor grave lidt dybere i den høje side, ofte med det resultat, at denne side nu synker for meget. På den måde „vakler“ sænkebrønden nedad, men kommer

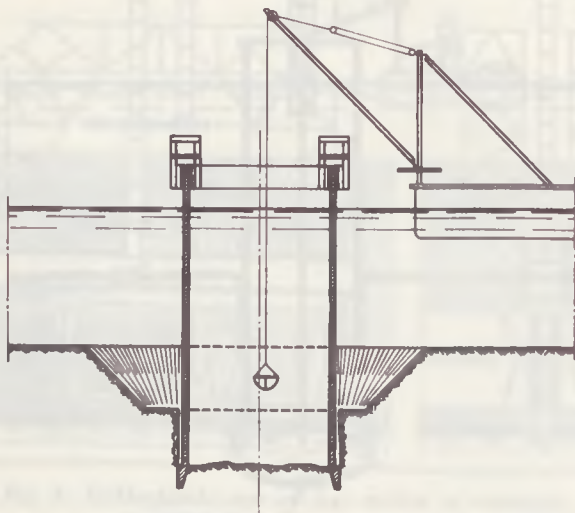


Fig. 2. Udgravning med grab i en sænkebrønd.

dog til slut ned i den rigtige dybde. Den sidste del af udgravningen kan man foretage forsigtigt, eventuelt med dykkerhjælp, og derved få sænkebrønden til at stå lodret. Samtidig med gravningen må brøndens vægge støbes op til fuld højde.

Såfremt der anvendes en mammutpumpe til at tage materialet op, skal der pumpes lige så meget vand ind i brønden, som der pumpes vand og sand ud af denne. Vandstanden i brønden må ikke være lavere end udenfor, da vandet udefra ellers kan bryde ind i brønden under skæret, hvorved sænkebrønden kan få slagside. Da en mammutpumpe højst tager 12 % sand og i almindelighed kun 5-6 %, betaler det sig ikke altid tidsmæssigt at bruge disse pumper.

Når brønden står i sin rigtige stilling, støbes der en flere meter tyk undervandsbetonprop nederst i sænkebrønden. Betonproppens tykkelse er bestemt af vandtrykket under denne. Man kan derefter tørlægge brønden, hvis den skal fyldes med beton. Skal den fyldes med sand eller stå vandfyldt, er det naturligvis ikke nødvendigt at tømme vandet ud af den, og betonproppen i bunden kan da måske være af mindre tykkelse (fig. 3).

Overbygningen på en sænkebrønd føres gerne ned under lavvandslinien, således at brønden ikke kan ses. Det er derfor uden betydning, om brønden er lidt ude af linie, eller om den har drejet sig en smule.

Ved sænkning af brønde gælder det først om at anbringe brønden nøjagtigt i linie og retning på en plan flade i flodbunden. Hvis undergrunden består af

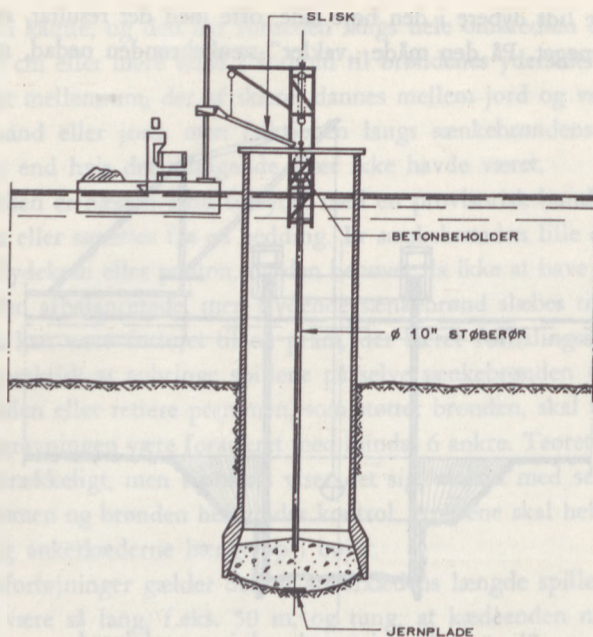


Fig. 3. Støbning af bundprop under vand.

vandrette lag, skulle der ikke være nogen særlig grund til, at sænkebrønden ikke på få cm nær skulle komme ned på sin nøjagtige plads. Skråner jordlagene derimod, får brønden let en tendens til at glide. Strømtryk kan også indvirke på en brønd, men kun i ringe grad. Man har forsøgt at ramme svære, hule jernpæle fyldt med beton på den side af en sænkebrønd, hvortil denne kan forventes at ville forskydes. Brønden glider her langs pælene, og resultatet har ofte været tilfredsstillende.

Trykluftfundering

Fundering ved hjælp af trykluft kan udføres enten ved anvendelse af en dykkerklokke, der ikke selv indgår som en permanent del af funderingen eller ved anvendelse af en trykluftcaisson, der senere indgår som en blivende del af funderingen.

Princippet for dykkerklokke og trykluftcaisson er det samme, nemlig en stor kasse med dæk, men uden bund. Kassen er forsynet med skakt op til trykluftslusen, og luften i rummet under dækket fortættes så meget, at denne holder ligevægt med vandtrykket udenfor.

Dykkerklokken er altid konstrueret af stål, og den anskaffes kun, hvis den kan anvendes mange gange. Da dette ikke ret ofte er tilfældet, anvendes dykkerklokke

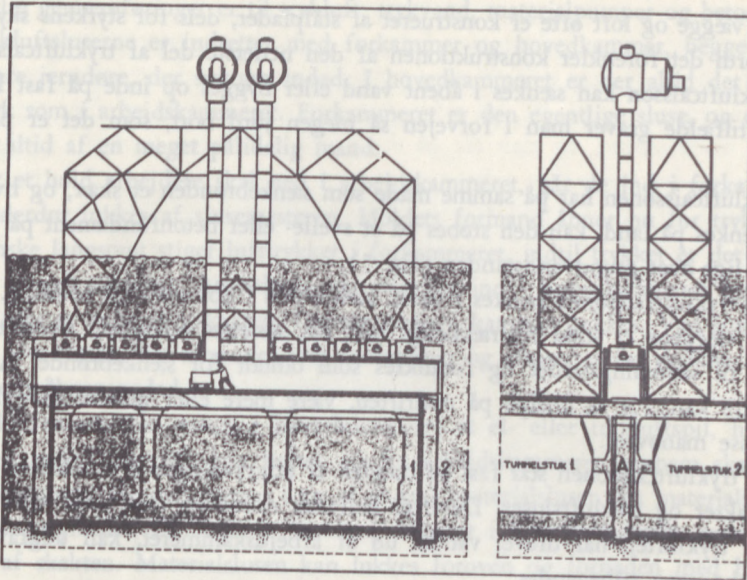


Fig. 4. Dykkerklokke over en fuge mellem to tunneldele.

forholdsvis sjældent. En dykkerklokke bruges kun i åbent vand, og den skal, når den er sænket, belastes, så den, når den er vandtom, er tungere end sin opdrift. Dykkerklokken må derfor hænge i et stillads eller sættes på nedrammede træpæle (fig. 4).

Trykluftcaissonen udføres næsten altid i jernbeton, idet dog selve arbejdskam-

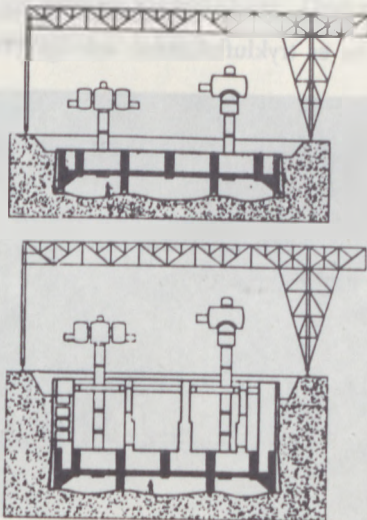


Fig. 5. Trykluftcaisson under sænkning.

merets vægge og loft ofte er konstrueret af stålplader, dels for styrkens skyld, og dels fordi det forenkler konstruktionen af den nederste del af trykluftcaissonen. En trykluftcaisson kan sænkes i åbent vand eller bygges op inde på fast land. I begge tilfælde graver man i forvejen så megen jord bort, som det er praktisk muligt.

Trykluftcaissonen har på samme måde som sænkebrønden et skær, og hvis den skal sænkes på land, kan den støbes på et svelle- eller betonfundament på sænkestedet, lige over grundvandstanden (fig. 5).

Skal trykluftcaissonen sænkes i vand, støbes den i dok eller på bedding.

Når væggene er støbt tilstrækkeligt højt op, søsættes caissonen, hvorefter den slæbes til sænkingsstedet og forankres som omtalt for sænkebrønde. Arbejdskammere kan, for at hjælpe på opdriften, være mere eller mindre luftfyldt under disse manøvrer.

Når trykluftcaissonen står fast på bunden af udgravningen i vandløbet, anbringes skakter og trykluftsluser. Derefter ballastes caissonen med sand eller beton, og når trykluftten har drevet vandet ud af arbejdskammeret, kan udgravningen og sænkningen påbegyndes.

En trykluftcaisson er udsat for vandets fulde opdrift, og da den tilmed skal overvinde friktionen af jorden mod dens ydersider, må den ofte belastes med en betydelig vægt af vand, sand eller beton for at få den nødvendige overvægt. Belastning med vand kan være risikabelt, fordi vandet, hvis caissonen hælder, løber til den hældende side.

Trykluftcaissonen kan have rektangulært, elipseformet eller cirkulært tværsnit. Arbejdskammeret er 2,5-2,8 m højt. I dets dæk er der flere udspæringer eller gennemføringer. De to største er til mandskabs- og materialsakterne. På den øverste ende af skakterne er trykluftsluserne anbragt (fig. 6).



Fig. 6. Arbejdskammer i en trykluftcaisson støbt i dok.

Andre gennemføringer er til trykluft, trykvand, materialpumper og betonsluser. Trykluftsluserne er indrettet med forkammer og hovedkammer, begge lukket af svære jerndøre, der svinger indad. I hovedkammeret er der altid det samme lufttryk som i arbejdskammeret. Forkammeret er den egentlige sluse, og den betjenes altid af en meget pålidelig mand.

Når et hold arbejdere skal ned i arbejdskammeret, går de ind i forkammeret hvis yderdør lukkes af slusemesteren. Holdets formand åbner nu for tryklufften, og ganske langsomt stiger lufttrykket i forkammeret, indtil trykket er det samme som i hovedkammeret. Arbejderne går derefter ind i hovedkammeret og nedad stigen, der er anbragt i skakten. Dørene mellem kamrene lukkes. Ved små sluser er det ofte slusen, der anvendes som forkammer og afspærres fra skakten med en lem, som åbner nedad.

Trykluftslusen har øverst i hovedkammeret et el- eller trykluftspil, hvormed jord og andet materiale kan hejses op fra arbejdskammeret gennem skakten. I hovedkammeret tømmes jorden i en af to små materialsluser. En materialsluse er en aflang cylinder, 60-70 cm i diameter, anbragt i hovedkammerets gulv på siderne af skakten. Materialslusen kan lukkes foroven og forneden med lufttætte dæksler, der dog ikke kan åbnes samtidig. Når spilmanden har tømt en spand jord ud i en af materialsluserne, lukker han øverste dæksel og signalerer til manden udenfor, der derefter åbner nederste dæksel. Materialet løber så selv ud af slusen og over en slisk ned på en pram eller ud i en tipvogn eller eventuelt ud på et transportbånd.

Skal der bringes materialer ind, f.eks. beton i arbejdskammeret, bruges en materialsluse, der er anbragt over arbejdskammerets loft, men ellers er af samme konstruktion som ovenfor omtalte materialsluser. Dog er sådanne „betonsluser“ gerne meget større og rummer 1.0-1.5 m³.

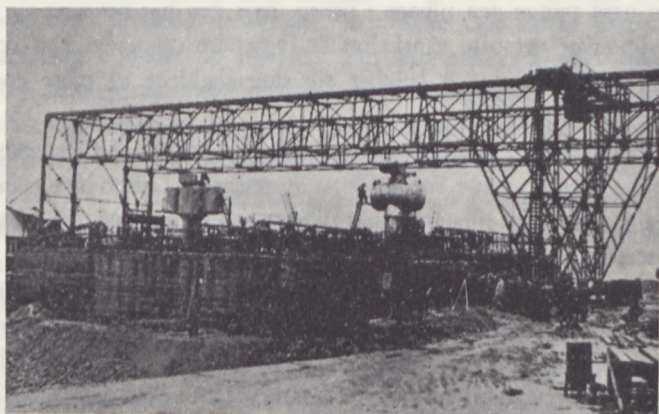


Fig. 7. Caissonen under sænkning, set fra terrain.

Når der skal indbringes større mængder beton i arbejdskammeret, f.eks. til udstøbning af dette, undgår man helst de almindelige materialsluser. Man anbringer i stedet et antal \emptyset 6"-8" rør i trykluftcaissonens dæk og jævnt fordelt over arbejdskammerets areal. På den udvendige frie ende af hver af disse rør anbringes en materialsluse, og man får på denne måde betonen fordelt i arbejdskammeret uden den besværlige sidetransport, som arbejderne ellers må foretage.

Fjernelse af jord fra arbejdskammeret gennem skakt og materialsluse er langsom og besværlig. Man bruger derfor, hvor det er muligt, at pumpe jorden ud. Især anvender man fortrinsvis mammutpumper, der kan anbringes med en indbyrdes afstand af 5-6 m. Mammutpumpens åbning skal ligge *een* meter eller mere under trykluftcaissonens skær, og der skal tilføres så meget vand udefra, at rørmundingen er mindst 0,75 m under vandoverfladen inde i trykluftkammeret. Pumpens stigrør er med en bøsning ført gennem arbejdskammerets loft.

En trykluftcaisson kan selvfølgelig på samme måde som en sænkebrønd bringes til at synke kontinuerligt, eftersom udgravningen i arbejdskammeret skrider frem, men det er ikke altid, man gør dette. Den bedste fremgangsmåde er at holde caissonen fast i f.eks. 6-8 timer ved ikke at grave for nær til skæret. Kort før en påtænkt sænkning skal finde sted, forhøjes lufttrykket i arbejdskammeret med ca. 0.1 atm., og man graver nu jorden bort langs ydersiderne omtrent til skærets underkant. Alle arbejdere med undtagelse af caissonmesteren forlader derefter arbejdskammeret gennem trykluftslusen. Caissonmesteren åbner nu en udluftningsventil, hvorved trykket i arbejdskammeret pludselig falder $\frac{1}{2}$ -1 atm. Caissonen, som derved får en pludselig og betydelig belastning, kommer straks i bevægelse og synker hurtigt 0,5-1,0 m. Denne hurtige sænkning bevirker, at caissonen får en tendens til at gå lodret ned. Efter sænkningen sættes der straks fuld tryk på arbejdskammeret. En øvet caissonmester kan også ved mere eller mindre udgravning langs skæret eller ved brug af skyllerør ikke alene holde caissonen lodret, men også tvinge den tilbage i linien, hvis den har bevæget sig lidt ud fra denne. Derimod er det ofte vanskeligt at forhindre caissonen i at dreje sig om sin lodrette akse. Drejningen beløber sig dog sjældent til mere end nogle få grader.

Tryklufften leveres af compressorer. Tidligere brugtes altid stempelcompressorer, men nu bruges gerne roterende compressorer. Luften fra compressorerne skal passere et filter, der tilbageholder oliestøv, og luften bør nedkøles til en passende temperatur.

Compressorerne arbejder uafbrudt og vil derfor skabe overtryk i arbejdskammeret, hvis man ikke sørger for, at en væsentlig del af luften kan undslippe enten under skæret eller gennem ventiler. Man opnår derved også den nødvendige og den i loven foreskrevne luftfornyelse for arbejderne. Man kan lade luften undslippe under skæret, men da luften naturligvis søger den vej, hvor der er mindst

modstand, vil den strømme ud på de steder, hvor jorden er mest porøs eller mest vandholdig. Dette bevirker igen, at caissonen kan forskyde sig imod disse jordlag. Bedre er det derfor at anbringe en udluftningsventil i arbejdskammerets loft. En stor del af trykluftten forbruges også til ind- og udslusning af arbejdere og materialer.

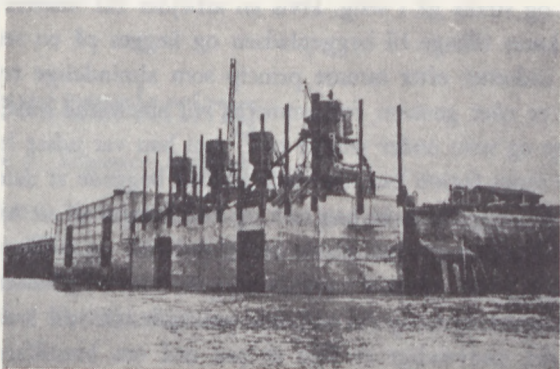


Fig. 8. Caisson under sænkning. Skakter med sluser forlænget op over caissonens vægge.

De folk, der skal arbejde i trykluft, må have et godt helbred. De skal godkendes af en læge, og hvis der arbejdes under større overtryk end 1.5 atm., skal der til stadighed være en samarit på byggepladsen.

De fleste lande har en caissonlov, der foreskriver ind- og udslusningstider samt tilladt arbejdstid i arbejdskammeret svarende til de forskellige tryk. Grunden hertil er, at arbejde i trykluft kan fremkalde caissonsyge (dykkersyge). Den er meget smertefuld og kan medføre patientens død, hvis han ikke snarest bliver behandlet, d.v.s. bliver lagt i en sygesluse.

Caissonsyge fremkommer ved, at et menneske i den sammentrykkede luft nok kan omsætte den forøgede iltmængde, men ikke den større kvælstofsmængde, der vil samle sig i blodet og ligefrem kan danne blærer, der udvider sig, når manden ikke længere er under overtryk. Hvis overgangen fra trykluft til atmosfærisk luft er tilstrækkelig langsom, vil kvælstoffet derimod få lejlighed til at undvige og derfor ikke medføre ubehageligheder. Hvis overtrykket i arbejdskammeret er f.eks. 1 atm. ved et såkaldt „blow out“, vil folkene i arbejdskammeret, dog ikke blive syge, såfremt det oprindelige tryk er genopnået efter nogle minutters forløb.

Når arbejderne befinder sig i forkammeret på vej til arbejdskammeret, hvor der f.eks. er 2 atm. overtryk, sker trykstigningen kun forholdsvis langsomt. Det varer en 20-30 minutter, før der er fuldt tryk i forkammeret. I arbejdskammeret kan folkene nu arbejde i ca. 2-2½ time, hvis det er let arbejde, men kun 1½-2 timer i tilfælde af hårdt arbejde. Udslusningen tager altid betydelig længere tid

end indslusningen, nemlig i ovenfor nævnte tilfælde 60-80 minutter. Med det faldende tryk i forkammeret afkøles luften, og forkammeret må derfor holdes opvarmet ved elektricitet eller lignende. Arbejderne skal straks begive sig til et varmt rum, hvor de får varme drikke. Er vejret varmt, kan de efter en halv times forløb tage hjem, men er det koldt, bør de have et varmt bad, køres hjem i en opvarmet vogn og straks gå i seng. Hvis en arbejder får smerter i arme og ben, må han straks køres tilbage til byggepladsen og lægges på en seng i sygeslusen, som iøvrigt er indrettet efter samme princip som almindelige tryklufsluser. Så snart patienten er nået gennem forkammeret, vil smerterne være forsvundet, og han kan så ligge og sove under samme tryk, som han var udsat for i arbejdskammeret. Efter en times forløb kan man lade trykket begynde at dale, og efter yderligere 1—2 timer i sygeslusen er han rask og kan bringes til sit hjem.

Fundering ved hjælp af trykluft er forholdsvis let og billig, så længe trykket ikke stiger over 1,5 atm. Over 1,5 atm. begynder vanskelighederne. Over 2 atm. er funderingsarbejdet dyrt, og det standser praktisk talt ved 3 atm.

Til slut er det nødvendigt at sige et par ord om brandfare i trykluft. På grund af den stærke iltkoncentration kan den mindste gnist antænde tøj eller endog træ, og følgerne kan blive katastrofale. Dels stiger lufttrykket pludseligt, dels kan der gå ild i arbejdernes tøj, og dels kan det blive nødvendigt at sluse folkene hurtigt ud med påfølgende øjeblikkelig transport til sygeslusen.

Man må ligeledes være på vagt mod gasarter fra jordbunden, navnlig metangas. Der bør derfor altid være lakmuspapir ophængt i arbejdskammeret, som kan advare om tilstedeværelsen af metangas.

Grundforstærkning

Af civilingeniør F. Schrøder Petersen.

Titlen på det emne, vi skal behandle, er grundforstærkning. Deri ligger allerede formålet med de i det følgende omtalte arbejdsprocesser defineret, idet disse skal medføre en forstærkning af sådanne jordlag, bl. a. sand- og gruslag, der ikke yder den tilstrækkelige modstand overfor den belastning, man ønsker at byde dem.

Da det oftest vil være jordlagenes eftergivenhed, sammentrykkelighed, man vil ønske at formindske, kan man sige, at det er en stabilisering af disse, der søges opnået.

Historie

Af de i det følgende nævnte metoder kan de første næppe tidsfæstes, da deres anvendelse må tilskrives en opbygning på praktiske erfaringer, der er indhøstet gennem årene.

Derimod kan frysningsmetoden tidsfæstes til år 1880, hvor den blev anvendt af Pochsch.

Anvendelse af cementseringsmetoden daterer sig fra 1864, hvor den fandt anvendelse til tætning af vandførende revner i skakter. I slutningen af det 19. århundrede blev metoden anvendt i større målestok bl.a. af Portier i Frankrig, videreført af Lombois og andre. Den fandt udbredt anvendelse i Belgien, England, Frankrig, Tyskland og i mange andre lande.

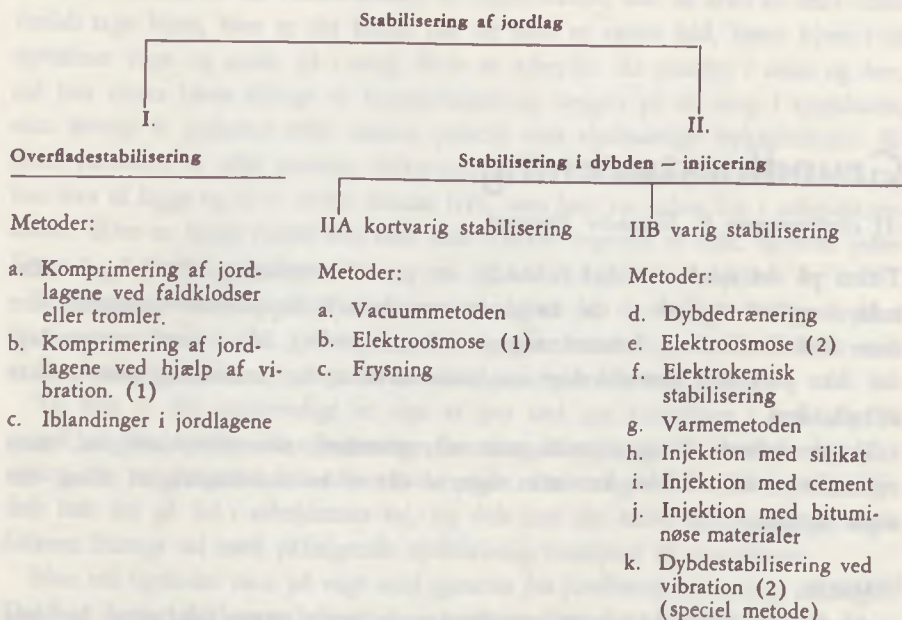
I 1925 og 1926 udtog dr. H. Joosten to patenter på stabilisering af jordarter ved indpresning af 2 kemikalieopløsninger.

Jævnsidegt hermed fremkom andre metoder, hvortil der kun anvendtes een opløsning. Her kan nævnes Lemair-Dumonts, der anvendte en svovl- eller saltsur opløsning af vandglas. Efter lignende princip er Rodios metoden og Langers metode. I nyere tid er hertil kommet »Monosol metoden«, hvor opløsningen består af fortyndet vandglas med tilsætning af natriumaluminat.

Til de nyere metoder må også henregnes de elektriske samt anvendelsen af asfalt og asfaltemulsioner og endelig varmemetoden.

Metoder

På grund af de væsentligt forskellige arbejdsmetoder, der anvendes, kan der skelnes imellem:



I. *Overfladestabilisering*, der normalt vil få en dybde på 15—25 cm, eventuelt 1,0 à 2,0 meters dybde, og

II. *Stabilisering i dybden — injicering*. Injiceringsdybden er begrænset af de til rådighed stående boreapparater eller ramningsanordninger.

Gruppe I.

Her skal kun ganske kort gives et resumé af metoderne i denne gruppe. Det må bemærkes, at udtrykket jordarter her må tages i videste betydning.

- Komprimering af jordlagene ved faldklodser eller tromler* af forskellig art. Anvendelsesområderne er f.eks. vejbygning, dæmningsbygning o. a. arbejder, hovedsagelig ved kohæsiionsjordarter. Vægten af maskinerne er op til 18 ts.
- Komprimering af jordlagene ved hjælp af vibration*. Hertil kræves, at jordarten har ringe kohæsiion og ringe indre friktion. Anvendelse som under pkt. a, men det kan tilføjes som eks., at metoden også ofte vil være på sin plads, hvor store maskindele kan forårsage svingninger i funderingen. Vægten af maskinerne er op til 20 ts.
- Iblandinger*. Endelig kan nævnes, at en overfladestabilisering også kan opnås ved, at de øverste jordlag løsnnes og derefter blandes med et efter forholdene

passende bindemiddel, hvorefter de jævnes til den ønskede form, og til slut komprimeres den løsnede overflade. Af bindemidler kan nævnes:

De bituminøse: asfaltopløsninger, asfalemulsioner og tjære.

Af andre: først og fremmest cement. Desuden er der udført forsøg, i større eller mindre målestok, med kalk og harpiks ved lerjorder, og der hvor kravene til stabilisering har været ringe, med klorkalcium, sulfidrud, kogsalt, af-fald fra rørsukkerproduktionen.

Gruppe II.

Der kan skelnes imellem to forskellige anvendelsesområder.

IIA. Metoder, der kun har en begrænset tid, i hvilken de skal være virksomme.

Af sådanne kan nævnes:

- a. Vacuummetoden.
- b. Elektroosmose.
- c. Frysning.

Ved metoderne a og b formindskes vandindholdet således, at jordartens vandprocent kommer ned på en passende størrelse.

a. *Vacuummetoden* er udviklet i U.S.A. og finder bl. a. også anvendelse herhjemme. Der nedskylls eller rammes et antal 2" rør, der er perforerede på den nederste del, almindeligvis i ca. een meters længde. Derefter sættes rørene under vacuum, hvorved vandet i jordlaget suges ind i rørledningen, hvorfra det fjernes ved pumpning. Metoden kræver en omhyggelig planlægning og et relativt kompliceret anlæg.

b. *Elektroosmose.* Denne består i anvendelse af den fra fysikken kendte osmose, hvor den elektriske strøm får en vandbevægelse i jorden sat igang, fra den positive elektrode, anoden, og hen til den negative elektrode, katoden. Elektroosmosen blev allerede påvist i 1807, men såvidt vides først bragt i praktisk anvendelse omkring 1941.

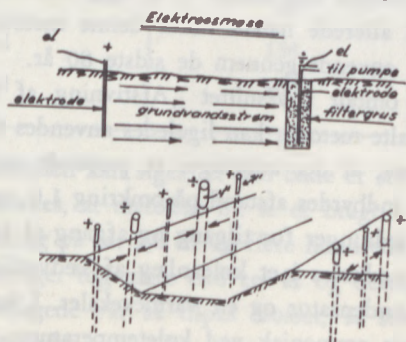


Fig. 1.

(Fig. 1). Der anbragtes et antal 10 cm filterrør, hvorfra vandet kunne pumpes op. Dybden var 7,50 m. Midt imellem pumperørene placeredes

et 1" jernrør, ligeledes til en dybde af 7,50 m. Pumperørene gav til at begynde med ikke nævneværdigt med vand. Først da der sattes spænding på borerørene begyndte vandet at strømme til filterrørene, der havde negativ polaritet, med gennemsnitlig 2,5 m³ i timen fra til sammen 20 stk. filterbrønde. Der anvendtes 90 volt spænding med en strømstyrke på 200 ampère. På ni dage sænkedes grundvandet 7,00 m. Jordlagene, der tidligere flød ud og ikke kunne graves med maskine, var nu blevet så stabile, at de kunne graves med et anlæg på 1 : 0,75 (fig. 2).



Fig. 2.

Som et andet eksempel kan anføres en vejdæmning, der var blevet så vandmættet, at den skred ud. Den havde en vandprocent varierende fra 23,8 til 25,8. Ved elektroosmosen sænkedes vandprocenten til 14,5 à 17,4, der lå under den tilladelige værdi på ca. 21 %.

Endvidere er metoden under sidste krig anvendt ved Trondhjem ved bygningen af en havn for ubåde.

Effekten, der bruges, kan anslås til at ligge mellem 3 - 30 KWt/m³.

- c. *Frysning*. Som allerede nævnt hører denne metode til de ældre, idet den har været anvendt gennem de sidste 80 år.

(Metoden er omtalt i afsnittet „Afstivning af byggegruber“. Flere af de her omtalte metoder kan ligeledes anvendes til et sådant formål.) Metoden kræver, at der anbringes et passende antal borerør, sædvanligvis med en indbyrdes afstand på omkring 1,0 meter. Boringerne forsynes med rørledninger for tilgang og afgang af kølevædsken (fig. 3). Kølevædsken nedkøles i et køleanlæg af sædvanlig type, bestående af kompressor, kondensator og en varmeveksler. I kølemaskinerne anvendes eksempelvis ammoniak ved køletemperaturer ned til ÷ 26° à ÷ 28° C. og kulsyre ved temperaturer til ÷ 55° C. Desuden kan flere andre kølemedier anvendes.

Som kølevædske til cirkulation i borerørene anvendes oftest en klor-kalciumopløsning. Det medfører, at de kølerør (køleslanger), der er anbragt i borerørene, skal være absolut tætte, da en udtræden af klor-kalciumopløsningen i jordlagene vil hindre disses frykning.

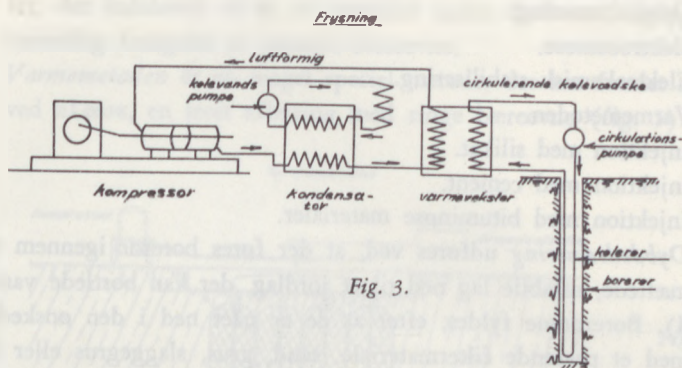


Fig. 3.

Frysning har fundet udstrakt anvendelse ved tunnelbygning og udførelse af skakter. Såfremt der forekommer nævneværdig strømning i de vandførende lag, vil omkostningerne stige stærkt, og det kan også medføre, at metoden helt svigter.

Der kan skønmæssigt regnes med, at trykstyrken af den frosne jord vil være følgende:

Materiale	Trykstyrke kg/cm ²	Temperatur C
Is	18	÷ 15
Ler	72	÷ 15
Sandholdigt ler	90	÷ 15
Vandmættet sand	138	÷ 15
Vandmættet sand	200	÷ 25

Om frysemetoden kan siges, at den både er sen at anvende og dyr.

Det kan nævnes, at metoden bl. a. er bragt i anvendelse ved skakter med en lysning på ca. 5,0 m og flere hundrede meters dybde. De nødvendige boreriger tog mere end eet år og derefter gik der ca. et halvt år, før jordlagene var så tilpas frosset, at selve arbejdet på skakten kunne påbegyndes.

For de her omtalte metoder gælder, at de ophører med at være virksomme så snart arbejdet standser, og jordlagene vil i løbet af kortere

eller længere tid vende tilbage til deres naturlige (oprindelige) tilstand.

IIB. De metoder, der kommer til anvendelse, hvor der ønskes opnået en *varig stabilisering*, er:

- d. Dybde-dræning.
 - e. Elektroosmose.
 - f. Elektrokemisk stabilisering.
 - g. Varmemetoden.
 - h. Injektion med silikat.
 - i. Injektion med cement.
 - j. Injektion med bituminøse materialer.
- d. *Dybde-dræning* udføres ved, at der føres borerør igennem de vandmættede, ustabile lag ned til et jordlag, der kan bortlede vandet (fig. 4). Borerørene fyldes, efter at de er nået ned i den ønskede dybde, med et passende filtermateriale, sand, grus, slaggegrus eller lignende, hvorefter borerøret trækkes op. Porevandet i jordlagene vil nu — sædvanligvis langsomt — sive hen til de lodrette dræn og bortledes. Processen kan eventuelt fremskyndes ved at belaste jordoverfladen med en ekstra vægt.

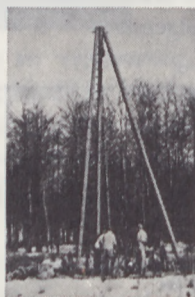
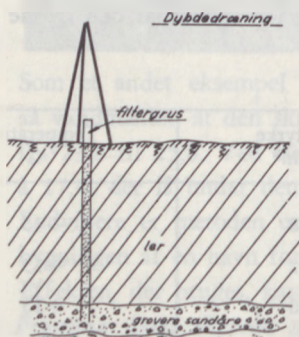


Fig. 4.

- e. *Elektroosmose*. Den tidligere under pkt. IIA b side 155 omtalte anvendelse blev brugt til at fremme afløbet af vandet i jordlagene, men den omvendte metode kan også anvendes til injicering eller imprægnering af jordlagene med en vædske. Polariteten på filterbrøndene gøres nu positiv og vædsken tilføres derfor filterbrøndene og vandrer henimod de 1" jernrør, hvor man ved kontrol kan konstatere, om injektionsvædsken er trængt frem.
- f. *Elektrokemisk stabilisering*. I 1936 blev der foretaget forsøg af dr. Erlénbach og diplomingeniør Kretzer med at lede en elektrisk strøm igennem ler. Det påvistes, at lerets stabilitet forbedredes. Som anode anvendtes en aluminium elektrode.

Virkningen består i, at de let bundne kalium- og natriumjoner i leret ombyttes med aluminiumjoner fra elektroden og der dannes uopløselige aluminiumsalte i leret imellem elektroderne.

Dr. Casagrande har anvendt ideen til et forsøg med friktionspæle i ler, der indeholdt 40 % af partikler under 0,02 mm, og opnåede en væsentlig forøgelse af pælens bæreevne.

- g. *Varmemetoden* er en meget speciel metode, der har fundet anvendelse ved »Løss«, en leret aflejring med ringe bæreevne (fig. 5). Metoden

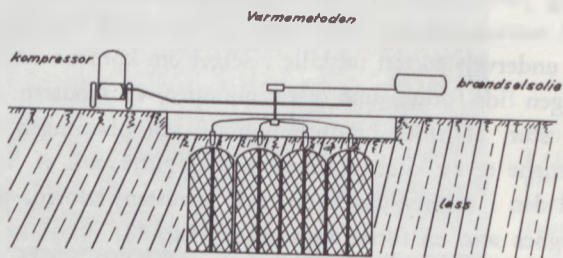


Fig. 5.

går ud på, at der i borehullerne indpumpes olie og trykluft. Olien antændes og tryklften tjener til at nære forbrændingen. Løssen sintrer sammen og der dannes en bæredygtig blok af »brændt ler«.

- h. *Injektion med silikat*. Som allerede nævnt er metoden baseret på patenter fra 1925 og 1926. Metoden har fundet stor udbredelse og der er udført og udføres stadig mange arbejder efter denne fremgangsmåde.

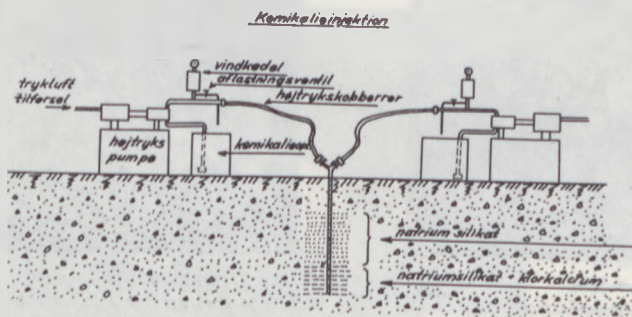


Fig. 6.

Den har bl. a. den store fordel, at den kan udføres i enhver dybde og området, der bliver injiceret, kan fastlægges indenfor ret snævre grænser. Kemikalieinjektionen anvendes i sand- og gruslag (fig. 6).

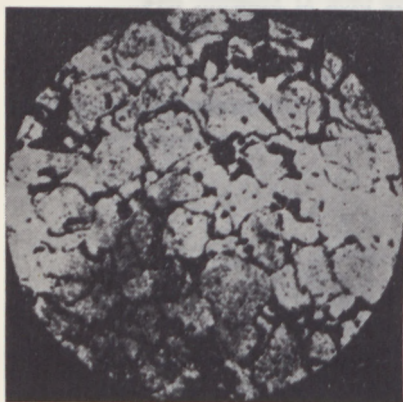
Fremgangsmåden er den, at der først trykkes vandglas (natriumsilikat) ind i jordlagene, hvorefter der trykkes en elektrolyt, f.eks. kogsalt eller klorcalcium ind i det samme lag. Derved påvirkes natriumsilikatet således, at kiselsyren frigøres og koagulerer til kieselgel.

Under indpresningen fortrænges porevandet af natriumsilikatet, der delvis vil lægge sig som en hinde af stærk koncentreret natriumsilikat om de enkelte sandskorn. I mellemrummene og fjernere fra sandskornet vil natriumsilikatet have en ringere koncentration, da det bliver mere eller mindre fortyndet af det tilstedeværende vand.

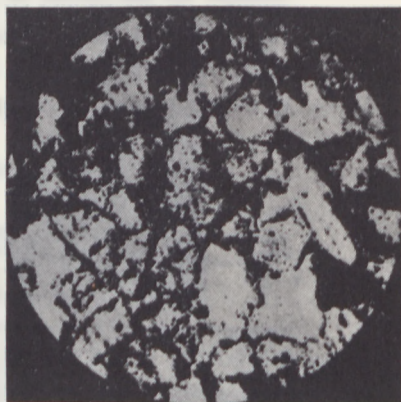
Når saltopløsningen derpå presses ind, vil den øjeblikkelig reagere med det stærkt koncentrerede natriumsilikat ved sandskornene og danne en hinde af kiselgel om de enkelte korn. Men der vil dog blive tilstrækkelig plads tilbage til at saltopløsningen, der har mindre viskositet end natriumsilikatet, kan bane sig vej videre bort fra injektionsrøret og undervejs fortsat udskille kiselgel om kornene.

Efter nogen tids forløb, som oftest minutter, vil modstanden i porerne blive så stor, at videre indpresning af saltopløsningen må ophøre. Sandskornene er nu kittet sammen med et gitterværk af kiselgel, i lighed med den i naturen forekommende sandsten, hvorfor processen oftest betegnes som en forsteningsproces (fig. 7).

Ved den praktiske udførelse af processen drives injektionsrøret, der er perforeret i de yderste ca. 50—60 cm, ind i jordlagene ved et ramningsanlæg, faldklods eller tryklufthammer.



*Kemikalie injiceret sand.
15× forstørrelse i polarisationsmikroskop.
Kvartskornene er let skyggede.
Kiselsyre-gelen er mørkt farvet ved hjælp af Methyleneblåt.
Luftporene er hvide.*



*Nat. Osningsandsten
110× forstørrelse i polarisationsmikroskop.
Kvartskornene er let skyggede, omgivet af kieselsyreholdigt bindemiddel, der er farvet af den i stenen forekommende naturlige jernhydroxyd.*

Fig. 7.

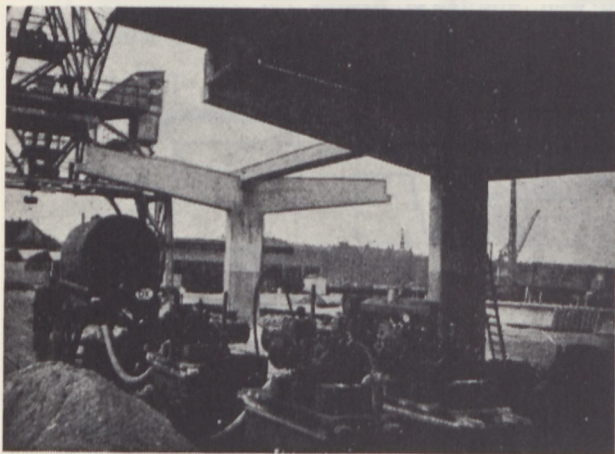
Når injektionsrøret er nået til den dybde, hvor injektionen skal begynde, standses ramningen, og natriumsilikatet presses igennem perforeringen ud i jordlaget i den nødvendige mængde. Derefter fortsættes

ramningen ca. 0,5 m og der presses igen natriumsilikat ud i jordlaget og således fortsættes etapevis, indtil den ønskede dybde er nået. Ramningen fortsættes derefter endnu et stykke, for ved hjælp af skyllevand at rense injektionsrøret for natriumsilikat.



*Fig. 8.
Vugtebom med saks,
der griber om
injektionsrøret for at
kunne trække dette op.*

Optrækningen af røret påbegyndes derefter (fig. 8), ligeledes etapevis, for hver etape stoppes og den nødvendige mængde saltopløsning presses nu af et andet aggregat ud i jordlaget. Den mængde af de to kemikalier, der skal injiceres med, fastlægges ved forsøg, da den varierer med jordlagenes beskaffenhed.



*Fig. 9.
2 injektionspumper og
1 vandpumpe
drevet ved trykluft fra
kompressoren
(i baggrunden)
samt vandtank,
ved et havnearbejde.*

Til indpresningen af kemikalierne anvendes to pumper eller trykbeholdere alt efter det tryk, hvormed man vil arbejde (fig. 9). På grund af de to kemikaliers reaktion er det nødvendigt at holde dem

skarpt adskilte og derfor have to pumpeanlæg, ligesom der må udvises stor omhu ved arbejdets udførelse. Da injektionsrørene kan indføres i jordlagene i en hvilken som helst vinkel, kan der således foretages injektioner under allerede opførte bygværker.



Fig. 10.
En blok af forstenet sand
gravet fri og kløvet.
Den vandrette mørke stribe
i den liggende blok
er den kanal, det udtrukne
injektionsrør har efterladt.

Det er ikke en hvilken som helst jordart, der kan forstenes. Foruden kornstørrelsen, herom senere i den samlede oversigt, er jordartens kemiske sammensætning af afgørende betydning for en vellykket injektion. I første række kommer de kisel syreholdige mineraler, som kvarts o.lign. Endvidere hæfter injektionen godt til hærnet beton, kalkmørtel samt bjergarterne granit og sandsten. Selv delvis lerholdigt sand kan som regel injiceres (fig. 10).

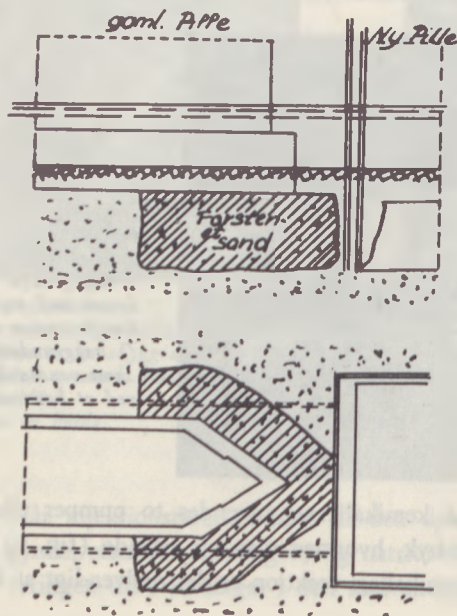


Fig. 11.
Sikring af den eksisterende
bropille mod
underskæring ved arbejdet med
sænkebrønden
for den nye pille.

En vellykket injektion kan udvise trykstyrker på 40 kg/cm^2 eller mere (helt op til 190 kg/cm^2 er konstateret), men som et forhånds skøn må der næppe påregnes mere end $20\text{--}30 \text{ kg/cm}^2$, idet trykstyrken er afhængig af jordartens evne til at modtage injiceringen.

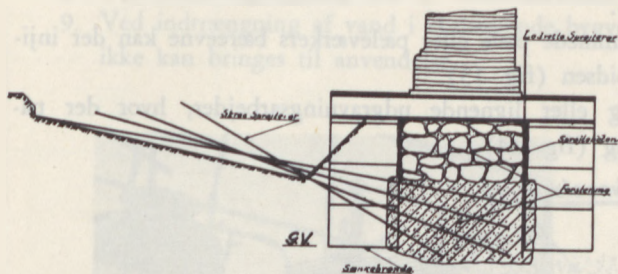


Fig. 12.
Forstærkning af det gl. fundament, der var opmuret af marksten, ved injicering af mørtelen samt jordlaget under fundamentet, såvel i bredden som i dybden.

Injektionen vil desuden medføre, at jordlaget bliver vandtæt. I vanskeligere tilfælde dog kun så meget, at en vandgennemgang bliver praktisk uden betydning. Da kemikaliejektionen er så afhængig af jordarten, bør der før injektionens udførelse foretages laboratiemæssige forsøg med prøver af jordarten.

Anvendelsesområder:

Der kan som hovedpunkter skelnes imellem de arbejdsområder, der tjener en forstærkning af jordlag og de, der hovedsagelig udføres for at opnå vandtæthed.

Som vejledende eksempler kan anføres:

a. Forstærkning af jordlagene.

1. Fundamenter, der allerede er udførte, men som skal bære en fremtidig større belastning.

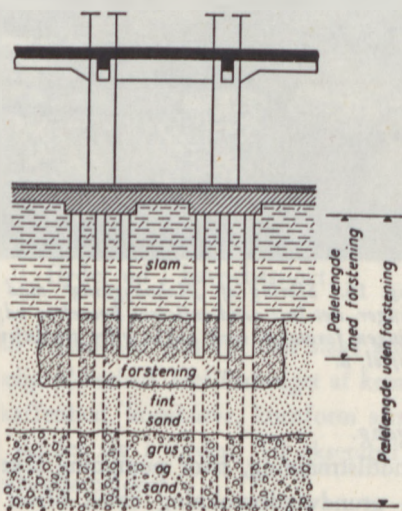


Fig. 13.
Injektion omkring og under pælespiden af rampæle, der ikke er rammet ned til fuldt bæredygtige jordlag.

2. Såfremt der skal foretages udgravninger, der går dybere end de eksisterende fundamenter, kan jordlagene forsternes almindeligvis til en dybde under den påtænkte udgravning (fig. 11).
3. Ved eksisterende bygværker, der synker, kan jordlagene forstærkes ved injektion (fig. 12).
4. Til forøgelse af rammede pæle eller pæleværkers bæreevne kan der injiceres under pælespidsen (fig. 13).
5. Ved tunnelbygning eller lignende udgravningsarbejder, hvor der påtræffes løse jordlag (fig. 14).

Tunnelarbejde

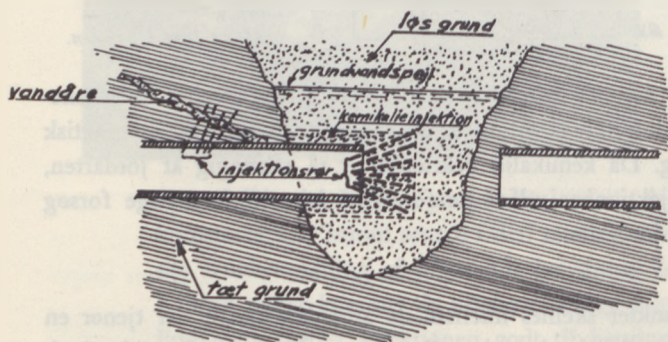


Fig. 14. Injektion af vandførende „Gang“ samt af et porøst og vandfyldt jordlag, der skal passeres under arbejdets udførelse



Fig. 15. Injiceret sand (under grundvandspejlet) ved et kloakarbejde langs med en flod. Bemærk sidevæggene, der viser det injicerede sandlag, der er bearbejdet med buggeværktøj.



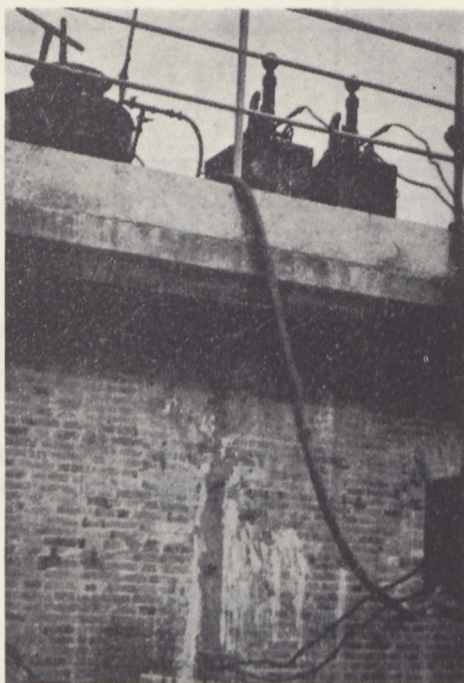
Fig. 16. Sikring af „Nabobygning“ mod sætninger, det løse sand injiceres hvorefter udgravningen foretages med bakke eller trykluftværktøj el. a.

b. Tætning af jordlag for vandgennemgang.

6. Ved udgravninger med stærk vandtilstrømning, hvor pumpning ikke vil være effektiv nok eller hvor en grundvandssænkning enten bliver for

kostbar eller kan medføre fare for sætning af nabobygværker (fig. 15 og 16).

7. Ved tunnelbygning, brønde og skakter m. v., hvor der kan påtræffes jordlag med stærk flydetendens.
8. Ved dæmningsbygning (bl. a. vandreservoarer).
9. Ved indtrængning af vand i eksisterende bygværker, hvor andre metoder ikke kan bringes til anvendelse.



*Fig. 17.
Kemikalieinjektion i revnet
murværk.
Øverst t. h. i billedet står 2
håndpumper hvorfra
de tynde trykrør fører til det
indstøbte injektionsrør
nederst i billedet.*

10. Tætning af fine revner i bygværker samt af magerstøbt eller porøs beton (fig. 17).
11. Tætning bag eksisterende bolværker til standsning af bolværksfyld, der flyder ud i havnebassinet.

En vejledende pris for den slags arbejder vil ikke kunne opgives med nogen rimelig sikkerhed, idet forbruget af kemikalier ganske er afhængigt af jordlagenes beskaffenhed, kornkurve, kornform samt de eventuelle hulrum, kanaler og årer, der skjuler sig i jorden. Til eksempel kan angives resultatet ved 3 forskellige injektionsarbejder.

Forbrug pr. m³ injiceret jord:

		natriumsilikat l/m ³	klorkalcium l/m ³
Udførte arbejder	1.	174	126
	2.	175	225
	3.	222	260
Laboratorie- forsøg (ikke hidrørende fra ovenstående arbejder)	4.	150	143
	5.	72	200
	6.	127	171

Hvad holdbarheden af kemikalieinjektionen angår, kan der henvises til følgende laboratorieforsøg:

I. Udført af professor dr. A. Guttman i Düsseldorf i juli 1930. Guttman gik ud fra, at det kun var muligt at injicere en mager og porøs beton, hvorfor han lod fremstille et antal prøver, som angivet:

Prøvelegemer ø10 cm, højde 7 cm støbt af cementmørtel 1:10 (sand 0 til 7 mm), jordfugtig, afformet efter 24 timer, 6 dage luftlagring, derefter lagt i en 10 % Na₂SO₄ opløsning.

Prøveresultater: (middeltal)

A. ikke injicerede prøver

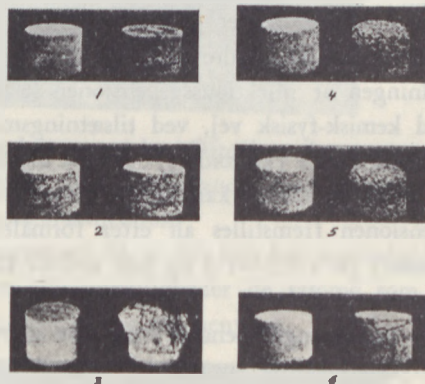
	7 dg. prøve	28 dg. prøve	6 mdr. prøve	12 mdr. prøve
rumvægt	1.77	2.06	2.09	efter 10 månedes
trykstyrke kg/cm ²	34	53	37.1	
Anm.			alle prøver med revner	helt ødelagt
alle prøver i 10 % Na ₂ SO ₄ opløsning				

B. *injiceret med kemikalier*

rumvægt	2.06	2.14	2.16	2.17
trykstyrke kg/cm ²	141	202	265	254
Anm.				ingen revner
alle prøver i 10 % Na ₂ SO ₄ opløsning				

II. For at undersøge om også en normal tæt beton kunne injiceres, foretog dr. ing. Joosten i 1931 en række laboratorieforsøg, hvormed der kan henvises til fig. 18.

Dr. Joostens undersøgelser i 1931.



	injiceret	ikke injiceret		injiceret	ikke injiceret
	5% Na ₂ SO ₄ opløsning			cementmørtel 1:10	
1.	cementmørtel	17 180 dg.	4.	1 1% HNO ₃	210 dg.
2.	"	15 120 dg.	5.	1 1% HCl	210 dg.
3.	"	13 150 dg.	6.	i 10% Na ₂ SO ₄	90 dg.
	NB, efter 120 dg var den endnu tilhængende ubeskadiget.		prøven var efter 7 dages lagring i luft lagret i vand, derefter lagt i 10% Na ₂ SO ₄ til der var dannet så meget CaSO ₄ som det var muligt uden at fremkaldte revner. Derpå injiceret med kemikalier-pånempresset med vand og igen injiceret og til sidst lagt i Na ₂ SO ₄		

Fig. 18.

Herefter må man forvente, at der opnås såvel en vis forøgelse af styrken som en bedre modstand overfor kemiske angreb.

- i. *Injektion med cement.* Der anvendes en cementsuspension i vand, som gennem borerør eller lignende presses ind i jordlagene. Injektionens forløb består i, at de mindste cementpartikler af trykvandet føres ind i de fineste kanaler, indtil kanalerne bliver så snævre, at cementpartiklerne kiler sig fast, hvorefter de følgende cementkorn presses mod de allerede aflejrede, og således fortsættes til der er fyldt op i alle kanaler. Bestemmende for injektionens forløb er cementens kornstørrelse. Jo mindre denne er, desto længere bort fra injektionsrørene kan cementinjektionen trænge.

Til orientering kan anføres den omtrentlige maksimale størrelse for:

hurtigt hærdende portland cementer	ca. 0,5—1,0 %	> 0,1 mm
normalt hærdende portland cementer	ca. 4—5 %	> 0,1 mm
langsomt hærdende portland cementer	ca. 6—7 %	> 0,1 mm

Derfor er der ved cementinjektioner ofte anvendt en speciel finmalet cement. I de senere år er der gjort forsøg med en kolloidal cement med en kornstørrelse på mindre end 10μ .

Ved tilberedningen af injektionssuspensionen kan der også ad mekanisk eller ad kemisk-fysisk vej, ved tilsætningsmidler, opnås en findeling af cementkornene (kolloidal), der også medfører, at suspensionen bliver mere stabil og derfor kan injiceres over en længere strækning. Cementsuspensionen fremstilles alt efter formålet i et blandingsforhold (til vandet) på 1:0,5—1:3 og helt ned til 120 kg cement pr. m^3 vand.

Ved den store vandmængde behøver man ikke at frygte en modsvarende nedgang i trykstyrken, da overskudsvandet ikke vil indvirke på de fastlejrede cementpartikler.

Injektionens forløb kontrolleres ved at aflæse trykket. Ved injektionens afslutning vil trykket stige.

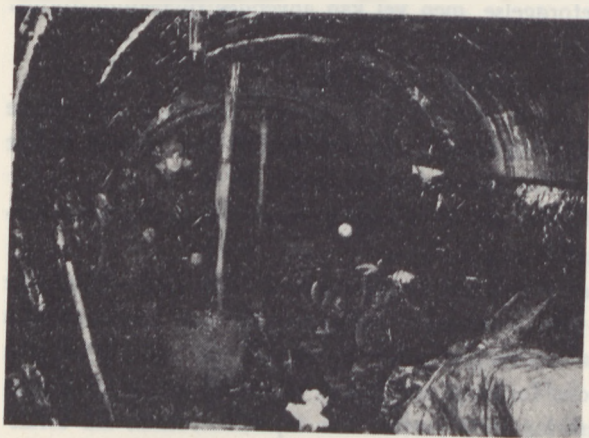
Såfremt der ingen nævneværdig trykstigning finder sted og der stadig kan trykkes injektionsmateriale ind i borerøret, tyder det på, at een eller flere kanaler har så stor lysning, at materialet ikke aflejrer sig der. Dette kan ofte afhjælpes enten ved at mindske vandtilsætningen eller ved en opblanding af sand i cementsuspensionen.

Til udførelse af injektionsarbejdet kræves: det nødvendige boremateriel, anlæg til fremstilling af cementsuspensionen og anlæg til indpresning (enten pumpe eller trykbeholder) eventuelt et trykluftanlæg samt rør og slanger.

Formålet med injektionen kan være dels en stabilisering og dels en forhindring af vandgennemgang (fig. 19).

Anvendelsesområder:

De samme som for kemikaliejektionen, idet den supplerer denne. Da cementinjektionen udføres med partikler af en vis endelig størrelse, der bringes på plads, er der en nedre grænse for, i hvor finkornet ma-



*Fig. 19.
Cementinjektion (1 pumpe)
ved et tunnelarbejde,
bemærk vandstrålerne fra
tunnelloftet,
(kloaktunnel
under Øresund).*

teriale den kan anvendes. Ofte kan det være en fordel at kombinere begge metoder, idet der begyndes med en cementinjektion og afsluttes med en kemikaliejektion.

Under hensyntagen til, at den kun kan anvendes i mere groft materiale, er dens anvendelsesmuligheder de samme som nævnt for kemikaliejektionen, hvortil der må henvises.



*Fig. 20.
Cementsinjektion i revnet
beton.
Injektionsmørtelen
viser sig i billedet som
en mørkere farvet stribe
(ved pilen),
da den anvendte alkali-
resistente cement
har en svag rød farve.
Prøvestykket er udboret
af betonbygværket
med diamantkernebor
efter at
injiceringen var fuldført.*

Ydermere finder den anvendelse til udfyldning af hulheder, der på anden måde er vanskelig tilgængelige (fig. 20). Sidst, men ikke mindst

- til udfyldning af revner i betonkonstruktioner med det formål at binde (låse) de forskellige brudstykker sammen samt at tætte revnerne, så vand ikke kan trænge ind og beskadige betonen og endvidere ved jernbetonkonstruktioner hindre, at armeringen ødelægges ved angreb af rust.
- j. *Injektioner med bituminøse materialer.* Asfalt kan fremstilles med varierende blødhed, men for alle former gælder det, at den er mere eller mindre plastisk, hvorfor asfalten ifølge sin natur ikke vil give nogen nævneværdig styrkeforøgelse, men vel kan anvendes til tætningsformål og til at hindre erosionsangreb.

Asfalten kommer til anvendelse i tre former:

1. *Varm flydende asfalt*, der pumpes igennem eventuelt opvarmede injektionsrør ind i de hulrum, der skal fyldes. Det er ikke muligt at injicere i finkornet materiale med denne.
2. *Opløsninger af asfalt* er hovedsagelig brugt til overfladestabilisering og er omtalt i gruppe Ic.
3. *Asfalemulsioner.* Asfalt kan emulgeres med vand. Den almindelige asfalemulsion, der anvendes i vejbygningen, kan ikke anvendes til injektion, da asfaltkuglerne har en størrelse på 1/50—1/500 mm og desuden er den for svagt stabiliseret, således at den allerede koagulerer ved berøring med jorden. For injektionsformål må asfaltkuglerne have en størrelse på $2\ \mu$ og ingen kugler må være større end $10\ \mu$ og desuden skal emulsionen være så kraftig stabiliseret, at den ikke koagulerer ved berøring med jorden, men først når den er bragt endelig på plads ved injektionen.

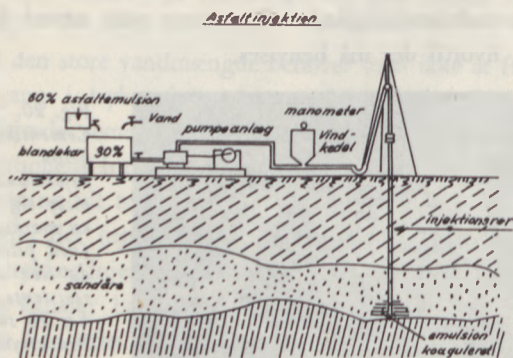


Fig. 21.

Den leveres som 60 % emulsion, der umiddelbart før injiceringen fortyndes til 30 %.

Injiceringen udføres på sædvanlig måde med et blandekar, pumpe, trykbeholder og det nødvendige antal injektionsrør (fig. 21).

I visse tilfælde har det vist sig, at man kan iblande asfaltermulsionen cement og har derved opnået en trykstyrke på 10 kg/cm².

Der har ingen vanskeligheder vist sig ved at injicere under grundvandsspejlet.

Nogen absolut vandtæthed opnås ikke ved denne metode, da hulrummene i jorden aldrig kan blive helt fyldt med asfalt, men vandgennemgangen kan reduceres til ca. 0,5 à 1,0 % af det, den oprindeligt var.

Som eksempel på en jordart, der er injiceret på denne måde, kan angives sigteanalysen for 2 sandsorter:

Sigte mm	gennemgang i vgt. %	
2,00	98,5	98,4
0,84	94,7	91,6
0,59	90,9	72,0
0,42	83,4	51,2
0,297	70,3	30,3
0,177	27,2	23,3
0,149	18,1	15,3
0,074	1,0	3,1

- k. *Dybdestabilisering ved vibration.* Ved anvendelsen af en speciel bygget vibrator er der foretaget stabilisering af porøse og løse jordlag i indtil 35 m's dybde.

Der anvendes hertil en „cylinderformet“ vibrator, der er 2,80 m lang og har en diameter på 40 cm. Den drives af en elektromotor på 30 HK og med en frekvens på 50 Hz. Til forskel fra andre vibratorer tilføres den skyllevand under arbejdets udførelse. Vibratoren der er ophængt i en wire, f.eks. fra en kørende kran, sænkes ned til den dybde, hvortil jordlaget skal forstærkes. Under denne del af arbejdet tilføres der skyllevand, der træder ud i stråler ved vibratorens nederste spids.

Når vibratoren har nået den ønskede dybde standser den første strøm af skyllevand og oprækningen begynder. Herunder tilføres skyllevandet til den øverste ende af vibratoren.

Da porevolumenet formindskes under arbejdet, synker jordlaget, hvorfor der må tilføres en ekstra jordmængde.

Diameteren af den jordsøjle, der komprimeres, kan variere fra ca. 1,50 m til 2,50 m, alt efter jordartens beskaffenhed. Tiden, der medgår, vil ligeledes variere og anslås til at ligge imellem 0,5 time og 2,5 time for en dybde på 10 meter.

Til slut skal der for det relativt store antal forskellige stabiliseringsmetoder, der står til vor rådighed, angives de omtrentlige områder, hvor de bedst kan finde anvendelse (fig. 22).

For at bestemme sig for den metode, der, når alle hensyn tages i betragtning (bekostning, udførelsestid, de tekniske forudsætninger, jordartens mere eller mindre egnethed samt det formål, stabiliseringen hovedsagelig skal tjene), er den bedst egnede, er det nødvendigt at foretage omhyggelige forundersøgelser såvel af konstruktiv art, (evt. bygværkers placering m.v.), som af teknisk geologisk art, herunder:

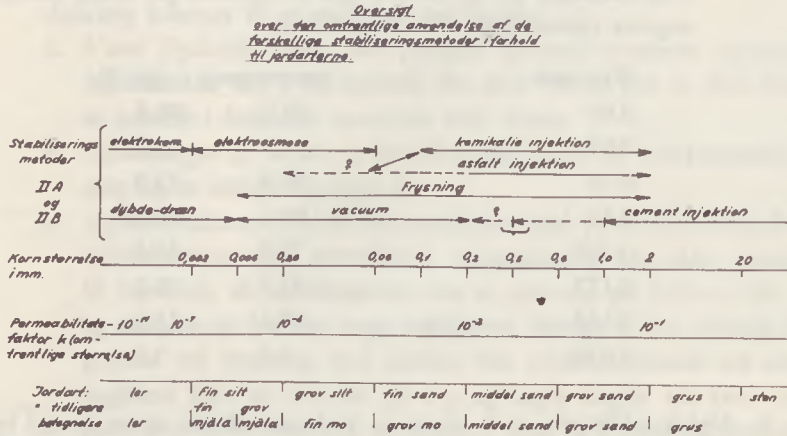


Fig. 22.

1. Geologiske formationer i området.
2. Laboratiemæssige undersøgelser, herunder bestemmelse af vandgennemgangstal K (permeabilitet). Sigtekurve, evt. mineral-sammensætning navnlig for kemikaliejektioner.
3. Suppleret med injiceringsforsøg i mindre målestok.

Som De vil se, er det et ret vidtfavnende arbejdsområde, der byder på mange og interessante opgavers løsning og også indebærer muligheder for at finde nye veje frem i stabilisering af jordarter, sikring af udførte bygværker og i den stående kamp for at hindre eller standse vandgennembrud.

Jord som byggemateriale

Af afdelingsingeniør Chr. Broen Christensen.

Det er blevet skik og brug ved de internationale geotekniske kongresser, som afholdes med nogle års mellemrum, at indlede med nogle historiske betragtninger over geoteknikkens udvikling, og ved en enkelt lejlighed har man endda startet med vore forfædres imponerende jordbygværker i den neolitiske stenalder, bygværker i form af mindesmærker og gravsætninger.

Nå jeg nu skal tale om »jord som byggemateriale« kunne jeg jo på tilsvarende måde begynde med Danmarks tusinder af runddysser, langdysser og jættestuer, eller jeg kunne tage fat på århundreders forsvarstekniske bygværker lige fra Dannevirkes første jordvolde omkring år 800 indtil Københavns seneste volde fra dette århundrede, men ligeså sikkert som man herved kunne fortabe sig i arkæologiske og forsvars-strategiske emner, ligeså lidt ville man støde på geotekniske problemer af større interesse. Heller ikke i husbygningen, hvoraf de lerklinede vægge og stampele lergulve har udgjort en bestanddel lige fra oldtiden til nyere tid, finder vi noget af væsentlig geoteknisk interesse. Jeg ser her bort fra kunstproduktet geobeton, som midlertidig vandt indpas i husbyggen under krigen. Det er dog ganske interessant at konstatere, at der så sent som i 1953 er udsendt en publikation af Norges geotekniske institut: »Geotekniske betragtninger over jords anvendelse som byggemateriale«.

At publikationen udelukkende tager sigte på husbygning fremgår ikke af titlen, men i virkeligheden gives der her vejledning i to forskellige typer af jordhusbygning, nemlig stampejordhuse opført — ligesom ved støbning af betonmure — af stampet jord mellem forskallingsvægge, og husmure opført af lufttørrede jordblokke med indblanding af halm eller savsmuld. Der fremhæves særlig det rationelle i, at jorden — ligesom ved dæmningsbygning — indbygges med optimum af tør-rumvægt og indeholder en passende mængde finmateriale.

Skal man vælge det rigtige historiske tidspunkt for den praktiske geotekniks begyndelse, så bør man gå et århundrede tilbage og se på de jordbygværker — dæmninger — som opførtes ved de første jernbaneanlæg her i landet. Inden jeg går over til mere almindeligt at tale om jord som byggemateriale vil jeg gerne med et eksempel vise, hvorledes et jordarbejde udført for ca. 100 år

*Jernbanedæmninger på strækningen Viborg-Skive
Dæmningerne fuldført 1864*

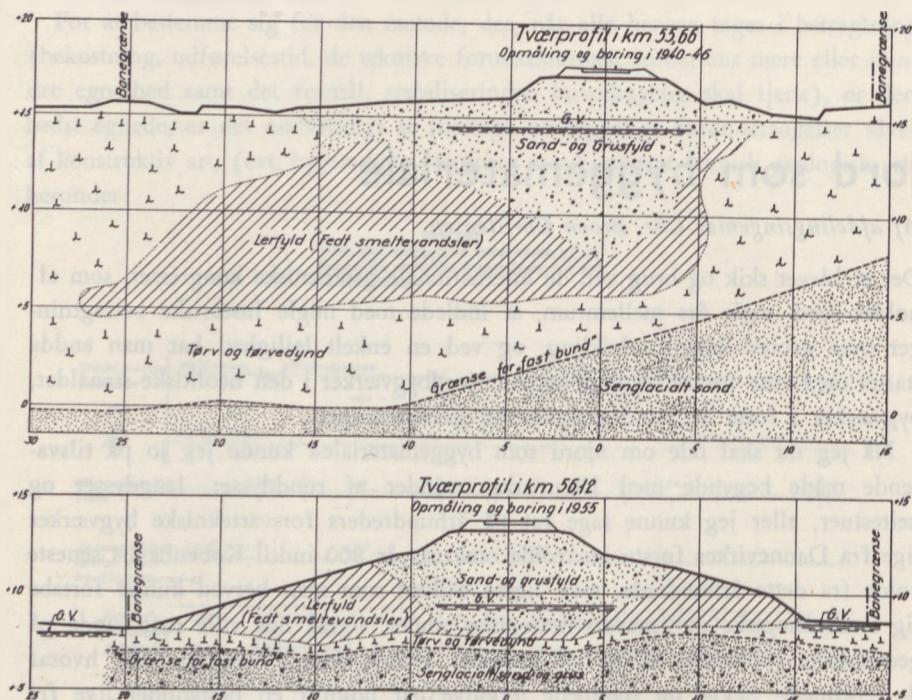


Fig. 1.

siden gennem årene har givet — og endnu i dag giver — anledning til ulemper for trafikken på grund af det jordmateriale, der er anvendt. (Fig. 1.)

Det drejer sig om den 96 år gamle jernbanedæmning på strækningen Langå—Struer km 55,6—56,2. Fig. 1 viser 2 tværnit af dæmningen, omtrent som forholdene er i dag. Man må antage, at dæmningen oprindelig er fremstillet i fuld profil med det fede ishavsler, som i årenes løb, efterhånden som sætninger har fundet sted, er blevet fortrængt af erstatningsfylden nedad og til siderne. Denne proces er ikke noget egentligt skredfænomen, men en kontinuerlig plastisk deformation af det fede ler, som nu ligger helt under grundvandspejlet. Dog forefaldt der i 1905 et pludseligt skred omtrent på stedet for det tværnit, der er vist nederst på figuren. Denne dæmning er forsåvidt angår sætningernes størrelse et ekseptionelt tilfælde indenfor D.S.B.'s jernbanedæmninger, hvor oprindelige anlægstekniske forhold har medført driftsmæssige ulemper ned gennem tiderne. Det må dog tilføjes, at kravene til trafikhastighed og justeringsnøjagtighed ved de første jernbaneanlæg var betydeligt mindre end nu,

hvilket til en vis grad kunne motivere tilbageholdenhed med anlægsudgifterne. De lokale baneformænd, som skal varetage sporets justering og udfører den stadige sporløftning på dæmninger, som sætter sig, er tilbøjelige til at overvurdere sætningernes størrelse, og ved kontrolboringer viser det sig da også i almindelighed, at totalsætningen er betydeligt mindre end det tal, man får ved at opsummere baneformandens skønnede sætningstal. En undtagelse herfra danner dog det på billedet viste tværprofil i km 55,66, hvor den lodrette sætning midt under sporet må antages at andrage ca. 10 m. Heraf angives 75 cm at være opstået i løbet af 1940, da sætningerne tog fart efter foretaget stenballastering og deraf følgende forøgelse af dæmningsens egenvægt.

Jeg har til indledning villet vise dette eksempel på anvendelse af fyld, som under de givne forhold er dårligt byggemateriale. Ved D.S.B.'s anlægsarbejder er vi forlængst gået bort fra anvendelsen af fedt ler, stærk kalkholdigt moræneler og lignende som dæmningsfyld under grundvandspejlet, og ved opfyldning på blød bund drages omsorg for, at eventuel fyld af nævnte art lagres så højt, at den ikke ved dæmningsens endelige nedsynkning kommer ned under grundvandspejlet.

Eksemplet viser også, at byggematerialet »jord« i modsætning til stål, beton og andre byggematerialer — eller i hvert fald i langt højere grad end disse materialer — gennem langvarige perioder efter anlæggets fuldførelse kan være genstand for rumlige forandringer — det være sig plastiske deformationer eller konsolideringssætninger — sammenlign f.eks. betonens krybning med konsolideringsprocessen i belastede, vandfyldte jordlag.

Men også i en anden retning adskiller »jord« sig afgørende fra de andre traditionelle byggematerialer, nemlig ved foranderligheden i dets styrkeegenskaber under ydre påvirkninger. Når vi taler om jordens langtids- og korttidsegenskaber i relation til stabilitet, forskydningsstyrke o.s.v. er det jo med helt andre perspektiver, end når talen er om ældningsfænomener ved stål og beton.

Inden jeg går videre bør jeg definere begrebet »jord« som det i naturen forekommende »trefasesystem« sammensat af kornpartikler, vand og luft. Hermed er samtidig afværget fristelsen til at beskæftige sig med mere eller mindre kunstbetonede former som geobeton. Ja, man kunne endog henfalde til den betragtning, at en passende blanding og industriel behandlig af ler, kalk, sand, sten og vand — altså betonen — er et jordprodukt, ligesom de mursten og tagsten, der fremkommer af teglværksleret. Iøvrigt byder teglværksindustrien på betydelige geotekniske opgaver.

Taget under et må jord betegnes som et lunefuldt byggemateriale. En god karakteristik i så henseende blev givet i professor Terzaghi's åbningstale ved den internationale geotekniske kongres på Harvard universitetet i U.S.A. i 1936, hvor ordene faldt omtrent således:

„Uheldigvis er jordarterne frembragt af naturen og ikke af mennesket, og naturens frembringelser er altid komplicerede.

Projekteringen af broer og lignende rent kunstige konstruktioner fordrer kundskab til den tekniske mekanik. Teorien dominerer dette område, og erfaring er en sag af sekundær betydning undtagen den erfaring, der fordres ved tegnebordet. Vi kan stole på de teoretiske erfaringer, fordi disse ikke indeholder noget betydeligt usikkerhedsmoment. Så snart vi derimod går fra stål og beton til jord, ophører teoriernes almengyldighed at eksistere. For det første er jorden i sin naturlige tilstand aldrig homogen. For det andet er dens egenskaber for komplicerede til strengt teoretisk behandling, og endelig for det tredje er en tilnærmet matematisk løsning selv af de almindeligste problemer yderst vanskelig. Som følge af disse 3 forhold er mulighederne for en udbytterig matematisk behandling af jordproblemer meget begrænsede.«

Denne nu 24 år gamle bedømmelse af mulighederne for teoretisk-matematisk behandling af jordproblemer må vel siges i nogen grad at være svækket ved de resultater af teoretisk forskningsarbejde, som siden er opnået, og det er værd at lægge mærke til, at kritikken nu mere rettes mod det enkle og primitive i ældre tids funderingspraksis end mod den teoretiske side af geoteknikken.

Jeg gengiver endnu en udtalelse af Terzaghi i oversættelse omtrent således som den faldt ved den geotekniske kongres' åbningsmøde i London 1957:

»Hvis man gennemlæser en lærebog i fundering og jordarbejde, som er udgivet af ingeniører før — eller ved overgangen til — vort århundrede, kan man ikke undgå at lægge mærke til, at på den tid var enhver afgørelse vedrørende denne gren af videnskaben udelukkende baseret på hvad man kan kalde *et primitivt geologisk skøn*. De jordmaterialer, der lå under stedet for det påtænkte bygværk, var opdelt i flere kategorier som f. eks. groft sand, fint sand, silt, blødt eller stift ler, og projekteringen var baseret på empiriske regler eller lignende, som kun indeholdt een variant, nemlig jordarten. Denne fremgangsmåde blev tydeligst demonstreret ved tabeller over *tilladelig bæreevne* som endnu kan findes som en slags fortidslevn i visse byers byggevedtægter.«

Vi kan tage denne Terzaghi's udtalelse til efterretning med den tilføjelse, at der også herhjemme endnu efter at århundredets midte er passeret, benyttes tabeller over tilladelig belastning på grunden baseret på et primitivt geologisk skøn.

Ved D.I.F.'s kursus i 1954: »Jordarbejde. Teori og praksis« havde jeg lejlighed til at komme med et indlæg: »Udførelse af dæmninger«, og kom da navnlig ind på problemerne vedrørende udformningen af dæmningsprofil og fordelingen af de forskellige arter af fyld indenfor dæmningsprofilet.

Jeg skal bestræbe mig for at undgå gentagelser og denne gang omtale to for jordbygværker i almindelighed og for dæmningsbygning i særdeleshed

meget vigtige forhold, nemlig *principerne for fyldens komprimering* og *jordarternes varmetekniske egenskaber*. Dernæst skal jeg vise nogle *eksempler fra praksis*, der viser funderingen af dæmninger på blød bund, og til slut vil jeg vove mig ind på det ømfindtlige område der vedrører *de statiske forhold i bygværker af jord*.

Hvad angår komprimeringsmateriellet og den praktiske udførelse af komprimeringen kan henvises til foredraget: »Moderne jordarbejds- og komprimeringsmateriel« ved nævnte kursus, og her skal kun omtales de mere principielle forhold ved komprimeringen.

Komprimeringen har 3 formål: At formindske bygværkets sætninger, at forøge dets stabilitet gennem en forøgelse af jordens forskydningsstyrke og at formindske gennemtrængeligheden for vand.

Hvis en jordprøve med konstant tørstof-indhold, men vekslende indhold af vand udsættes for komprimering ved en bestemt defineret tilførsel af statisk eller dynamisk komprimeringsenergi, vil man finde at der for den pågældende jordart er en bestemt procentvis vandtilsætning — det såkaldte *optimum* — for hvilken der opnås maksimum af tørstof-vægt. Det gælder altså om i laboratoriet at finde denne gunstige vandtilsætning, som skal bruges i marken og at indsætte egnet komprimeringsmateriel som kan give den ønskede tæthed. For at kontrollere om formålet er nået, gentages prøvningsprocessen i marken med ambulante laboratorier.

Indførelsen af denne optimum-metode skyldes amerikaneren R. R. Proctor, som i 1933 offentliggjorde en artikel, hvori han beskrev laboratorieprøven — den prøve, som nu kaldes „the standard Proctor compaction test“.

Baggrunden for denne indsats var de dæmningsarbejder af kæmpemæssige dimensioner, som på dette tidspunkt var i gang i U.S.A. Indtil århundredets midte var der under ledelse af Bureau of Reclamation opført op imod 40 store spærredæmninger af jord i U.S.A.'s vestlige stater på begge sider af Rocky Mountains-dæmninger i højder fra 25—140 m og længder fra 150—5800 m.

Vi forestiller os i almindelighed disse spærredæmninger udført med en kerne af fedt ler eller endog en tæt væg i dæmningsmidten af stål eller beton. Denne opfattelse er også rigtig for såvidt angår flere ældre dæmninger. Således opførtes The Pickwick Landing Dam i staten Tennessee med en gennemsnitlig 12 m tyk kerne af materiale med kornstørrelse mindre end 0,015 mm.

Udviklingen i U.S.A. er imidlertid gået i den retning, at man nu ikke begrænser sig til et snævert spillerum af finkornet kohæsiionsmateriale, men med udmærket resultat anvender forholdsvis let tilgængelige jordmaterialer i kornstørrelse spændende fra plastisk ler til siltholdig grus og med siltholdig sand som dominerende bestanddel.

Selvfølgerig kan manglen på friktionsmateriale indenfor rimelige grænser

tvinge til brug af den mere upålidelige kohæsionsjord. Dette er tilfældet i Israel, hvor der i de seneste år er udført et antal spærredæmninger af plastisk ler, karakteriseret ved stor tilbøjelighed til udkvældning og udblødning. Af stabilitetshensyn har disse dæmninger så flade skråningsanlæg som 2 à 3,5 på land-siden og 5 à 8 på vandsiden.

Fremgangsmåden ved Standard Proctor-prøven (Standard AASHO) kan i korthed beskrives således: Af en repræsentativ jordprøve på ca. 3 kg frasigtes korn over 5 mm størrelse, hvorefter der af prøven fyldes så meget i en cylindrisk form med ca. 10 cm indvendig diameter, at der fås et lag på ca. 5 cm tykkelse. Overfladen udjævnes, hvorpå laget komprimeres ved 25 jævnt fordelte slag af en frit faldende hammer af vægt ca. 2,5 kg og med 30 cm faldhøjde. Mellem hvert slag sættes enten formen eller hammern i langsom rotation for at sikre en ensformig fordeling af slagene. Denne proces gentages med et 2' og 3' lag og til slut aflattes jorden i højde med formens top.

Nu vejes form + jordprøve. Jorden udtages af formen, og der tages en repræsentativ prøve på ca. 100 g til bestemmelse af vandindhold. Derefter blandes denne prøve påny med den originale jordprøve og der tilsættes vand svarende til en vægtforøgelse på ca. 3 %.

Efter at vandprocenten således er forøget, gentages hele processen, og der fortsættes flere gange — hver gang med ca. 3 % forøgelse af vandprocenten — indtil jorden er blevet meget våd og klæbrig.

Resultatet fremstilles grafisk ved relationen mellem vandprocenten og tørstof-tætheden. Et eksempel herpå er vist på fig. 2.

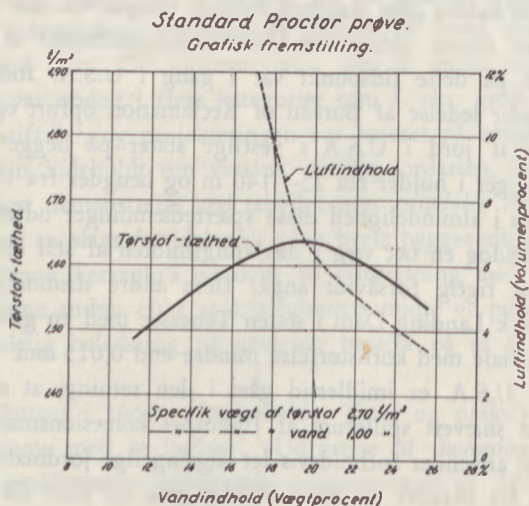


Fig. 2

Fig. 3 viser proctor-apparatet i den udformning det benyttes i Statens vej-laboratorium.

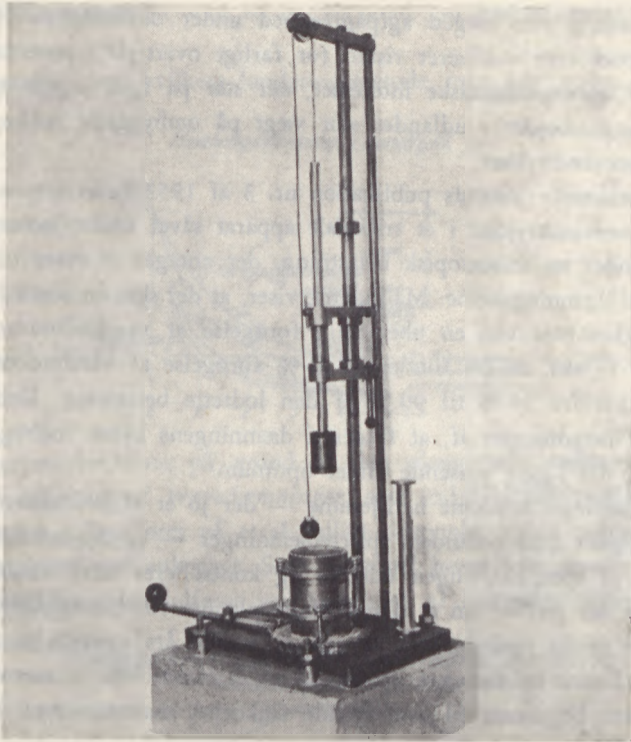


Fig. 3.

Den originale Proctor-prøve kan modificeres således at der tilføres større komprimeringsenergi, idet hammerens vægt og faldhøjde forøges. Herved kommer man i almindelighed til noget større tørstof-tæthed, og optimum nås ved mindre vandprocent end ved den originale prøve.

Ved kohæsionsløs jord med indhold af svage korn medfører den dynamiske komprimeringsprøve relativt stort materialebrud med det resultat, at man ved prøven opnår en større tæthed end den man kan opnå ved komprimeringen i marken. For at undgå denne fejlkilde indførte The state of California Division of Highways i 1939 en statisk prøvemethode, hvorved jordprøven i en cylindrisk form med 18 cm diameter gennem et stempel udsættes for et statisk tryk på 150 kg/cm^2 samtidig med at der fremkaldes vibrationer ved bankning med en hammer på cylindervæggen.

Kravet til komprimeringen i marken formuleres i reglen på den måde, at der forlanges en vis *mindste* procentdel — f. eks. 95 % — af den ved den foreskrevne prøve fundne optimum-tæthed. Der er imidlertid vanskeligt forenelige hensyn at tage til to sider. På den ene side vil man have så tæt en dæmning som muligt og på den anden side må man sikre sig, at der ikke opstår så store porevandtryk i dæmningen, at dens stabilitet bringes i fare. Dette sidste hen-

syn må man navnlig vise megen agtpågivenhed under dæmningsens opførelse, hvor byggetempoet ofte indebærer risiko for farligt overtryk i porevandet, og på grund af de store økonomiske interesser, der står på spil, lægger man ved de store dæmningsarbejder i udlandet stor vægt på omhyggelig måling af og kontrol med porevandtrykket.

I Norges geotekniske instituts publikation nr. 3 af 1953 beskrives en metode til måling af porevandtrykket i et triaksialt apparat såvel under isotropisk belastning som under en anisotropisk belastning, der antages at svare til forholdene i en central dæmningskerne. Målingerne viser, at der sker en stærk forøgelse af porevandtrykket blot ved en ubetydelig forøgelse af vandindholdet udover Proctor-optimum. F. eks. er det fundet, at 1 % forøgelse af vandprocenten kan forøge poretrykket fra 30 % til 90 % af den lodrette belastning. Dette resultat understreger betydningen af, at fylden i dæmningsens kerne indbygges med et vandindhold, der ligger passende under optimum.

Også ved dæmningsarbejderne herhjemme — der jo er af beskednere dimensioner sammenlignet med udlandets spærredæmninger — er det selvfølgelig af stor betydning, at komprimeringen udføres og kontrolleres efter moderne metoder, især hvor det gælder om at tilvejebringe planum for hurtiggående trafik. Proctor-metoden er da også praktiseret ved de senere års motorvejsanlæg herhjemme. Der kunne måske være anledning til at minde om, at metodens anvendelse må være begrænset til overvejende finkornet materiale med fornøden vandbindingsevne.

Imidlertid er den danske natur af en sådan art, at vore største dæmningsanlæg fører over moser, engdrag og vandarealer, hvor bunden består af ferskvands- eller marine aflejringer af postglaciale bløde lag. Ved D.S.B.'s jordarbejder har det gennem mange år været praksis, at sådanne bløde lag såvidt muligt fjernes og erstattes med sand- eller grusfyld, og hvis lagtykkelsen ikke overstiger 2 à 3 m fjernes det bløde lag fuldstændigt. Også ved motorvejsanlæggene går man i så henseende temmelig radikalt til værks. F. eks. oplyser Sorø amts vejvæsen, at man under anlægget af motorvejen ved Korsør på en længere strækning har afgravet blød bund i en gennemsnitlig tykkelse af ca. 2 m og rent lokalt indtil ca. 10 m tykkelse.

Vi har flere jernbanedæmninger over moser, hvor den såkaldte »dæmningsfaste bund« ligger 15—20 m under terræn. Sådanne dæmninger har nødvendigvis måttet udføres som »svømmende« dæmninger, men medens man ved de ældste anlæg ofte har anvendt fyldmaterialer og arbejdsmetoder, der senere har medført langvarige og besværlige sætninger, så har man ved nyere statsbaneanlæg altid tilstræbt såvidt muligt at få dæmningerne i bund, først og fremmest ved opførelse i hurtigt tempo til stor overhøjde men i nogle få tilfælde også ved sprængninger. Tilbage bliver der dog altid en større eller mindre rest af

konsolideringssætninger som til en vis grad gør komprimering af fylden illusorisk.

Spørgsmålet om, hvilken funderingsmetode man bør vælge ved et bestemt

Hvælvingsvirkning i sandfyld.

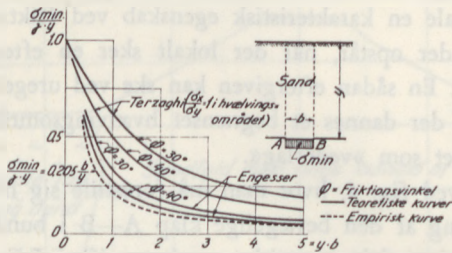
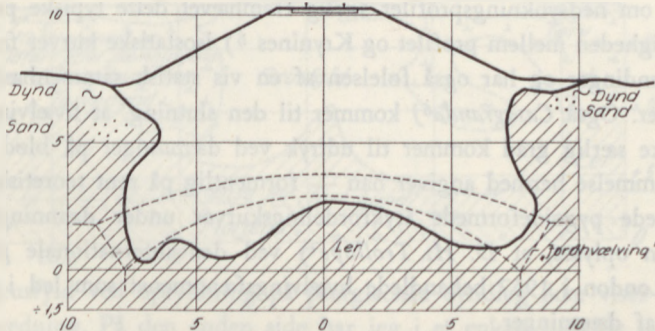


Fig. 4.

dæmningsprojekt bliver på grund af den økonomiske rækkevidde undertiden løst ved udførelse af prøvedæmninger, som indgår i det endelige anlæg, men som selvsagt må udføres på et så tidligt tidspunkt, at de indvundne erfaringer kan nyttiggøres ved anlægget. Som eksempel herpå kan nævnes det motorvejsanlæg, som for tiden udføres ved vestenden af bjergsøen Walensee i Schweiz.

Nedsynkningsprofil for jernbandedæmning
Karakteristik pygoideform.



Isostatiske kurver for horisontale trykspændinger
 Ref: D.P. Kryniene: Proc. of the internat. conf. on soil mechanics. 1936

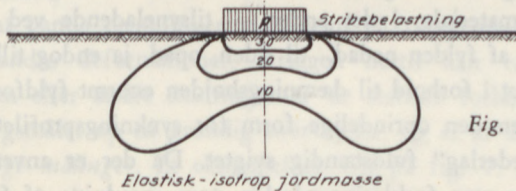


Fig. 5.

Vejen føres på en ca. 2 km lang strækning over sumpet terræn med lag af tørvt og silt i indtil 17 m dybde. Her er udført 4 korte prøvedæmninger, som i nogle

år har været under nøje observation med hensyn til sætninger, porevandtryk, fyldens hensigtsmæssighed, virkningen af lodrette sanddræn og flere andre forhold. Angående de mange enkeltheder henvises til »Strasse und Verkehr«, 1959 nr. 3—4.

Forinden jeg viser nogle eksempler herhjemme fra på udførte dæmninger på blød bund, vil jeg omtale en karakteristisk egenskab ved friktionsjord, nemlig den hvælvingsvirkning der opstår, når der lokalt sker en eftergiven i underlaget for en opfyldning. En sådan eftergiven kan ske ved uregelmæssig sætning af dæmninger, hvorved der dannes et begrænset hvælvingsområde med relativt faste afsnit af underlaget som »vederlag«.

Forholdet illustreres ved fig. 4, hvor man må forestille sig hvælvingsvirkningen opstået ved sænkning af den bevægelige klap A—B i bunden af en sandopfyldning. Kurverne viser dels teoretiske resultater iflg. *Engesser*¹⁾ og *Terzaghi*²⁾, dels et enkelt eksperimentelt resultat fra målinger i stor skala ved anlægget af tunnelbaner i Paris³⁾.

Grundlaget for den empiriske kurve er tunnelprofiler med indtil 18 m spændvidde og indtil 4,5 m tykkelse af jord over tunneldækket.

Det øverste tværprofil på fig. 5 stammer fra et finsk baneanlæg og viser det karakteristiske dæmningsfundament, som man med lidt fantasi måske kan identificere med en jordhvælvning. Den finske geolog Thord Brenner har i en afhandling⁴⁾ om nedsynkningsprofiler særlig fremhævet dette typiske profil. Man bemærker ligheden mellem profilet og Krynines⁵⁾ isostatiske kurver for horizontale trykspændinger og har også følelsen af en vis statisk sammenhæng mellem de to figurer. Også *Casagrande*⁶⁾ kommer til den slutning, at hvælvingsvirkningen i ganske særlig grad kommer til udtryk ved dæmninger på blød bund, og i overensstemmelse hermed angiver han — formentlig på rent teoretisk grundlag — udprægede pygoideformede trykfordelingskurver under dæmningsens basis. Endelig kan oplyses, at *D. H. Trollope*⁷⁾ ved den internationale geotekniske kongres i London i 1957 behandlede hvælvingsfænomenet som led i en stabilitetsanalyse af dæmninger.

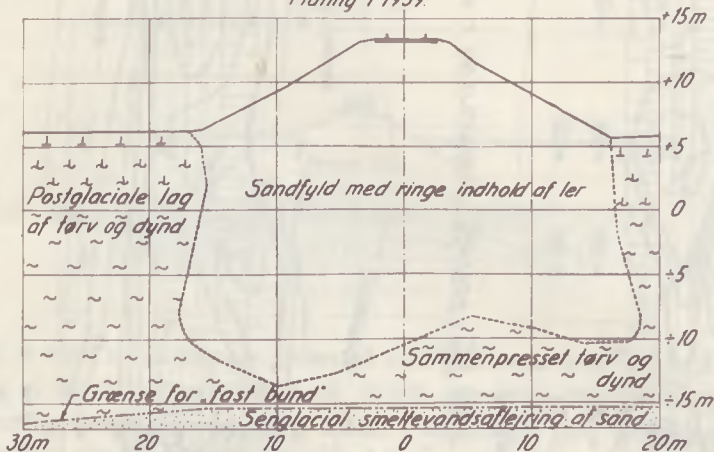
Ved sammenligning af de to fyldprofiler på fig. 6 får man en forestilling om, hvor forskelligt dæmningsens fundament kan forme sig: I det ene tilfælde minimum af fyldmateriale, i det andet — tilsyneladende ved et lune af naturen — udløbere af fylden nedad, til siden, opad, ja endog tilbage mod dæmningsmidten med et i forhold til dæmningshøjden enormt fyldforbrug. Også her er hvælvingsformen den oprindelige form for synkningsprofilet, men åbenbart har det højre „vederlag“ fuldstændig svigtet. Da der er anvendt grusfyld til dæmningen, savner man forklaring på den store spredning af fylden, men formentlig har det bløde ler under tørvelagene haft meget stor sensitivitet og derfor yderst ringe forskydningsstyrke i omrørt tilstand. Erfaringen viser ellers, at

Nedsynkningsprofiler

for banedæmninger af grus- og sandfyld.

Tværsprofil fra banestrækningen Hobro-Ålborg.

Måling i 1939



Tværsprofil fra banestrækningen Koski-Ervälö i Finland.

Profilen gengivet efter prof. dr. techn. K.V. Helenelund

Måling i 1931.

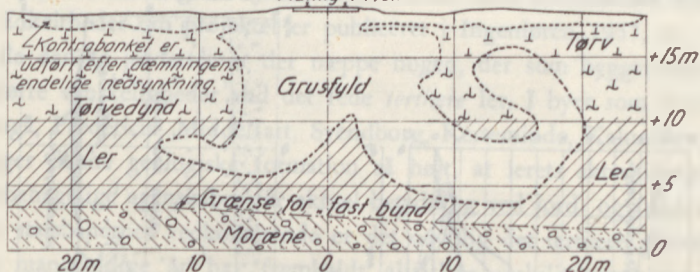


Fig. 6.

sand- og grusfyld ved opfyldning på postglaciale dyndlag ikke viser større tendens til spredning. På den anden side har jeg i et enkelt tilfælde iagttaget opskydning af fed, kalkholdig lerfyld sammen med tørvedynd i ca. 25 m afstand fra dæmningsfoden.

Det hænder at gamle dæmninger viser tegn på tiltagende sætninger, revnedannelse eller andre deformationer. Årsagen hertil kan være sænkning af grundvandstanden eller andre ændringer af de statiske forhold. I sådanne tilfælde tages spørgsmålet op til grundig overvejelse, og et af de nyttigste midler hertil er nøjagtige målinger. Et eksempel er vist på fig. 7. Efter at man ved nivellement havde fastlagt grænserne („Nullinierne“) mellem sætninger og terrænhævninger, blev kontrabanketter af ringe højde anlagt uden dynd for disse grænser. Som det fremgår af tid-sætningsdiagrammet, er den pågældende dæmning

ganske vist endnu ikke i ro, men der er formentlig nu kun tale om konsolideringssætninger for dæmningen som helhed i modsætning til forholdene i 1954, da der iagttoges revnedannelser og tendens til vandrette bevægelser.

Dækmole på 8m vanddybde
i Halskov havn

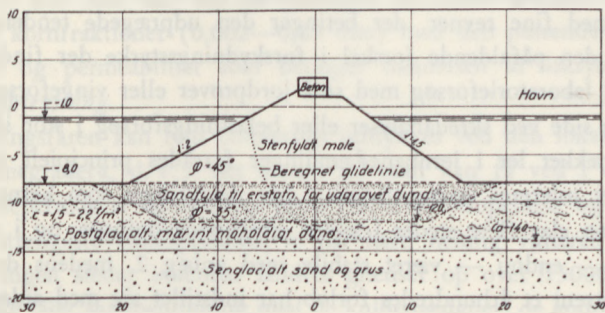


Fig. 8.

Fig. 8 viser en havnemole opført på sandfundament over en ca. 2 m tyk aflejring af postglaciale, marint dynd. D.S.B. har efter omfattende grundundersøgelser og stabilitetsberegninger, udført i samarbejde med Geoteknisk Institut, besluttet sig for den viste funderingsmåde, som nu er bragt til udførelse og har vist sig tilfredsstillende. Alternativet var fundering af molen direkte på havbunden uden udveksling af dyndmateriale, men med udvidelse af molens stenprofil. Enkeltheder om projektet er publiceret i Ingeniøren 1957, nr. 20.

Af alle danske jordarter er der næppe nogen, der som byggemateriale frembyder større vanskeligheder end det fede *tertiære* ler. I byer som Randers, Aarhus, Langå, Fredericia, Middelfart, Svendborg, Kerteminde, Kalundborg og Holbæk ligger denne geologiske formation så højt, at lerets skredtilbøjelighed og øvrige ubehagelige egenskaber får aktuel betydning ved jord- og funderingsarbejder. For statsbanernes vedkommende er det navnlig det *tertiære glimmerler*, der gennem mangfoldige år har fremkaldt alvorlige stabilitetsproblemer på den østjydske hovedbane ved Vejle, og de seneste år er det den art af *tertiært* ler, der benævnes *Septarieler* og som på Skive-egnen ligger fremme i dagen, der i høj grad er kommet til at komplicere statsbanernes anlægsarbejder ved Skive stations flytning.

Septarieleret hører ifølge sin særlige struktur til gruppen af »sprækket ler« (fissured clay), hvoraf vel nok det engelske *London clay*, der har været genstand for en righoldig geoteknisk litteratur, er det mest kendte.

Da projekteringen af anlægsarbejderne i Skive påbegyndtes for en halv snes år siden, var Septarieleret såvel i bogstavelig som i overført betydning »terra incognita« for de fleste ingeniører.

Da man efter foretagne grundundersøgelser havde fastslået det geologiske slægtsskab med *London clay*, rettede vi henvendelse til British railways for at

få oplyst, hvilken engelsk praksis der efterhånden havde udviklet sig med hensyn til skråningsanlæg, skråningsbeklædning eller andre støtteforanstaltninger ved bygværker af »fissured clay«.

De engelske jernbanemyndigheders svar bekræftede ligheden — også i fysisk henseende — mellem Septarieler og London clay. Dette gælder både flydegrænsen, strukturen med fine revner, der betinger den udprægede tendens til udkvældning, samt den påfaldende forskel i forskydningsstyrke der findes — på den ene side ved laboratorieforsøg med små jordprøver eller vingeforsøg in situ — på den anden side ved skredanalyser eller belastningsforsøg i stor skala. Anvendelsen af sprækket ler i jernbanedæmninger frarådes principielt af British railways, men det tolereres undtagelsesvis i nye dæmninger som kerne. Ganske vist findes London clay flere steder i ældre jernbanedæmninger, og i nogle tilfælde har disse — endnu — været stabile med anlæg 2, medens de i andre tilfælde efter omtrent et århundredes forløb har indstillet sig med anlæg 5 eller endnu fladere. Iøvrigt er langtids-stabiliteten angivet af naturen selv, idet der ikke forekommer naturlige skrænter af London clay med stejlere hældning end ca. 10° .

Skive stations flytning Afgravningsprofil i septarieler



Jernbanetunnel under Skive-Holstebro landevej

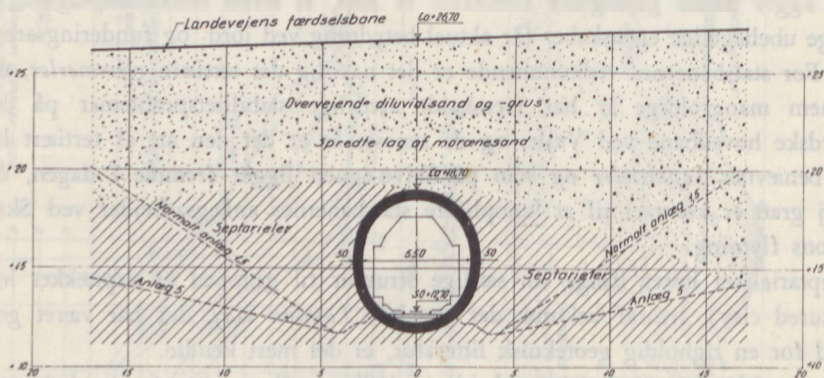


Fig. 9.

Med støtte af de engelske erfaringer har D.S.B. nu udformet anlæggene i Skive, og fig. 9 viser et par eksempler på den ekstraordinære udformning, der er en følge af septarieleret. Den enkeltsporede jernbane under landevejen var oprindelig tænkt udført i åben udgraving med normalt skråningsanlæg. Septarie-

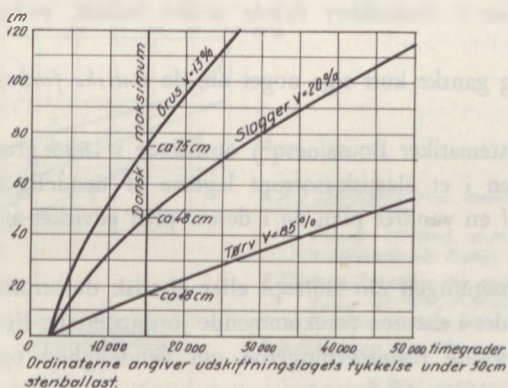
leret ville imidlertid nødvendiggøre så flade skråninger, at løsningen med åben udgravning måtte opgives til fordel for en jernbanetunnel i septarieleret.

En anden jordtype, der ligeledes som byggemateriale kan volde os besvær og ulemper — omend på en helt anden måde end det fede ler — er finmo og silt. Der er her ikke tale om en geologisk defineret jordart, men et bestemt interval af kornfraktioner (0,002—0,06 mm) med den passende kombination af kapillaritet og permeabilitet som betinger dannelsen af iskrystaller og deraf følgende *opfrysning*.

Opfrysningsfaren kan rent talmæssigt udtrykkes ved den lokale kuldemængde målt i »timegrader«, d. v. s. det største tal man kan få ved i en sammenhængende kuldeperiode at opsummere produkterne af temperatur og tid. Tager man en af de strengeste vinterperioder, vi har haft, nemlig vinteren 1941/42, kommer man ingen steder indenfor landets grænser op over 15000 timegrader, et tal som ikke tåler sammenligning med de kuldemængder, de andre nordiske lande må regne med og beskytte sig imod. Det er f. eks. ikke ualmindeligt i det nordlige Skandinavien at nå op på 60.000 timegrader i en vinterperiode. Mens talen er om opfrysning, vil jeg som et kuriosum nævne, at også *tørv* under visse forhold er nyttigt byggemateriale ved jernbaneanlæg. Medens vi herhjemme

Masseudskiftning til frostfri dybde

Ref: Skaven-Haug, Nordisk Jernbanetidsskrift 1954



Udskiftning med tørv under jernbane

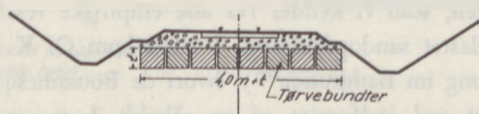


Fig. 10.

med flid fjerner alt hvad der findes af tørv under jernbane eller vejbane, så indlægges der ved norske jernbaner — såvel ved nyanlæg som baner i drift —

et tørvelag under ballasten. Dette hænger sammen med jordens termotekniske egenskaber. Diagrammet øverst på fig. 10 er et middel til dimensionering af det frostbeskyttende lag under ballast, og heraf fremgår tydeligt tørvens fortrin. Nederst ses Norske statsbaners normalprofil med pressede tørvebundter. Efter danske forhold synes diagrammet at føre til meget rigelig tykkelse af udskiftningslaget, eftersom vi herhjemme erfaringsmæssigt er sikret mod opfrysning med en samlet tykkelse på ca. 80 cm af ballast + grusunderlag. Det må dog erindres, at eventuelt snelæg også bidrager til sikring mod opfrysning.

På en strækning af østjydske hovedbane har man nøje lokaliseret opfrysningerne i de 3 vinterperioder 1939/42 og på denne strækning foretaget en meget detaljeret undersøgelse af ballastmaterialet og underlaget ved gravning og boring i sporet for hver 5 m. Man har herved tydeligt kunnet påvise sammenhængen mellem opfrysningerne og kornfraktionen i finmo — silt (mjåla).

På vore sekundære jernbaner med grusballast har vi undtagelsesvis konstateret opfrysninger på indtil 85 mm. En rent lokal opfrysning af denne størrelse frembyder en større risiko og ulempe end de meget store jævnt forløbende opfrysninger, som forekommer i det nordlige Skandinavien. På Østerdalsbanen i Norge har der været lange sammenhængende strækninger med 20 à 30 cm opfrysninger forløbende så jævnt, at det overhovedet ikke har været nødvendigt at »kile« sporet.

Sammenfattende kan det siges, at kornfraktionen filmo-silt kun bør anvendes som byggemateriale i frostsikker dybde under ballast, vejbefæstelse, planum eller skråninger.

Til slut skal jeg ganske kort sige noget om de *statiske forhold* i bygværker af *friktionsjord*.

Den franske matematiker Boussinesq⁸⁾ opstillede i 1885 grundligningerne for spændingstilstanden i et elastisk-isotrop legeme af uendelig udstrækning, kun opad begrænset af en vandret plan og i denne plan påvirket af en lodret enkeltkraft.

Hverken forudsætningen om isotropi eller elastisk deformation efter Hooke's lov er opfyldt af det i naturen forekommende jordmateriale, lige så lidt som man i praksis kan opfylde forudsætningerne om uendelighed og belastning i et »punkt«.

Alligevel fører Boussinesq's ligninger til de samme typiske grundformer for spændingsfordelingen, som vi kender fra alle empiriske resultater af trykfordeling i en lokalt belastet sandopfyldning. I 1934 kom O. K. Fröhlich's afhandling „Druckverteilung im Baugrunde“⁹⁾, hvori de Boussinesq'ske grundligninger foreslås modificeret ved indførelse af en såkaldt *koncentrationsfaktor* n , der tager skyldigt hensyn til jordens virkelige deformationsegenskaber. For $n = 3$ får man netop Boussinesq's ligninger, og ved en analyse af flere forskeres

empiriske forsøgsresultater kommer Fröhlich til det resultat, at $n = 6$ i det store og hele dækker forsøgsresultaterne for så vidt angår trykfordelingen i sand.

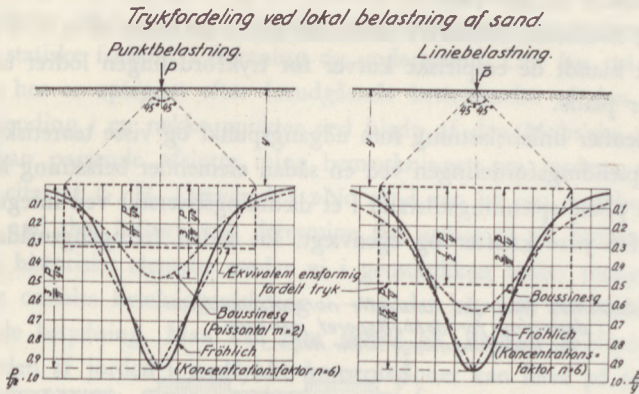
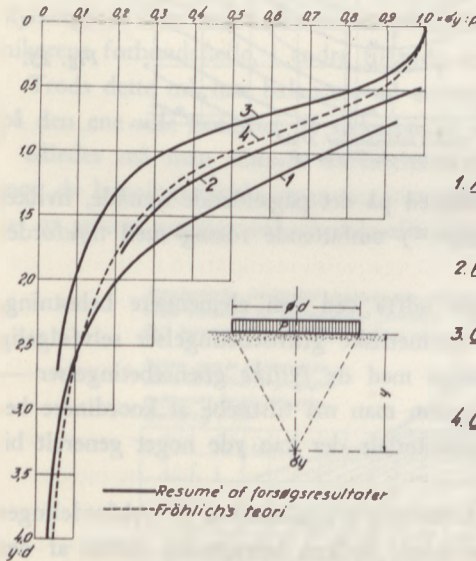


Fig. 11.

Det fremgår af fig. 11, at den typiske trykfordelingskurve under punkt — eller liniebelastning med ret stor tilnærmelse kan erstattes med en trekant. Hvis man derimod følger den regel, som ofte benyttes herhjemme — nemlig at fordele en overfladebelastning ensformigt gennem jordfylden under en grænse-

*Trykfordeling i sand.
under belastet cirkulær plade*



1. A. T. Goldbeck. (Proc., American soc. for testing mat. Vol. 17)
 $p_{maks} = 2,75^{\text{kg}}/\text{cm}^2$, $d = 20-34\text{cm}$, $y_{maks} = 150\text{cm}$
 Forsøgsmateriale: Fugtigt, komprimeret sand.
2. Kögler & Scheidig. (Die Bautechnik 1927)
 $p_{maks} = 1,05^{\text{kg}}/\text{m}^2$, $d = 36-48\text{cm}$, $y_{maks} = 60\text{cm}$
 Forsøgsmateriale: Tørt kvartssand
3. G. Plantema. (Proc. 3th internat. conf. on soil mechanics 1933)
 $p_{maks} = 50^{\text{kg}}/\text{cm}^2$, $d = 37-60-75-90\text{cm}$, $y_{maks} = 8\text{cm}$
 Forsøgsmateriale: Fugtigt, komprimeret sand.
4. O. K. Fröhlich. (Druckverteilung im Baugrunde 1934)
 Koncentrationsfaktor = 6, $\sigma_y = \left[1 - \frac{1}{4y^2}\right] p$.

Fig. 12.

vinkel på 45° — fjerner man sig langt fra virkeligheden. Hvis f. eks. »punktbelastningen« består af et hjultryk giver den ensformigt fordelte ækvivalentbe-

lastning en trykspænding, der kun udgør ca. $\frac{1}{3}$ af trekant-belastningens maksimalspænding. For visse bærende konstruktioner — tynde pladedæk og lign. — spiller dette forhold en stor rolle.

Fig. 12 viser, hvorledes Fröhlich's teoretiske kurve svarende til $n = 6$ placerer sig ganske godt blandt de empiriske kurver for trykfordelingen lodret under en belastet cirkulær plade.

Med en elementær liniebelastning som udgangspunkt og visse teoretiske forudsætninger om spændingsfordelingen ved en sådan elementær belastning kan man nu beregne den plane spændingstilstand i et dæmningstværsnit ved integration af belastningerne fra ydre kræfter og egenvægt. En sådan fremgangsmåde forud-

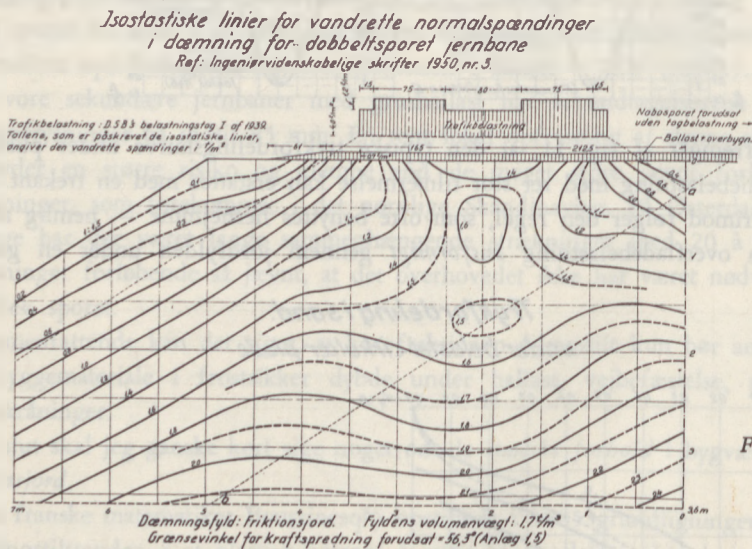


Fig. 13.

sætter, at superpositionsloven har gyldighed på det pågældende område, hvilket synes bekræftet ved Kögler & Scheidig's¹⁰⁾ omfattende forsøg med trykfordeling i sand.

Hvilke grundligninger man end går ud fra ved den elementære belastning, så må integrationen under de givne geometriske grænsebetingelser selvfølgelig føre til resultater, der også er forenelige med de fysiske grænsebetingelser — in casu jordens forskydningsstyrke, ligesom man må tilstræbe at koordinere beregningen med det sparsomme forsøgsmateriale der kan yde noget generelt bidrag til sagen.

Men kan — ligesom i sin tid Strohschneider¹¹⁾ gå ud fra, at trykfordelingen sker indenfor en vis konstant grænsevinkel, hvilken betragtning støttes af den kendsgerning, at næsten alle forsøg med trykfordeling i sand viser, at praktisk taget hele belastningen fordeles inden for en grænsevinkel på $50-60^\circ$. En

sådan fremgangsmåde er benyttet ved de geostatiske beregninger i Ingeniørvidenskabelige skrifter, 1950, nr. 3,¹²⁾ hvorfra jeg skal vise et par eksempler (fig. 13 og 14). Jeg gør dog udtrykkelig opmærksom på at de viste isostatiske kurvebilleder ikke må tages for andet end min personlige opfattelse af de sandsynlige statiske forhold i dæmning og undergrund. Om fig. 14 oplyses, at isolinierne her er optegnet efter forudgående bestemmelse af den største forskydnings-spænding i en række punkter ved hjælp af den Mohr'ske spændingscirkel.

Jeg kan passende afslutte mine bemærkninger om jordens statiske forhold med et citat af G. H. Darwin:¹³⁾ »No sand can be put together without some history, and that history will determine the nature of its limiting equilibrium.«

Dette historiske element møder vi i geostatikken under mange former — f. eks. den omtalte hvælvingsvirkning — og det kan ved jordtryksberegninger få afgørende betydning. Man kan blot tænke på, hvilken indflydelse komprimeringsgraden af jorden i jordfyldte konstruktioner kan have på jordtrykkets størrelse. Når det derimod drejer sig om frie jordbygvæker som vej- og jernbandedæmninger, der under trafikken udsættes for vibrationer, er det grund til at tro, at opførelsesmåden — dæmningens historie — kun er af sekundær og midlertidig betydning for de statiske forhold, og at disse i hovedsagen bestemmes af dæmningens profil og fyldens art.

Den ingeniør, der arbejder med *jord som byggemateriale* må se i øjnene, at han har at gøre med et heterogent materiale, påvirkeligt af nedbør, grundvand, frost og iøvrigt alle klimatiske forhold, et materiale der er foranderligt i sine styrkeegenskaber under kræfternes påvirkning. I nogle tilfælde er tiden geoteknikerens forbundsfælle, i andre tilfælde det modsatte.

Trods dette må han balancere ad en meget snæver sti mellem to grænser — på den ene side hensynet til sikkerheden og på den anden side økonomien.

Således må man vistnok karakterisere geoteknikerens arbejde sammenlignet med de bygningsstatiske opgaver, hvor der opereres med vel definerede styrketal og relativt rigelige sikkerhedskoefficienter for materialer som stål og beton.

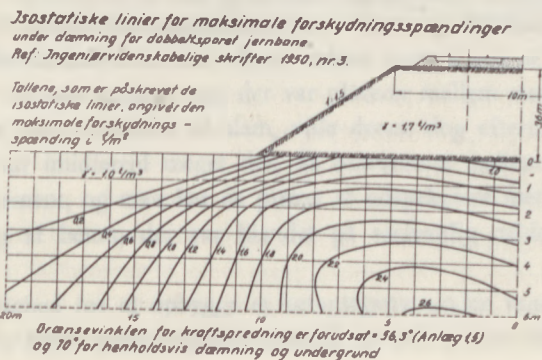


Fig. 14.

Litteraturfortegnelse

1. F. Engesser: Über den Erddruck gegen innere Stützwände. Deutsche Bauzeitung 1882.
2. K. Terzaghi: Theoretical soil mechanics. New York 1944.
3. Le genie civil. Vol 92, 1928.
4. T. Brenner: Beispiele von Massenverdrängung durch Bodenbelastung. Helsingfors 1928.
5. D. P. Krynine: Tangential stresses under a spread foundation. Internat. conf. s.m. Vol. 1, 1936.
6. Boston society of civil engineers: Contributions to soil mechanics 1925—1940.
7. D. H. Trollope: The systematic arching theory applied to the stability analysis of embankments. 1957.
8. M. J. Boussinesq: Application de potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris 1885.
9. O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934.
10. F. Kögler & Scheidig: Druckverteilung im Baugrunde. Die Bautechnik 1927, 1928, 1929.
11. Strohschneider: Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen. Wien 1912.
12. Chr. Broen Christensen: Geostatic investigations with especial reference to embankment sections. Ingeniørvidenskabelige skrifter 1950, nr. 3.
13. G. H. Darwin: On the horizontal thrust of a mass of sand. Min. of proc. of the inst. of civil engineers. Vol. 71, 1883.

Undervandsbeton

Af overingeniør, cand. polyt E. A. Kirchhoff

I forbindelse med udførelsen af vandbygningsarbejder eller arbejder under grundvandsstanden overlades det ofte til entreprenøren at bestemme på hvilken måde opgaven skal løses.

For eksempel kan en pille eller et fundament udføres i en spunsvægsgrube eller som en caisson, og et fundament under grundvandsstanden kan fremstilles i en tør byggegrube udført i forbindelse med grundvandssænkning eller ved trykluffundering.

Dog vil det ofte være nødvendigt i forbindelse med disse arbejder at udstøbe en større eller mindre mængde beton i vand, f. eks. ballastbeton i en caisson, for at give den nødvendige vægt før lænsning eller en tæt bund i en spunsvægsgrube, og endelig kan det komme på tale at udføre en større konstruktion ved udstøbning af undervandsbeton.

Beton er som bekendt sammensat af sten, sand og cement + vand, der danner en »lim«, der alt efter vandtilsætningens størrelse bestemmer konsistens og dermed dens bearbejdelighed, men det er indlysende, at betonen som følge af sin sammensætning ikke egner sig til udstøbning i vand uden at der må træffes særlige foranstaltninger, der dels skal forhindre at betonen skilles ad i sine bestanddele og at cementen udvaskes og omdannes til slam.

Allerede før århundredskiftet eksperimenteredes med metoden til at fremstille kvalitetsbeton under vand, og der opfandt en fremgangsmåde »Kinippling« — opkaldt efter sin opfinder, englænderen Kinipple. Metoden gik ud på først at placere stenmaterialerne i en form og derefter udfylde mellemrummet mellem stenene med ren cement udrørt i vand ved at pumpe cementvællingen ned i formen gennem rør, der var placeret mellem stenene. Selvom den første cement blev omdannet til slam, ville denne dog efterhånden beskytte resten. Metoden var imidlertid meget dyr, da hulrummet mellem stenene måtte fyldes med ren cement, og man har da prøvet at udspekulere metoder, der muliggjorde udstøbning af beton, der var blandet på sædvanlig måde i en blandemaskine på land.

En mulighed for at opbygge et betonlegeme under vand haves i sækkebeton, hvor delvis fyldte sække stables oven på hinanden, men der opnås ikke et sam-

menhængende legeme, men sækkebeton bruges ofte til tætning lange forme eller som bundbeskyttelse mod erosion langs kajer og piller.

Som eksempler på de hjælpemidler, der har været benyttet i de sidste 50 år, kan henvises til Schönwellers bog om fundering fra 1912, som bl. a. omfatter: »Sejldugssække«, der kan bringe små mængder beton gennem vandet, »Klappkasse«, der muliggør anbringelse af større mængder i forbindelse med allerede udstøbt beton og »Rør i trolje«, hvor betonen beskyttes af et rør, indtil det bliver fordelt et lag ovenpå den allerede udstøbte beton.

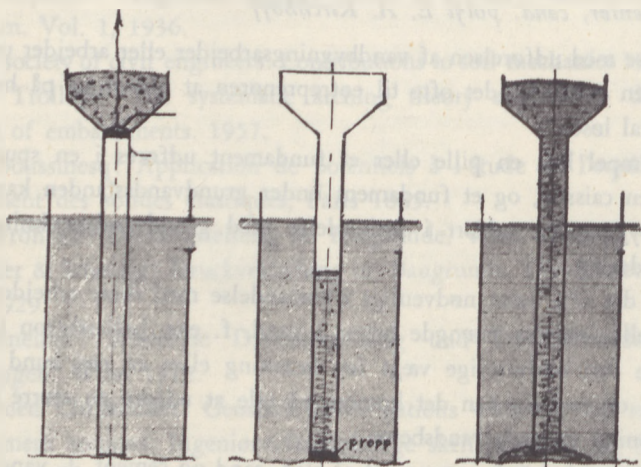


Fig. 1. Igangsætning af støbning efter contractormetoden.

Alle disse metoder har dog den mangel, at der dannes for meget slam, der danner skilleflader i betonmassen og nedsætter dens styrke.

Virkelig kvalitetsbeton med styrkeegenskaber som sædvanligt udstøbt beton kan imidlertid fremstilles efter »Contractormetoden«. Denne er opfundet af en norsk ingeniør Gundersen, der anvendte den i Amerika og senere udviklet af det svenske firma: „Byggnads Aktiebolaget Contractor“, hvorfra det nu benyttede navn stammer.

Metoden, der er vist på fig. 1, er baseret på det princip, at et rør, der foroven er forsynet med en passende tragt, fyldes med beton, idet vandet i røret succesivt presses ud af en prop mellem beton og vandet. Når der fyldes mere beton i røret, samtidig med at dette løftes lidt over bunden i formen, vil betonen flyde ud og danne en kegle om rørets ende, og efterhånden som der tilføres mere beton, vil keglen vokse og beskytte den allerede udstøbte beton, og der vil ikke opstå andet slam end det, der dannes på keglens overside.

For at gennemføre en god støbning er betons »konsistens« af afgørende betydning. For blød beton har tendens til at skille ad i røret med fare for at

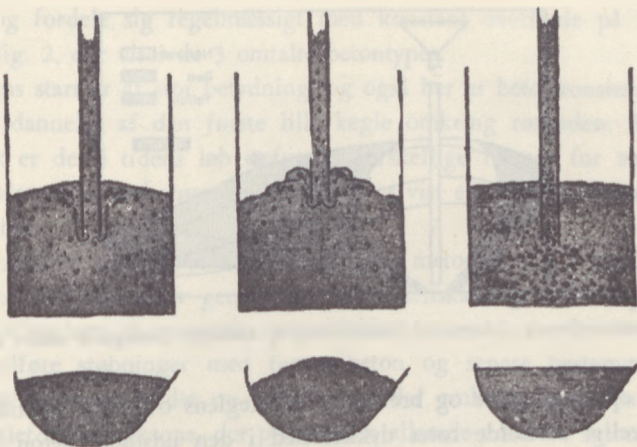


Fig. 2. Betonkonsistensens indflydelse på støbningen, visende fra venstre: god konsistens, for tør beton og for blød beton eller dårlig graduering.

stenene kiler sig fast i dette, og den udstøbt beton bliver en blanding af steneder og mørtel. For stiv beton medfører, at denne, efter at være kommet ud af

CONSTRUCTION OF GRAVING DOCKS BY THE TREMIE METHOD

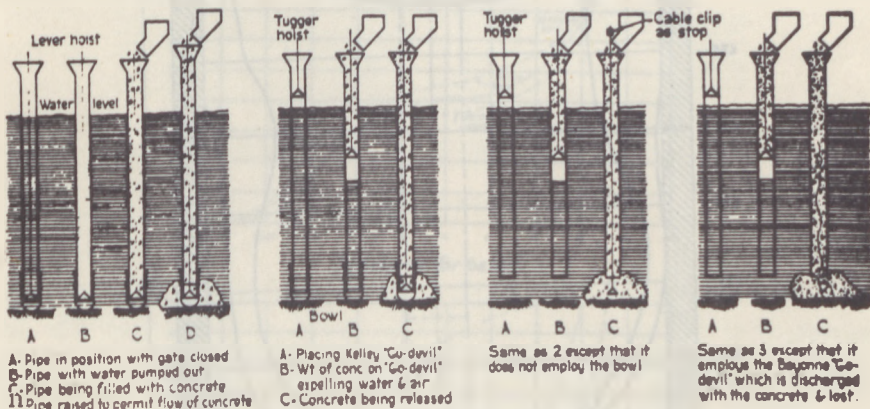


Fig. 3. Bundventiler og forskellige typer på „propper“ til støberør.

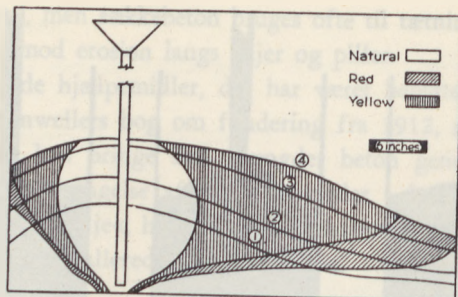


Fig. 4. Laboratorieforsøg: Skematisk fremstilling af betonens bevægelse under udstøbningen.

røret, stiger op langs dette og breder sig på keglens overside, samtidigt med at det er vanskeligt at holde røret dykket ned i den udstøbte beton, med deraf følgende risiko for indtrængning af vand i røret, der øjeblikkeligt stopper støbningen og kun kan afhjælpes ved at tømme røret for beton og begynde forfra.

Har betonen den rette konsistens, vil røret kunne holdes fra 1—3 m nede i be-

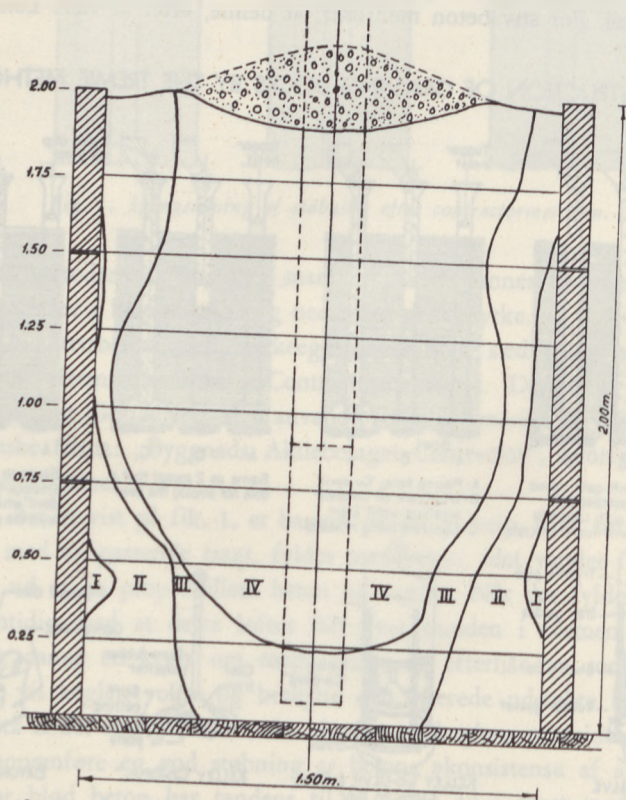


Fig. 5. Prøvelegeme hvor linierne angiver skillelinier mellem forskelligt farvet beton.

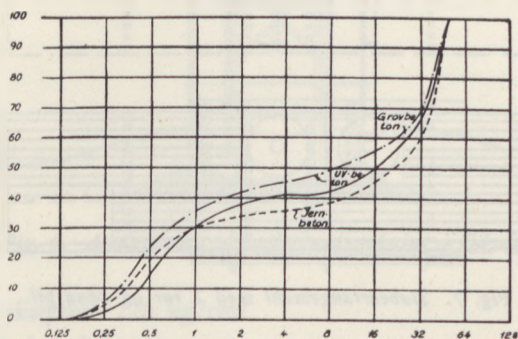
tonmassen og fordele sig regelmæssigt med konstant overflade på keglen som angivet på fig. 2, der viser de 3 omtalte betontyper.

Støbningens start er af stor betydning, og også her er betonkonsistensen af betydning for dannelse af den første lille kegle omkring rørenden. For at sikre en god start er der i tidens løb opfundet forskellige former for »propper« til at drive vandet ud af støberøret og på fig. 3 er vist en del amerikanske propper og bundventiler.

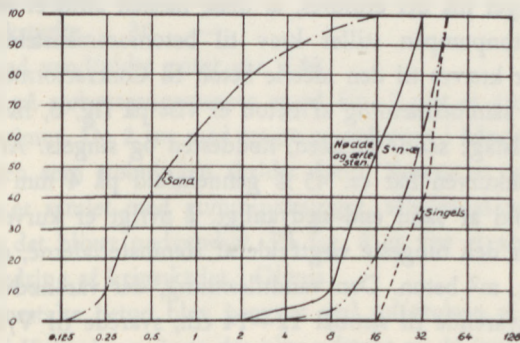
Disse er udviklet under den sidste krig, hvor metoden, der i U.S.A. betegnes som »Tremie method«, blev genopdaget og videnskabeligt undersøgt i forbindelse med udførelsen af en række store dokker.

Ved at udføre støbninger med farvet beton og senere bestemme betonens placering ved boringer er det nu fastslået, at der omkring rørenden dannes en nærmest kugleformet trykzone, der presser den allerede udstøbte beton såvel opad som ud til siden, omtrent som man kan tænke sig et kålhovedes vækst, hvor de yngste blade presser de ældre væk fra centrum. Trykzonen er vist på fig. 4, der viser, hvordan betonen fordeler sig, når den kan brede sig uhindret.

På fig. 5 er vist en lignende fordeling af betonen omkring trykzonen, når



Sigtekurve for beton.



Sigtekurve for tilslagsmaterialer.

Fig. 6. Sigtekurver for tilslagsmateriale og undervandsbeton i forhold til andre betontyper.

støbeformen begrænser bevægelsen væk fra røret. Sidstnævnte prøvestøbning, der er foretaget med 4 forskellige farver tilsat beton, blev foretaget med rør uden prop og bundventil, idet det har vist sig at for megen mekanik tit medfører stop i støbningen, men når disse ting omtales i forbindelse med amerikanske

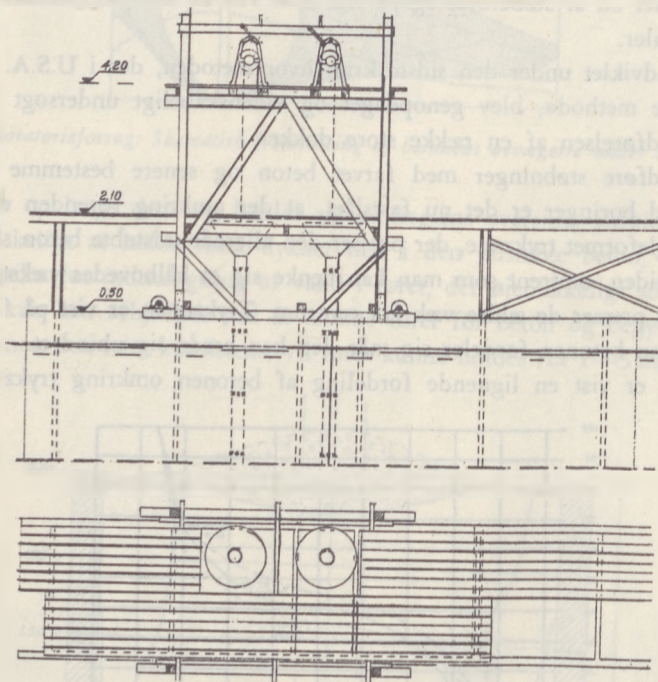


Fig. 7. Støbearrangement med 2 rør og håndspil.

undervandsstøbninger må det erindres, at disse næsten altid er udført med pumpebeton, hvor betonpumpen stiller krav til betonsammensætningen, der ikke svarer til dem, der kræves til den ideelle beton til Concractormetoden.

Et eksempel på sammensætning af beton er vist på fig. 6, hvor der har været anvendt 4 slags tilslag: sand, ærtesten, nødden og singels. Af sigtekurven ses at undervandsbetonkurven har ca. 45 % gennemfald på 4 mm kurven svarende til et større indhold af sand end sædvanligt. I øvrigt er kurven sammensat på en måde, der giver den tungeste vægtfylde af stenmaterialerne, og der blev tilsat 280 kg cement pr. m² beton. Den vandtilsætning, der var nødvendig til en passende konsistens svarende til sætmål 12—14 cm, svarede til V/C = 0.63.

Med denne beton, der blev anvendt ved et større arbejde i København, opnåedes fig. 28 døgn's styrker:

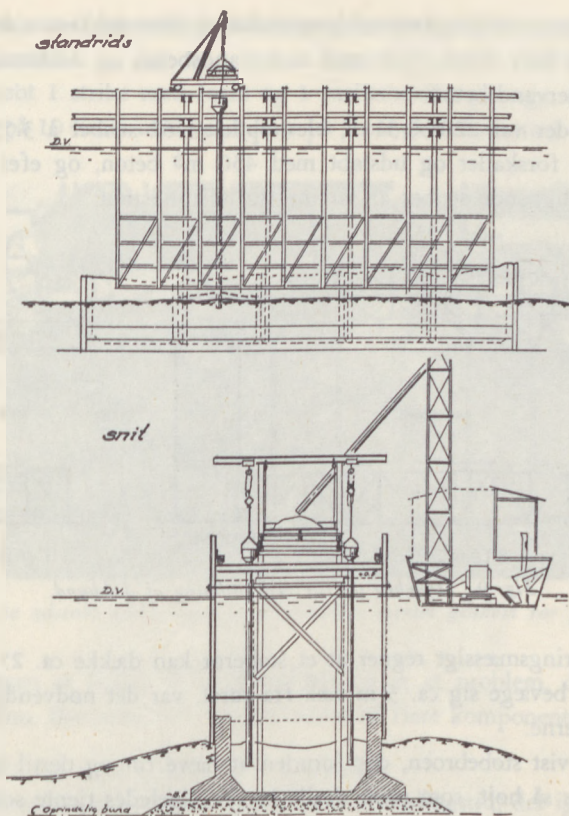


Fig. 8. Arrangement af undervandsstøbning i Gdynia.

Cylindertrykstyrke	228 kg/cm ²
Bjælkedeltrykstyrke	252 —
Terningstrykstyrke	275 —
Bjælketrækstyrke	30 —

og rumvægten med vandfyldte porer var 2.40.

Som eksempel på støbearrangementer er på fig. 7 vist et arrangement fra udstøbning af en kajmur. De 2 rør med trakte er ophængt i håndspil, så rørene kan løftes, efterhånden som støbningen skrider frem. Rørene er iøvrigt delt i mindre stykker, der er samlet med gummipakninger, således at røret kan forkortes efterhånden som det bliver nødvendigt. På fig. 8 er vist et arrangement, der er anvendt ved udbedring af krigsskader i Gdynia.

Den ovenfor omtalte beton blev benyttet ved udførelsen af en dok for Burmeister & Wain i København, hvor der blev udstøbt ca. 45.000 m³ beton. Dokken blev udført på et vandareal, og da en tørlæggelse af arbejdspladsen ved hjælp af

fangedæmninger var både uøkonomisk og risikabel, blev dokkens sidevægge udført af caissoner, der blev delvis fyldt med undervandsbeton og dokbunden blev støbt på stedet i undervandsbeton.

Dokbunden, der var 220×31 m, blev opdelt i 62 striber à 3.55 m brede og hveranden blev forskallet og udstøbt med 450 m^3 beton, og efter afforskalling blev de mellemliggende striber af samme størrelse udstøbt.

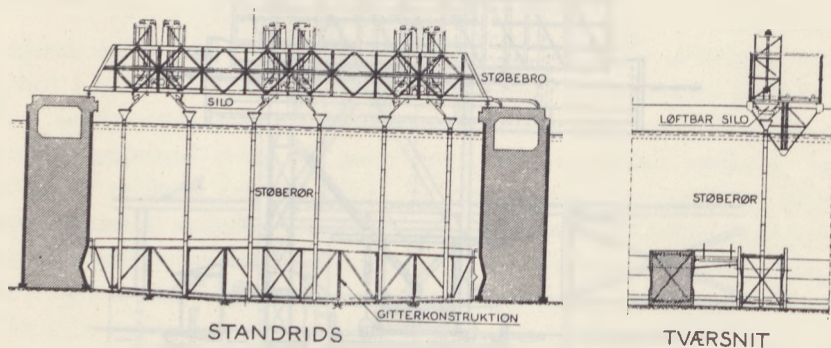


Fig. 9. Støbebro og rør ved støbning af dokbund.

Da man erfaringsmæssigt regner at et støberør kan dække ca. 25 m^2 og at betonen højst må bevæge sig ca. 3 m væk fra røret, var det nødvendigt med 6 stk. rør til støbningerne.

På fig. 9 er vist støbebroen, der foruden at hæve rør og dertil hørende siloer, der kunne løftes så højt, som røret skulle hæves, ligeledes tjente som kørebro for biler med færdigblandet beton.

Forskallingen til een stribe var udført af stålplader, monteret på en gitterkonstruktion, der samtidigt holdt dokbundens øvre og nedre armering i stilling.

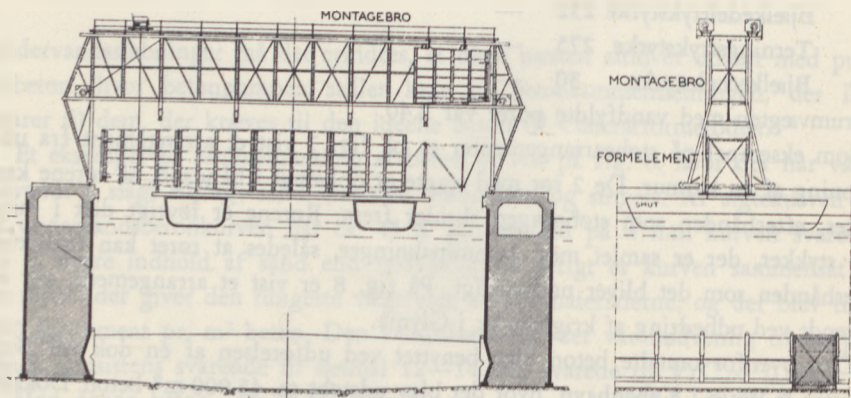


Fig. 10. Bro til placering af forskalling af dokbund.

På fig. 10 er vist et forskallingselement og den bro, der var nødvendig til ned-sækning af formen.

Der blev støbt 1 stribe med form og 1 mellemstribe pr. uge, og støbningerne udførtes hver på 10 timer med en indsats på 5 mand til betjening af rør og siloer.



Fig. 11. 2 blokke udstøbt under vand med forbedret mørtel gennem rør placeret i singels.

Dimensioneringen af forme til undervandsbeton er et problem, der ikke ganske er klarlagt endnu. Betonens tryk er sammensat af flere komponenter:

Betonens tryk som vædske mod formsiden.

Støbehastigheden i forhold til betonens afbindingstid, der igen er afhængig af temperatur og om betonen ikke omrøres af den senere udstøbte beton.

Rørlængden, rørets neddykning i betonen og fordeling af den bevægelses-energi, der opstår når hele betonsøjlen i røret bevæger sig ned i den udstøbte beton.

Svenske artikler angiver tryk op til 2.0 t/m², tyske kilder går op til 3.2 t/m², medens amerikanske undersøgelser viser tryk på over 5 t/m².

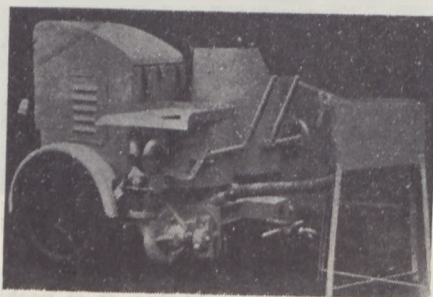
Medens »Contractormetoden« i perioden fra tyverne til de sidste år har været et fortrinligt hjælpemiddel til fremstilling af kvalitetsbeton, er der i de senere år sket en udvikling i betontechnikken, der muligvis vil forælde eller overflødig-gøre den.

Anvendelse af luftindblandings- og plastificeringsmidler har givet en lettere bearbejdelig mørtel og samtidig en bedre sammentrængende betonmasse uden tendens til separation, og det er nærliggende, at disse egenskaber ved mørtlen er de, man tidligere har savnet ved undervandsstøbninger. På fig. 11 er vist 2 prøvelegemer, hvor hulrummet mellem singels, der var udlagt i formen, gennem 2" rør er udstøbt med en sådan forbedret mørtel, — en metode, der kan give udmærkede resultater ved mindre støbninger.

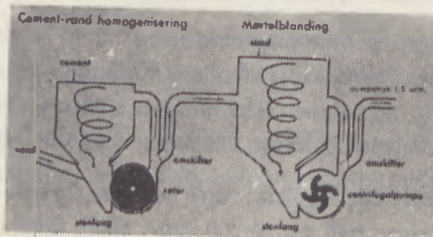
Endvidere er der i de seneste år udformet blandemaskiner, der fremstiller mørtel med en hidtil ukendt homogenitet.

I en blandemaskine af sædvanlig type blandes cement, vand og tilslag på een gang i $1\frac{1}{2}$ —2 min., og derved opnås en passende blanding af materialerne, men cementkornene er ikke fordelt så effektivt i massen som de kunne blive, hvis blandetiden var længere.

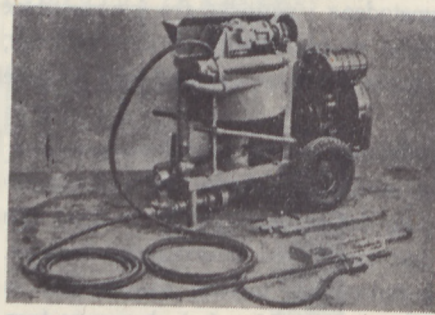
I de særlige blandemaskiner blandes cement og vand særskilt indtil der er dannet en koloid opløsning, d.v.s. de enkelte cementkorn er adskilt fra de øvrige og hvert korn er omgivet af en vandhinde og omdannelse til gel er begyndt. Anvendes f. eks. rapid cement, der er særlig finkornet, vil processen yderligere forstærkes.



COLCRETE-blandemaskine.



Skematisk fremstilling af blandemaskinen.



Colmono-pumpe.

Fig. 12. Coldcretemetoden skematisk fremstillet samt blandemaskine og pumpe.

Den kolloide opløsning har en stor vægtfylde, og den kan holde sandkorn under en vis størrelse svævende, og de bundfældes ikke før mørtelen er begyndt at afbinde, ligesom mørtelen på en måde er vandskyende.

Man kan blande denne stabile mørtel med sten i en sædvanlig blander, og denne fremgangsmåde var oprindeligt det egentlige formål med processen.

Men mørtelens egenskaber muliggør desuden at den kan presses ud mellem sten, der er udlagt i en form og på denne måde fremstille et betonlegeme.

Herved opnås, at kun 40 % af materialerne skal blandes, medens de 60 % — stenene — kan fyldes direkte i formene.

I de senere år er udført en del undervandsstøbninger efter dette princip, der i øjeblikket er udformet kommercielt som henholdsvis

„Prepactmetoden“

og

„Coldcretemetoden“.

Begge systemer anvender de særlige blandere, og ved »Prepactmetoden« erstattes 30 % til 50 % af cementen med et stof — »Alfasil« — et finkornet silikat, der forbinder sig med cementen og iøvrigt har samme egenskaber som denne, ligesom der tilsættes „Intrusion — aid“, der svarer til luftindblandings- og plastificeringsmiddel.

»Coldcretemetoden« arbejder uden tilsætningsmidler, men blanderen giver en kraftig aktiveret mørtel.

På fig. 12 er på en skematisk fremstilling vist denne blandemaskine og selve

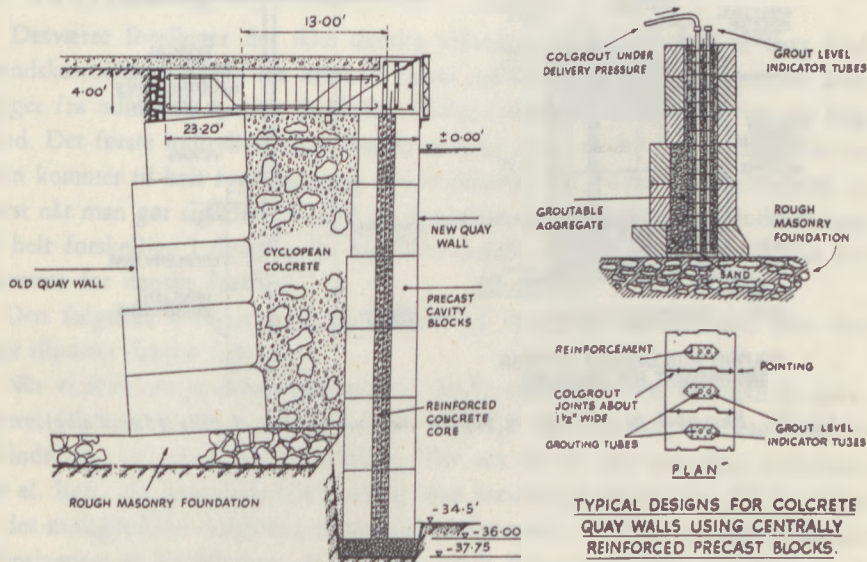


Fig. 13. Eksempel på udstøbning af blokke i kajmur visende rørarrangement.

blandemaskinen og en særlig pumpe til at pumpe mørtlen til rørene, der er anbragt i stenmassen, i formen.

På fig. 13 er vist rørarrangementet ved udstøbning af blokke i en kajmur, og på fig. 14 er vist et eksempel på udførelsen af en pille, hvor der foruden 2 støberør er vist 6 pejlerør, der benyttes til pejling af mørteloverfladen.

Det hidtil største arbejde, hvor disse metoder er anvendt, er Mackinac-broen i Nordamerika, i hvis piller der ialt er udstøbt 270.000 m³ undervandsbeton efter »precompactmetoden«, og i de største piller blev udstøbt 55.000 m³ med en ydelse på 16.000 m³ om ugen, — en ydelse, der ligger langt over, hvad der hidtil er præsteret med beton fra sædvanlige blandemaskiner.

Som et andet arbejde, der er interessant på grund af dets ringe dimensioner, kan nævnes, at »coldcretemetoden« har været benyttet til udførelse af en 20 cm tyk betonplade til afdækning af bunden i en flodskibskanal.

Gennem de omtalte eksempler på de forskellige metoder, der har været benyttet ved støbning af undervandsbeton, vil det bemærkes, at udviklingen gennem tiden på en måde er forløbet i ring. Fra kinippling er man over contractor-metoden nået frem til metoderne med aktiveret mørtel, der er baseret på samme princip som kinippling, og fremtiden vil vise, hvilke opgaver man bliver i stand til at løse ved hjælp heraf.

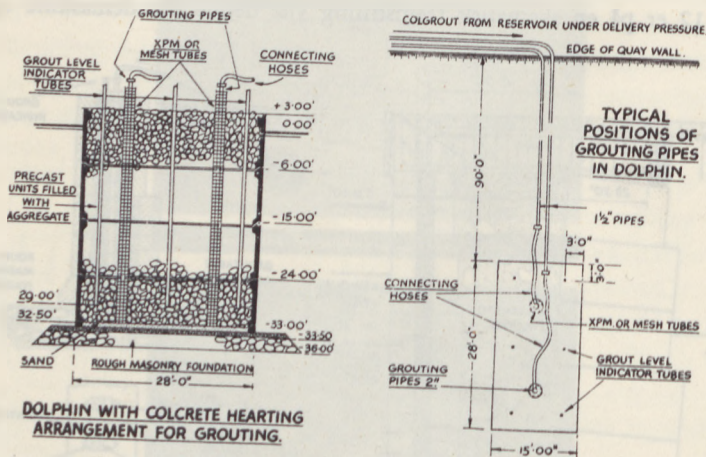


Fig. 14. Eksempel på støberør og pejlerør ved udstøbning af pille (duc d'albe).

Korrosion af stålpæle m. v.

Af civilingeniør Hans Arup.

At jern og stål, der er anbragt i jorden, vil fortæres af rust eller med et mere alment ord korrosion, er jo ikke nogen nyt eller ukendt. Alligevel ser man næsten aldrig, at denne fare vurderes kvantitativt, eller at der tages effektive forholdsregler imod den. Man skulle tro, at skader som følge af jordbundskorrosion kunne anses for force majeure, som noget uberegneligt, uundgåeligt, der en sjælden gang kunne medføre en katastrofe, men som man for det meste ikke behøvede at tage i betragtning.

I det følgende skulle det gerne vise sig, at denne fatalistiske indstilling er uberegtiget og at ikke blot visse forudsigelser, men også en effektiv beskyttelse kan være mulig.

A. Jordbundskorrosion

1. Indledning

Desværre foreligger der ikke danske videnskabelige undersøgelser over jordbundskorrosion, og man må derfor i første række studere de resultater, der foreligger fra udlandet, specielt fra USA, Holland, Belgien, Norge, Sverige og England. Det første indtryk af disse studier er højst forvirrende. Det ser ud, som om man kommer til helt forskellige og i visse tilfælde stik modsatte konklusioner, og først når man gør sig klart, at også de klimatiske og de geologiske forudsætninger er helt forskellige i disse lande, kan man trække de synspunkter frem, der har interesse for danske forhold.

Den følgende oversigt er derfor baseret på udenlandske erfaringer, men forsøgt tilpasset danske forhold.

Når vi taler om jordbundskorrosivitet, er det vigtigt at vide, om man er interesseret i korrosion af enkelte genstande af ringe udstrækning, der kan siges at befinde sig i en „homogen“ jordbund, eller om der er tale om pæle, rørledninger el. lign., der gennemskærer jordlag med forskellige egenskaber. På de sidste er der mulighed for dannelsen af korrosionselementer, der kan medføre en sådan intensivering af korrosionen, at det maksimale korrosionsangreb kan blive 2, 3 eller endnu flere gange så stort som det gennemsnitlige. Korrosion som følge af

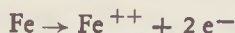
vagabonderende strømme kan også kun tænkes på genstande af en vis udstrækning.

Resultater fra korrosionsforsøg, der som oftest er foretaget med små prøver, må alene af denne grund tages med visse forbehold.

For at komme ind på spørgsmålet om en given jordbunds korrosivitet er det dog nødvendigt, at vi i første omgang ser bort fra dannelsen af korrosionselementer og i stedet for ser på korrosionsforholdene i de forskellige jordarter hver for sig.

2. Korrosionsprocesserne

I helt tør jord sker ingen korrosion; en vis mængde vand eller fugtighed er nødvendig for de elektrokemiske processer. En anden vigtig betingelse kan vi gøre rede for ved at betragte korrosionens to delprocesser. Den ene, den anodiske, er selve metalangrebet, f.eks. omdannelsen af jern fra metallisk form til en kemisk forbindelse — rust. Kemisk set er det en iltningproces, idet der samtidigt efterlades et overskud af elektroner i metallet:



Denne anodiske proces kan kun fortsætte, så længe der er mulighed for, at en dermed ækvivalent katodisk proces kan forløbe samtidigt. Ved den katodiske proces forbruges de elektroner, som den anodiske proces efterlader i metallet, det er kemisk set en reduktionsproces.

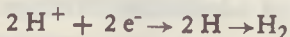
I praksis er flere katodiske processer mulige:

1. Iltreduktion



Denne proces forløber naturligvis lettere, jo mere ilt, der er til stede i jorden. Det er normalt denne proces, der bestemmer forløbet af jordbunds-korrosionen.

2. Brintudvikling.



Denne proces er normalt hæmmet af en betydelig brintoverspænding og har kun mulighed for at foregå, hvis jordbunden er stærkt sur, d.v.s. $\text{pH} < 5$.

3. Sulfatreduktion ved hjælp af sulfatreducerende bakterier.

I anaerob, d.v.s. iltfri jordbund er der mulighed for vækst af sulfatreducerende bakterier, der lever af at reducere tilstedeværende sulfater (gips) til sulfid. Korrosionsproduktet vil indeholde sort jernsulfid.

4. Endelig vil en tilførsel af (positiv) strøm kunne få processen til at forløbe uden at der samtidigt foregår en katodisk proces, idet en tilførsel af positiv strøm jo svarer til en fjernelse af elektroner.

Dette sker f.eks. ved såkaldt vagabonderende strøm, idet korrosionen finder sted på steder, hvor strømmen forlader metallet.

Vi kan herefter foretage en opdeling af de forskellige slags jordbund med henblik på hvilken type korrosion, man kan forvente.

3. Jordbundstyper

3.1 Jordbund, hvor iltkorrosionen er dominerende.

„Normal“ iltkorrosion vil finde sted i alle jordarter, der ikke er iltfrie, d.v.s. som hovedregel i alle øvre jordlag. Korrosionens hastighed vil naturligvis især afhænge af jordbundens iltindhold. Iltindholdet vil igen være stærkt afhængigt af permeabiliteten, d.v.s. af mulighederne for gennemstrømning af (iltholdigt) vand og indtrængen af luft.

Endnu vigtigere for korrosionshastigheden, når der blot er nogen ilt til stede, er dog jordbundens elektriske ledningsevne, idet korrosionen som enhver anden elektrodeproces vil gå hurtigere, jo større ledningsevnen er. Det er derfor almindeligt at benytte ledningsevnen som et direkte mål for en jordbunds korrosivitet, således som det først er foreslået af National Bureau of Standards i USA og som det bl.a. er bekræftet af Arrhenius' undersøgelser i Sverige. Under danske forhold kan en særlig god ledningsevne tyde på tilstedeværelsen af salt i jorden og salt virker som bekendt i særlig grad fremmende på korrosion af jern og stål.

Den svenske Vattenfallsstyrelse har undersøgt titusinder af jordprøver fra steder, hvor der skulle placeres højspændingsmaster på stålfundamenter og har klassificeret jorden på følgende måde:

svagt korrosiv	specifik modstand	>	45.000	Ω	cm
middel korrosiv	—		15-45.000	”	”
stærkt korrosiv	—		5-15.000	”	”
ekstremt korrosiv	—	<	5000	”	”

(Enheden Ω cm er som bekendt modstanden mellem to modstående sideflader i en terning $1 \times 1 \times 1$ cm).

Andre steder anvendes dog andre inddelinger.

På steder, hvor der praktisk taget ikke er ilt til stede, er korrosionen omtrent 0 selv om der samtidigt skulle være en høj ledningsevne. Således har professor Rosenqvist i Oslo undersøgt korrosionsfaren i det marine ler, som en stor del af Oslo hviler på, og ved hjælp af en særlig „korrosionssonde“ har han på en overordentlig elegant måde kunnet foretage samtidige målinger af redoxpotential og

ledningsevne af leret i forskellige dybder „in situ“. Han viser, at faren for korrosion kan være forsvindende, selv på steder, hvor den specifikke modstand er helt ned til $100 \Omega \text{ cm}$ (jfr. ovenfor). Det bemærkes, at man havde erfaring for, at der ikke ville ske korrosion som følge af sulfatreducerende bakterier, måske på grund af den lave gennemsnitstemperatur, $7-8^{\circ}\text{C}$.

Ved normal iltkorrosion er jordbundens pH af relativt underordnet betydning, så længe den ikke er under 5. Det ser dog ud til, at en stærkt kalkholdig jordbund, med pH omkring 8, vil være noget mindre korroderende end en kalkudvasket jordbund med pH omkring 6.

3.2 *Specielle jordbundsforhold.*

3.2.1. Stærkt sur jord.

I skovbund og i lynghedens morlag kan indholdet af humussyrer bringe pH ned på ca. 4, men endnu langt lavere værdier kan træffes i afvandede moser og brunkulslejer. Jorden kan her indeholde betydelige mængder svovl — op til et par procent ferrosulfid og svovlkis — og ved afvandingen kan luftens ilt komme til og ilte dette sulfid til sulfat og fri svovlsyre, eventuelt under medvirken af bakterier. Der er eksempler på, at pH under sådanne omstændigheder kan komme helt ned på 2,5, og vi får da en fortyndet syre, der med lethed kan opløse jern under brintudvikling. Under sensommerens første store tordenbyger kan store mængder svovlsyre skylles ud i afvandingegrøfter og åer, hvor det ikke alene korroderer f.eks. pumper, men også forgifter vandet i ørreddamme og lign.

Der kendes også eksempler på, at svovlsyren når grundvandet og dukker op i borerer langt fra dannelsesstedet.

3.2.2. Jord med sulfatreducerende bakterier.

Korrosion som følge af sulfatreducerende bakterier kan kun tænkes, hvor følgende betingelser er opfyldt.

1. Jordbunden må være iltfri (anaerob).
2. Der må være sulfat til stede.
3. Temperaturen må ikke være for lav.
4. pH må ligge imellem passende grænser omkring neutralpunktet.
5. Det kræves vistnok — men det er ikke helt sikkert — at der er organisk stof til stede.
6. Der må være sulfatreducerende bakterier til stede.

I lande som Holland, Belgien og England har denne korrosionsform vist sig at være meget udbredt, og den har givet anledning til store vanskeligheder. Man kan fra disse lande se artikler, der simpelthen regner sulfatreduktionen som den eneste betydningsfulde form for jordbundskorrosion, og man regner kun en jord

for korrosiv, hvis den er anaerob, altså hvis den har et lavt redoxpotential (cfr. omtalen af Rosenqvist's undersøgelse ovenfor). Det er usikkert, om vi under danske forhold behøver at frygte for alvorlige korrosionsangreb som følge af sulfat-reducerende bakterier, idet der kun kendes ganske få tilfælde af sådan korrosion i jordbunden. At livsbetingelserne for de sulfatreducerende bakterier kan være til stede, ved vi dog fra den kendsgerning, at der flere steder er fundet betydelige mængder svovlbrinte i grundvandet, og i Saltholmskalken under Øresund produceres der ligeledes meget store mængder svovlbrinte omkring grænsen mellem det ferske grundvand og det salte Øresundsvand.

En aktiv bakterievirksomhed og stor risiko for korrosion vil man dog også have i slamlag, f.eks. på havbunden i nærheden af kloakudløb og på steder, hvor der er aflæsset renovation med meget organisk stof. I et tilfælde, hvor et gammelt havnebassin blev fyldt op med indpumpet sand, uden at det gamle slamlag blev fjernet, måtte man således forudse, at der var betydelig korrosionsfare for de pæle og spunsvægsjern, der blev rammet gennem både sandet og slamlaget.

3.3 *Områder med vagabonderende strøm*

Naturligvis er vagabonderende strøm ikke en egenskab ved jorden, men det er dog rimeligt at omtale fænomenet her, da en undersøgelse for vagabonderende strøm bør udføres i tilknytning til en undersøgelse af jordbundens korrosivitet. Det må først slås fast, at det kun er vagabonderende jævnstrøm, der kan virke korroderende. Kun under ganske specielle forhold og på visse metaller, f.eks. bly, kan en vekselstrøm virke ganske svagt korroderende, men dette spørgsmål er endnu genstand for diskussion blandt fagfolk.

I praksis kommer vagabonderende strøm enten fra sporveje, fra S-tog eller fra jævnstrømsledningsnet, navnlig hvis der anvendes blank 0-leder. I København, hvor alle tre kilder til vagabonderende strøm er at finde, har de vagabonderende strømme imidlertid været holdt under nøje kontrol fra århundredets begyndelse, idet man har sørget for gode returforbindelser og afledninger (elektrisk dræn) med det resultat, at skader som følge af vagabonderende strømme er yderst sjældne. Dette er langt fra tilfældet andre steder i verden, og man kan finde artikler om jordbundskorrosion, der næsten alene sigter mod bekæmpelsen af vagabonderende strømme.

Endelig kan vagabonderende strømme komme fra uhensigtsmæssig installation af katodisk beskyttelse, og denne fare må man være meget på vagt for at undgå, når man planlægger anlæg til katodisk beskyttelse med påtrykt strøm. Ved katodisk beskyttelse med galvaniske anoder er faren praktisk taget lig nul.

3.4 *Jordbund med skiftende sammensætning*

Specielt for rørledninger, kabler og funderingspæle af stål er den vigtigste kor-

rosionsrisiko forbundet med dannelsen af korrosionselementer, hvis ledningen eller pælen skærer jordlag med forskellige egenskaber, hvad enten forskellen ligger i iltindhold, ledningsevne, saltindhold, pH eller andre faktorer.

Hvis en pæl således går igennem jordlag med forskelligt luftindhold, f.eks. øverst et permeabelt sandlag og nederst et lag af blåler, vil der dannes et korrosionselement, hvor den luftede del af pælen (i sandet) bliver katode, medens den nederste del af pælen i blåleret bliver til anode. Denne del af pælen vil derfor korrodere kraftigt, selv om den befinder sig i et jordlag, hvor der kun er ganske lidt ilt til stede.

Tilsvarende korrosionselementer kan dannes, hvis andre kemiske forskelle er til stede. Hvis saltindholdet varierer, korroderer den del, der befinder sig i det mest saltholdige jordlag. Hvis pH varierer, korroderer den del, der befinder sig i det mest sure milieu.

Et korrosionselement kan medføre en meget alvorlig intensivering af korrosionsangreb, idet en korrosion, der muliggøres af iltindhold langs en stor del af pælens længde, vil medføre en intens korrosion på den eventuelt ganske korte del af pælen, der befinder sig i iltfattig jord. Jordens ledningsevne spiller også ind og bestemmer den udstrækning, som korrosionselementet kan få. Ved lange rørledninger kan der dannes korrosionselementer mellem steder, der ligger flere hundrede meter fra hinanden.

B. Pæle i vand

På spunsjernspæle og fritstående pæle i havvand vil man som oftest erfare, at den stærkeste korrosion finder sted lidt under daglig vande. Hvor der er bølgegang og hyppige sprøjt af vand, kan korrosionen over vandlinien blive den alvorligste, og hvis der er mudder med sulfatreducerende bakterier ved bunden, kan der være maksimum af korrosion her.

Det er klart, at korrosionsforsøg med små prøvestykker vil give mindre korrosionshastigheder end de maksimale.

For undervandskorrosionen som for jordbundskorrosionen synes stålets sammensætning at være af underordnet betydning i forhold til variationer i omgivelsernes egenskaber.

I havvand spiller temperatur, bevægelse og især forurening med kloakvand ind på korrosionshastigheden. Der foreligger enkelte danske målinger af korrosion på spunsvægsjern; ifølge disse kan det maksimale korrosionsangreb udgøre fra 0,2 til 0,4 mm/år.

C. Korrosion af stål i beton

Stål, der er indstøbt i beton, er normalt beskyttet mod at ruste af betonens

alkaliske reaktion, men hvis der er klorider til stede og navnlig, hvis betonen er af dårlig kvalitet, kan der alligevel ske korrosion.

Hvis et armeringsjern går gennem partier af beton med varierende saltholdighed, fugtighed eller permeabilitet kan der dannes korrosionselementer, der kan give temmelig kraftig korrosion og afskalning af betonen. En tæt, ensartet beton bør også af denne grund tilstræbes.

En særlig farlig situation, som ikke mange tænker på, vil indtræffe, hvis et stykke jern befinder sig dels indstøbt, dels i jorden eller vandet udenfor. Et indstøbt stykke jern opfører sig som et mere ædelt metal, idet det har et potential omtrent svarende til kobber. Der kan derfor ske kraftig galvanisk korrosion af det udragende jern. Indstøbte bolte, trappetrin o.s.v. er derfor stærkt udsat, især hvis de er i svejst forbindelse med armeringen.

I et tilfælde, hvor en større underjordisk tank blev omstøbt med beton, iagttog man en spændingsforskel på over $\frac{1}{2}$ Volt mellem tanken og den rørløbet, den skulle forbindes med. Det var tvingende nødvendigt at indsætte et isolerende mellemstykke ved tilslutningen.

D. Beskyttelse mod korrosion

En beskyttelse mod korrosion under vand eller i jord kunne tidligere kun opnås ved en omstøbning med beton eller en bestrygning med asfaltpræparater el. lign. Ved nedramning af stål-pæle kan en beskyttelse af denne art ikke bevares intakt, og det er også ved andre konstruktioner vanskeligt at sikre sig, at den slags overtræk bliver 100 % tæt. Det var derfor et meget stort fremskridt, at man indførte katodisk beskyttelse af den slags konstruktioner.

Ved katodisk beskyttelse gøres den beskyttede genstand negativ elektrisk i forhold til omgivelserne, idet man forbinder den enten til en galvanisk anode (zink eller magnesium) eller via et ensretteranlæg til en anode af grafit, gammelt jern eller andre materialer.

Pladsen tillader desværre ikke, at principperne ved den katodiske beskyttelse omtales i nærmere detaljer, så meget mere som der nu er kommet et par udmærkede bøger om dette emne.

Stort set kan man sige, at det vil være teknisk muligt at beskytte næsten alle konstruktioner i jord eller under vand, og at den katodiske beskyttelse i de fleste tilfælde vil være en økonomisk fordelagtig og ofte den eneste mulige form for korrosionsbeskyttelse. Beskyttelsen kombineres så vidt muligt med et isolerende overtræk af asfalt el. lign., idet udgifterne til strøm herved nedsættes betydeligt.

Der er dog tilfælde, hvor en katodisk beskyttelse af tekniske eller økonomiske grunde må lades ude af betragtning; således kan det være forbundet med store praktiske vanskeligheder at beskytte en tæt „skov“ af funderingspæle, idet det kan knibe med at fordele strømmen jævnt også til de inderste pæle.

Men som sagt er den katodiske beskyttelse i de fleste tilfælde mulig, og også i de tilfælde, hvor man fra starten anser den katodiske beskyttelse for overflødig, bør man forberede sig på, at denne kan blive nødvendig senere. Det vil derfor være klogt, om man allerede ved projekteringen af et funderingsarbejde eller af en spunsvæg tænker på de detaljer i konstruktionen, der vil gøre det lettere at gennemføre en senere katodisk beskyttelse. Således bør alt jern, der skal beskyttes, udgøre et elektrisk hele; spunsjern kan sammensvejses på et ganske kort stykke foroven, inden en eventuel omstøbning med beton foretages, og funderingspæle af stål kan forbindes indbyrdes gennem armeringen i betonen. Det kan eventuelt være ønskeligt at sørge for nogle forbindelser til jernet, f.eks. gennem et par påsvejste $\frac{3}{4}$ " til 1" rundjern, som man lader stikke op på et tilgængeligt sted. Disse forbindelser vil være til stor nytte, hvis der senere skal tilsluttes kabler, måleledninger el. lign.

Korrosion af beton i funderingskonstruktioner

Af lektor, civilingeniør G. M. Idorn

Indledning

I en kort oversigt over korrosion af beton i funderingskonstruktioner er det rimeligt først at indkredse de ydre omstændigheder, hvorunder den hærdnede beton kan befinde sig og blive udsat for forvittringspåvirkning. Herefter kan de mulige skadelige påvirkninger nærmere karakteriseres og deres mekanismer og mekaniske virkninger beskrives. På dette grundlag kan der forelægges retningslinier for fremstilling af beton, som kan modstå ødelæggelse.

En oversigt over de ydre forhold, d.v.s. det miljø, hvorunder beton befinder sig i funderingskonstruktioner taget i videste forstand, er givet i opstillingen i TABEL 1.

Denne oversigt viser, at hver miljøtype kan byde på sine muligheder for for-

BETON I JORD

- Over grundvandsstand
- Under grundvandsstand

BETON UDSAT FOR ENSIDIGT VANDTRYK

- Ferskvand
- Saltvand
- Brakvand

BETON OMGIVET AF VAND

- Ferskvand
- Saltvand
- Brakvand

VANDFØRENDE BETONLEDNINGER I JORD

- Rent afløbsvand
- Almindeligt spildevand
- Industrispildevand

TABEL 1. Kvalitativ oversigt over miljø for beton i funderingskonstruktioner.

vitringpåvirkninger, men også at fugtighed eller vandmætning er fælles for dem alle. Det må fremhæves, at netop dette forhold bevirker, at hærdningen skrider fremad ad infinitum. Herved opnås en kvalitetsforbedring med tiden, der utvivlsomt har praktisk betydning som en positiv faktor for holdbarheden.

Det må ligeledes nævnes, at skadelig virkning af visse fysiske faktorer er udelukket eller i hvert fald stærkt begrænset. Temperatursvingninger er ifølge sagens natur væsentlig mindre i beton, som er omgivet af jord eller vand end i bygværker over terrænoverfladen. Frostskader og varmespændingsbetingede revner er derfor ikke problemer for de fleste typer af funderingskonstruktioner.

Det samme gælder udtørringssvind.

Destruktiv virkning af vand

Vand, der kommer i berøring med beton, kan impliceres på forskellige måder i skadelige processer, således som det fremgår af følgende oversigt:

1. Rent vand virker opløsende på betonens cementpasta og formindsker derved dens styrke og bryder eventuelt dens sammenhæng.
2. Vand kan være opløsningsmiddel for stoffer, som reagerer kemisk med betonens bestanddele, og bevirke omdannelse af disse, således at betonens styrke formindskes og dens sammenhæng eventuelt brydes.
3. Tilstedeværelse af vand kan betinge, at der foregår kemiske processer mellem forskellige af betonens bestanddele. Processerne kan føre til interne ekspansioner, der bevirker revnedannelser. Disse bryder materialets sammenhæng og formindsker styrken.

Forvittringsmåder

De mekaniske virkninger af forvitring kan bestå i *opløsning af betonens bestanddele* og i *revnedannelser*.

Påvirkninger, som primært bevirker revnedannelser, kan naturligvis ved at åbne betonens indre masse under ugunstige omstændigheder accelerere kemiske reaktioner, som virker ved opløsning af bestanddelene, og som uden revnedannelser kun ville kunne trænge langsomt ind gennem betonen fra overfladen. Alvorlige tilfælde af betonødelæggelse skyldes da også som regel en uheldig kombination af forskelligartede påvirkningers aktivitet.

De mekaniske virkningers karakter, eller med andre ord *forvittringsbilledet*, må nærmere beskrives i relation til de forskellige skadelige processers natur samt på grundlag af kendskab til den hærdede betons struktur og sammensætning.

Struktur og sammensætning af beton

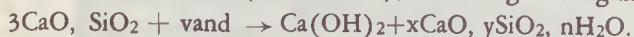
Hærdnet beton kan kvalitativt karakteriseres som et trefase-system bestående af

1. Gruspartikler
2. Cementgel
3. Vædskefase i porer og hulrum.

Cementgelen dannes ved cementpartiklernes reaktion med vand og udgør bindemidlet mellem sand- og stenpartikler.

Af den oprindeligt ved blandingen af frisk beton benyttede vandmængde bindes under hærdningsprocessen maksimalt en mængde lig med ca. en trediedel af cementens vægt kemisk i cementgelen. En vis, yderligere del af det tilsatte vand adsorberes som fysisk bundet i cementgelens hulrum, og resten findes i de kapillære porer som frit, fordampeligt vand. Fig. 1 viser en grafisk fremstilling af opbygningen af en sådan struktur under hærdningsprocessens første 28 døgn.

Cementgelen dannes navnlig ved hydratisering af klinkermineralet C_3S , også kaldet trikalciumsilikat ($3CaO, SiO_2$), efter følgende ligning:



En tilsvarende reaktion med samme reaktionsprodukter sker mellem klinkermineralet C_2S , kaldet dikalciumsilikat ($2CaO, SiO_2$) og vand, men den foregår væsentlig langsommere. Endnu efter 15—20 års forløb vil der være betydelige mængder uhydratiseret (d.v.s. uudnyttet) C_2S tilbage i en almindelig beton. Til gengæld er forholdet $C_3S : C_2S$ blevet stadig forøget under portlandcements udvikling, og nærmer sig nu ca. 3 : 1.

Reaktionsproduktet $xCaO, ySiO_2, nH_2O$ udfældes som en kolloid gel, bestående af et sammenhobet netværk af flade, stængelagtige eller nåleformede partikelelementer, der er submikroskopiske. De enkelte elementer er opbygget efter en laggitterstruktur, som minder om lermineralernes. Ved „svejsninger“ i berøringspunkter og -flader mellem partikelelementerne, bestående i at materialets atomgitterstruktur lokalt bliver fælles for flere partikler, opbygges det netværk, der udgør cementgelens amorfe masse.

I netværkets *gelporer* findes det fysisk bundne, adsorberede vand, og kun hvor der forekommer større, samlede hulrum i form af kapillarer i netværkets opbygning, kan der findes frit vand, som kan påvirkes af omgivelserne under normale temperatur- og trykforhold.

Det frie vand i kapillarerne mættes hurtigt under hærdningsprocessen med dennes andet reaktionsprodukt calciumhydroxyd, $Ca(OH)_2$, som derfor i sund, hærdnet cementpasta forekommer dels i opløsning i vædskefasen og dels udkrystalliseret i kapillarer og eventuelle større hulrum. Vædskefasens mætning med $Ca(OH)_2$ giver cementpastaen en udpræget basisk karakter med $pH \geq 12$. Dette er som bekendt en forudsætning for anvendelse af armeret beton, idet det basiske miljø hindrer korrosion af armeringen.

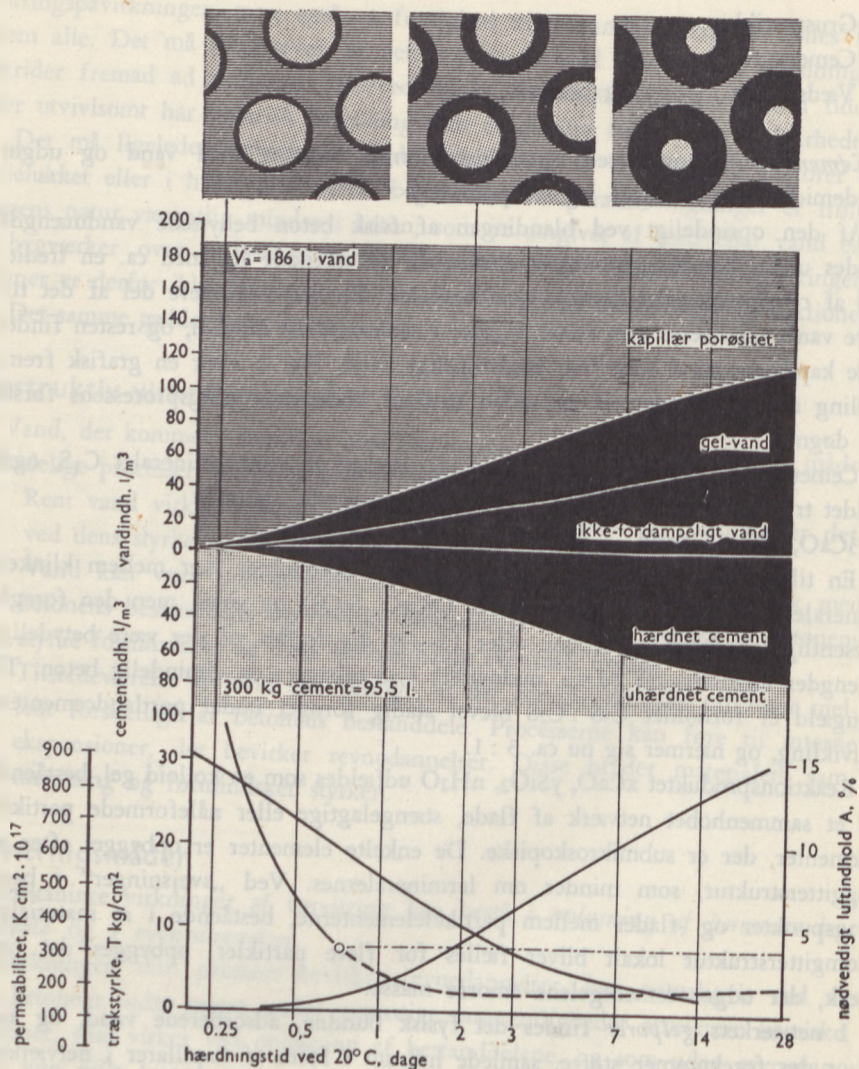


Fig. 1. Ændringer af porøsitet, permeabilitet, trækstyrke og nødvendig luftindhold som følge af cementgelen vækst under hærdningen. Under hærdningen vokser mængden af hærdnet cement, ikke-fordampeligt vand og gel-vand samtidig med, at den kapillære porøsitet formindskes. Dette medfører en tilvækst i trækstyrken, T, samtidig med en formindskelse af permeabiliteten, K. (Det nødvendige luftindhold, A, til opnåelse af frostsikkerhed formindskes under den første del af hærdningsprocessen.) Fra (53 N 2).

Cementgelen har ifølge sin natur og dannelsesbetingelser udpræget adhæsive egenskaber overfor de fleste mineraler og bjergarter. Den kan derfor sammenkittet gruspartiklerne, d. v. s. ca. 70—80 % af betonens volumen, i en mono-

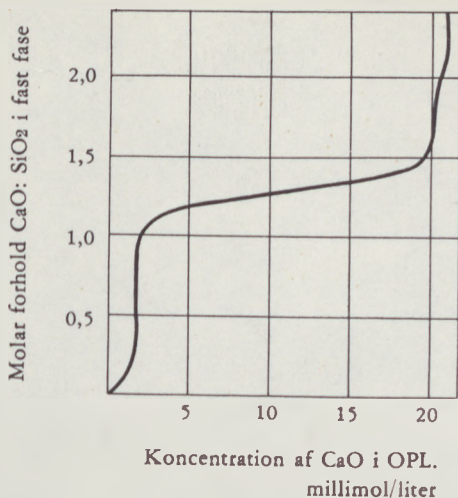


Fig. 2. Hydratiserede kalciumsilikaters stabilitet i vandig CaO-opløsning af forskellig koncentration. Under millimol CaO pr. liter er CSH (CaO , SiO_2 (H_2O)) ustabil, d.v.s. at det fraspalter CaO. C_2SH (2CaO , SiO_2 , H_2O) er ustabil ved koncentrationer mindre end 20 millimol CaO pr. liter. Cementgels kalciumsilikater har sammensætning indenfor de angivne grænser CSH til C_2SH . Fra (58 R 4).

litisk masse. Det er bemærkelsesværdigt, at gruspartiklerne heri som regel er kemisk passive.

Rent vands aggressivitet

Cementgelens hydratiserede kalciumsilikat er kun stabilt i »sit eget« basiske miljø. Hvis $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -opløsningen fortyndes, så den bliver mættet, fraspaltes der supplerende $\text{Ca}(\text{OH})_2$ fra $x\text{CaO}_2, y\text{SiO}_2, n\text{H}_2$ i givet fald indtil al CaO er opbrugt. Cementgelen er da reduceret til en ren kiselgel, som er uden binde-middelegenskaber. Denne forvittringsmåde betegnes som udludning af betonen.

Fig. 2 viser, at for at stabilisere den kalkrigeste af cementgelens komponenter, i hvilket det molære forhold $\text{CaO}:\text{SiO}_2$ er ca. 2:1, må vædskefasen indeholde ca. 20 millimol per liter (ved 17°C), medens den kalkfattigste komponent med et molært forhold $\text{CaO}:\text{SiO}_2$ på ca. 1:1 er stabilt med ca. 2 millimol CaO per liter i vædskefasen. Hvis CaO-koncentrationen er mindre end disse grænseværdier, fraspaltes der CaO fra gelen.

Af naturlige vandtyper kommer her i landet regnvand ind under begrebet rent vand. Det samme gælder smeltevand i bjerglande. Grundvand er derimod afhængigt af de geologiske forhold af overordentlig varierende renhed. Under nedsvinng fra terrænoverfladen opløser det stoffer fra jordbunden. Endvidere



Fig. 3. Skorpelignende, indtørrede, sekundære udfældninger af kalcit (kalciumkarbonat) over revner i lodret betonoverflade. Udfældningernes højde er ca. 3—5 mm. Fra (56 I 1).

bidrager det til kemiske omsætninger mellem jordbundens bestanddele og ændrer sammensætning som følge heraf.

Blandt de opløste stoffer, som kan træffes i grundvand og i derfra afstrømmende overfladevand, er kuldioxyd, sulfater og organiske syrer af særlig interesse i den foreliggende oversigt.

Kuldioxydholdigt vands aggressivitet

Den ovenfor beskrevne opløsende virkning på beton af regnvand og smeltevand forstærkes ved, at vandet opløser kuldioxyd fra atmosfærisk luft.

I rent vand mættet med CO_2 ved 18°C (under 1 atm. tryk af CO_2) opløses eksempelvis 1,78 gr CO_2 per liter, og vandet vil da være surt med $\text{pH} = 3,95$. Det er bemærkelsesværdigt, at der ved mætning ved 0°C vil være opløst ca. dobbelt så meget CO_2 . Se iøvrigt nærmere f. eks. (35 S 7) og 56 L 8). Kulsyren i vandet påvirker i første omgang cementpastaens kalciumhydroxyd efter ligningen:

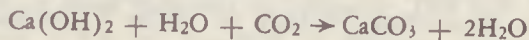




Fig. 4. Stalaktitter af kalcit under udfældning fra overmættet $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -opløsning i revne på undersiden af betonloft i bropille med skadelige alkalireaktioner. Diameter af dråber er ca. 5 mm. Fra (5611).

CaCO_3 , kalciumkarbonat, er tungtopløseligt og udfældes som mineralet kalcit. For kalkmørtel udgør denne reaktion som bekendt selve hærtningsprocessen.

I beton betegnes processen som karbonatisering og fører ofte til, at et yderst tyndt overfladelag af cementpasta imprægneres med kalcit, hvilket måske undertiden kan have en præserverende virkning. Laget opnår dog i sund, urevnet beton kun tykkelser af størrelsesordenen nogle tiendedele millimeter og kan ikke hindre videre indtrængning af koncentrerede aggressive stoffer.

I større mængder ses kalciumkarbonat som kalkudfældninger på betonoverflader, se f. eks. fig. 3 eller som stalaktitter på undersiden af vandrette overflader, se fig. 4. Disse dannelser skyldes, at gennemsvivende vand efter at være mættet med kalciumhydroxyd i betonens indre gennem revner er nået frem til overfladen, hvor der ved virkningen af luftens kuldioxyd er udfældet kalciumkarbonat.

Såfremt kalciumkarbonat påvirkes af et overskud af kuldioxyd i vand foregår reaktionen:



Reaktionsproduktet, *kalciumbikarbonat*, kan ikke eksistere i fast form, men kun i vandig opløsning i ligevægt med en vis mængde kuldioxyd, der betegnes

som *tilhørende kuldioxyd*. Dens mængde afhænger af temperaturen og mængden af andre salte etc. i vandet, se nærmere (48 T 1) m. fl.

Hvis der i omsætningen ovenfor afgives kuldioxyd, går processen mod venstre, og der udfældes calciumkarbonat. (Dette er årsagen til dannelse af kildekalk, hvor underjordisk kuldioxydholdigt vand når frem i atmosfærisk luft ved kildevæld). Hvis der tilføres kuldioxyd udover den mængde, som er nødvendig for at bevare $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ -opløsningens koncentration, går processen mod højre, og der opløses yderligere calciumkarbonat. Vandet betegnes da som kalkopløsende, og den overskydende mængde kuldioxyd betegnes som aggressiv kuldioxyd.

Ved gennemsivning, d. v. s. stadig bortførelse af opløst bikarbonat samtidig med tilførsel af supplerende kuldioxyd, kan reaktionshastighed og -omfang blive betydeligt.

I kalkstensbjergarter fører denne proces til karakteristiske geologiske forvittringsfænomener som f. eks. karstdannelser og udformning af underjordiske huller etc.

Såfremt det er beton, der påvirkes, vil udludningen af cementpastaen kunne ske i et sådant omfang, at der bliver tale om alvorlige ødelæggelser.

Det må nævnes i denne forbindelse, at nedsættelse af cementpastaens calciumhydroxydkoncentration fører til nedsættelse af vædskefasens pH-værdi, eventuelt til mindre end neutralpunktet. Herved reduceres eller ophører cementpastaens korrosionsbeskyttelse for armeringen.

Det må også nævnes, at såfremt grusmaterialet indeholder kalkstensbjergarter, vil disse reagere med den indtrængende kuldioxyd. Dette forhold kan udnyttes i praksis, hvor der er risiko for ekstrem påvirkning af kuldioxyd i jord eller vand. Er der ingen frostfare, kan normernes bestemmelser om maksimalt tilladeligt kalkindhold i gruset derfor med fordel negligeres.

Med henblik på ved petrografiske metoder at konstatere, om aggressiv kuldioxyd i konkrete tilfælde har været forvittringsårsag, må den stadige fraspaltning af $\text{Ca}(\text{OH})_2$ fra cementgelen under udludningens forløb erindres. Kun ved en overordentlig fremskreden omdannelse kan man forvente at finde væsentlig mindre mængder $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -udfældninger end i normal sund beton. Endvidere må det påregnes, at koncentrationsvariationer m. v. vil bevirke varierende sekundære udfældninger af kalcit i betonens hulrum og eventuelle revner.

Fig. 5 og 6 viser former for udfældet calciumhydroxyd og kalcit i beton.

Det er karakteristisk for forholdene i jordbunden her i landet, at kalkindholdet de fleste steder er betydeligt — såvel i grusmaterialer og lerformationer som i faststående kridtbjergarter. Grundvandet er derfor som regel også kalkmættet og indeholder ikke aggressiv kuldioxyd.

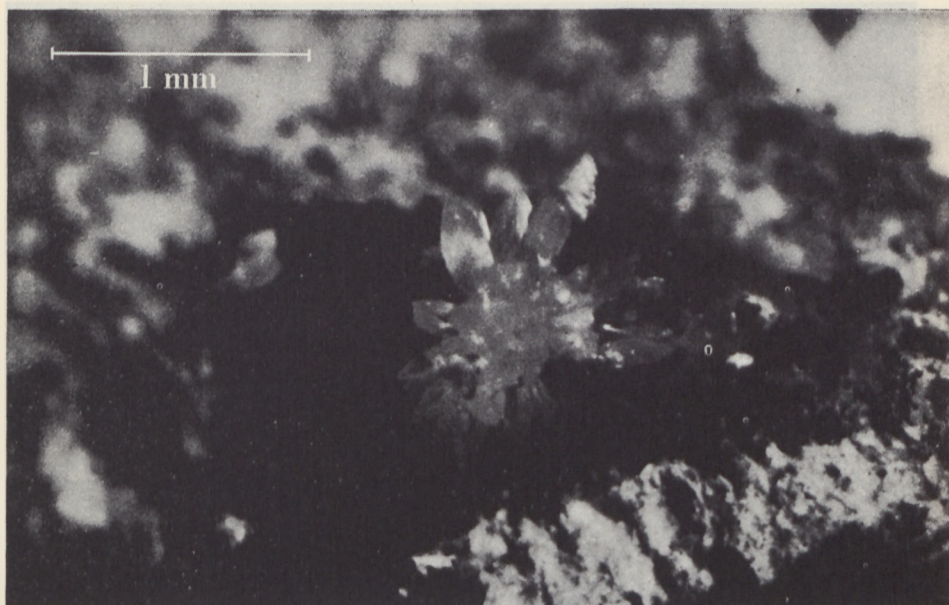


Fig. 5. Rosetformation af skalenoederformede kalkitkrystaller udviklet i et hulrum i beton, der har været udsat for vekslende påvirkning af gennemsvivende grundvand med aggressiv kuldioxyd og brakvand fra Københavns havn. Krystallernes størrelse og veludviklede form viser, at de kemiske omsætninger er foregået over en lang periode. Fra (5714).

Der er dog grund til forsigtighed med betonbyggeri under følgende omstændigheder:

1. I kystområder, specielt overgangszonen mellem fersk grundvand og saltvand (eller brakvand) og lokaliteter med stærk biologisk omsætning.
2. I grundvald i opfyldt terræn med biologisk aktivitet.
3. I mosebund med udpræget sur karakter samt i marskområder. For begge landskabstyper er ringe kalkindhold typisk. I Danmark er disse forhold særlig karakteristiske i områderne vest for sidste istids hovedopholdsline.
4. I regnvandsbassiner specielt i byområder, hvor kuldioxydindholdet kan være relativt højt. T. Schneck nævner som udsatte også flade betontage, der er uden tilfredsstillende afløb, se (57 S 8).

Da den kuldioxydmængde, der bindes af bikarbonatmængden, er mindre i saltvand end i ferskvand, se f. eks. (56 L 8), må man særlig være opmærksom i de tilfælde, hvor saltvand er impliceret.

I litteraturen angives meget varierende grænser for, hvilke koncentrationer af aggressiv kuldioxyd i vand, der kan betragtes som øvre tilladelig grænse med henblik på undgåelse af betonødelæggelser uden særlige beskyttelsesforanstalt-

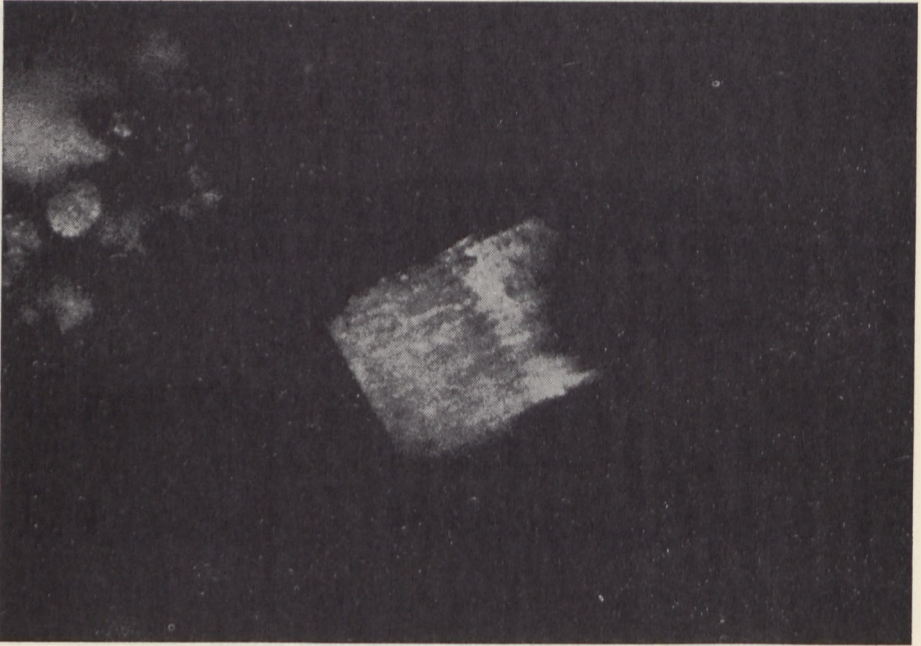


Fig. 6. Rhombisk krystal af kalcit udfældet i hulrum i beton, udstøbt med hydraulisk kalk som bindemiddel i en mole ved Port d'Antibes, Sydfrankrig, omkring 1650—1700. Betonen har siden været udsat for påvirkning af havvand men har holdt sig godt. Forstørrelse 500 gange. Foto Ervin Poulsen.

ninger. Denne uensartede risikobedømmelse er naturlig, dels fordi koncentrationer, der efter vore forhold er unormale, kan forekomme meget små under andre betingelser, og dels fordi også temperaturforhold, betonkvalitet (permeabilitet), grusmaterialets bjergartssammensætning m.v. har stor betydning.

Der kan iøvrigt forekomme betydelige variationer i naturligt vands sammensætning, f. eks. efter vejrforhold, årstider m. v. Det må derfor anbefales at foretage nærmere undersøgelser af de lokale forhold, såfremt der ved betonarbejder i jordbund træffes vand med aggressiv kuldioxyd. *Der må navnlig udvises forsigtighed, såfremt der i området findes eksisterende betonbygværker med symptomer på fremskreden opløsning af cementpasta og af kalksten i grusmaterialet.*

Tilstedeværelsen af aggressiv kuldioxyd i naturlige vandtyper konstateres ved kemisk analyse af udtagne vandprøver. Det må bemærkes, at den almindelige analysemetode efter Dansk Standard (DS 22 ff., spec. 245) ikke kan benyttes, se f. eks. (5714).

Der må rekvireres specialanalyser, som foretages med hensyntagen til vandets

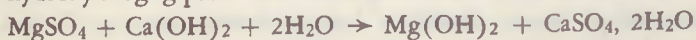
saltindhold og temperatur m. v., se (50 K 4). Prøveudtagningen må yderligere tilrettelægges på grundlag af en vurdering af de stedlige, geologiske forhold, og således at vandets indhold af kuldioxid ikke får lejlighed til at undvige til atmosfæren.

Sulfatholdigt vands aggressivitet

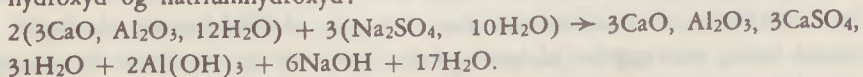
Helt fra midten af forrige århundrede, da portlandcementen begyndte at gøre sig gældende som bindemiddel for beton, har man haft opmærksomheden henledt på, at forskellige salte angriber beton, når de foreligger i vandig opløsning. Særlig aggressive er sure salte, d. v. s. de der dannes, når en stærk syre reagerer med svag base, f. eks. $MgSO_4$, $MgCl_2$, $FeCl_2$, $FeSO_4$, $Al_2(SO_4)_3$ og $(NH_4)_2SO_4$, men også neutrale salte virker opløsende på cementpasta, navnlig sulfater. Under visse omstændigheder dannes sulfater i jordbunden og opløses i grundvand, således at dette bliver aggressivt, som nærmere omtalt senere.

Det er imidlertid særlig havvandets sulfatindhold (indtil ca. 300 mg SO_4 per liter), der har givet anledning til omfattende undersøgelser gennem årene med det formål at udvikle egnede modforholdsregler. Historien herom skal ikke skrives i denne oversigt, idet der kan henvises til bl.a. beretningerne ved den nordiske konference om betons bestandighed i havvand i København 1959, se (59—32). Her skal blot kort nævnes, at bl. a. følgende processer antages at foregå ved de kemiske omsætninger af cementpasta i havvand:

1. Ved reaktion af magnium og sulfat i havvandet med cementpastaens calciumhydroxyd og gips:



2. Ved reaktion af natrium og sulfat i havvandet med cementpastaens hydratiserede kalciumaluminat (af klinkerkomponenten C_3A , trikaliumaluminat) dannes kalciumaluminatsulfat (ettringit, »cementbacillen«), aluminiumhydroxyd og natriumhydroxyd:



Magniumhydroxyd og gips udfældes sekundært i revner og hulrum. Den tilsvarende mættede opløsning er ikke tilstrækkelig til at stabilisere cementgelens hydratiserede kalciumsilikater, som derfor fraspalter calciumhydroxyd.

Kalciumaluminatsulfat udfældes ligeledes i betonens hulrum, se fig. 7, og disse forøges samtidig ved opløsningen af cementgelens kalciumaluminat.

De nævnte processers reaktionshastighed er i almindelighed kun ringe ved de temperaturer, der karakteriserer vore klimaforhold, og i beton af god kvalitet, d. v. s. af ringe permeabilitet. Risikomomentet kan yderligere reduceres ved anvendelse af specialcementer.

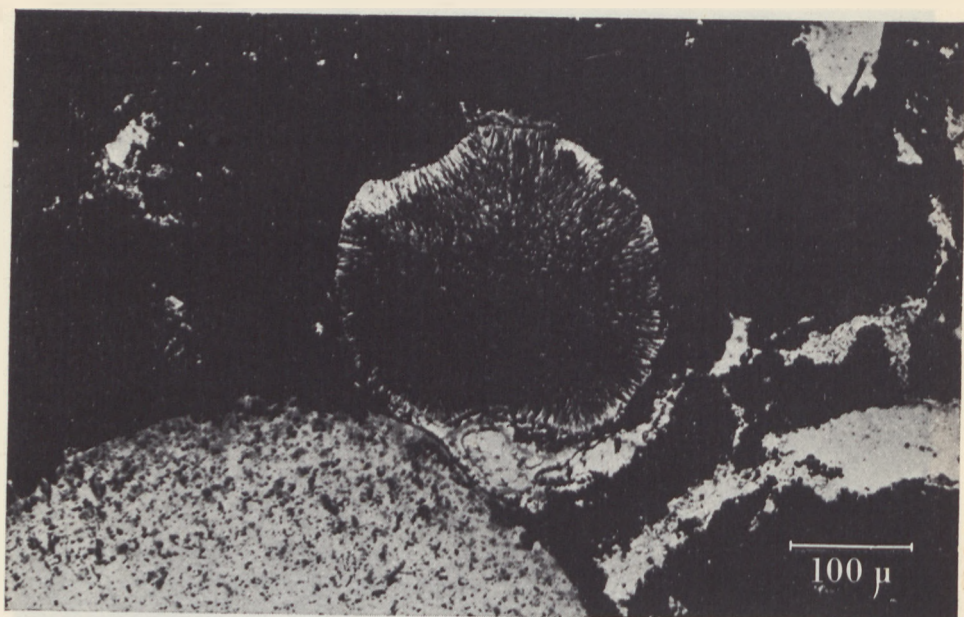


Fig. 7. Formation af nåleformede kalciumaluminatsulfatkrystaller i hulrum i samme beton som omtalt i fig. 5. Det er karakteristisk, at krystallerne ikke udfylder hulrummet og øjensynligt ikke har udøvet den i litteraturen ofte angivne sprængende virkning på omgivende cementpasta. Fra (57 I 4).

Under andre og mere særegne omstændigheder kan der derimod forekomme alvorlige sulfatangreb på beton, således at særlige undersøgelser og foranstaltninger er påkrævede.

Saltholdige jordtyper (alkali soils). I mange lande i tropiske og subtropiske områder findes ørkenagtige strækninger både inde i landet, f. eks. omkring salt-søer og langs laguner eller åben kyst, hvor jordbunden indeholder betydelige koncentrationer af alkalisulfater. Fra sådanne områder kendes eksempler på meget hurtig ødelæggelse af beton, f.eks. (56 L 8) og (56 T 2). Et eksempel på ødelæggelse af rør er vist som fig. 8.

Lerbjergarter kan indeholde gips, som opløst i grundvandet angriber beton. Undersøgelser, specielt med henblik på de sydengelske formationer af London-clay har været foretaget af Building Research Station, se (56 L 8), (51—43) m. fl. Der anbefales benyttet sulfatbestandig cement, og mindst 400 kg cement per m^3 beton, såfremt sulfatkoncentrationen overstiger 300 mg SO_3 per liter grundvand. I Danmark kan de plastiske lertyper fra tertiære formationer formentlig indeholde gipsmængder af samme størrelsesorden som de engelske. — Tilfælde af sulfatangreb på beton i disse jordtyper er dog ikke hidtil registreret.



Fig. 8. Rester af betonrør efter få års udlægning i „alkali soils“ i Grand Junction, Colorado, U.S.A. Utvivlsomt har den kapillære opsugning af koncentrerede alkali-sulfatopløsninger fra jordbunden i forbindelse med meget stærk fordampning i det tørre, varme klima bevirket en ualmindelig hurtig nedbrydning. Foto Ervin Poulsen.

Gipsbjergarter. I områder med saltformationer i undergrunden findes ofte også gipsbjergarter, f. eks. i Frankrig og Tyskland. Almindelig beton kan på grund af koncentrerede sulfatangreb ikke benyttes ved tunnelbygning etc. i sådanne bjergarter. I Frankrig er udviklingen af Al-cement specielt betinget af disse forhold.

Marsk- og mosejord. Under organisk omsætning i mosejord, marskjord o. lign. dannes jernsulfider som pyrit, markasit og magnetkis. Når disse mineraler udsættes for iltning, f. eks. under vandstandsvariationer, dannes jernsulfater eller eventuelt fri svovlsyre, hvorved afløbsvandet bliver stærkt aggressivt. Det er sandsynligvis forhold af denne art, der har fremkaldt katastrofale ødelæggelser som rapporteret fra marskområdet Gudskogen i Slesvig syd for grænsen, se (54 H 9). I 1937 færdiggjordes her 50 nye landbrugsejendomme. I 1939 var de stærkt ødelagte. Fundamentterne brød sammen »som tørv«, gulvene »lignede bjerglandskaber«, og et sted revnede kostalden midt over. 14 af gårdene måtte opgives i 1948. Det er sandsynligt, at en kombineret virkning af aggressiv kuldioxid og sulfater er årsagen til disse ødelæggelsers omfang og hastighed.

I tropiske sumpområder kan tilsvarende processer — og betonødelæggelser — få endnu mere voldsomme forløb på grund af den større reaktionsintensitet, som er betinget af det varme klima.

Alunskiferbjergarter. De omfattende aflejringer af alunskifer i Oslos undergrund har ved iltning af sulfidminerale fremkaldt alvorlige betonødelæggelser i fundamenter, kældergulve, ledninger etc. En detaljeret redegørelse for undersøgelsen er udsendt af Norges Geotekniske Institut, se (57 B 1).

Svovlbrintedannelser. Sulfatreducerende bakterier i anaerobisk miljø kan bevirke dannelse af betydelige mængder svovlbrinte. C. H. Pape har i (54 P 6) rapporteret betydelige mængder svovlbrinte forskellige steder på bunden af Øresund med kontaktområdet mellem fersk grundvand og havvand som dannelsessted. Tilsvarende dannelser findes sandsynligvis adskillige steder i de indre, afgrænsede farvande, og ved iltning (forstyrrelser i lagene, f. eks. ved udgravninger) kan sulfatdannelse og betonangreb forventes.

Svovlbrintedannelse finder også undertiden sted i spildevandsledninger. Bakterievirksomheden danner svovlbrinten i den vædskefyldte del af rørene. Over vandspejlet kan gassen kondensere og ved iltning danne sulfater, som angriber betonrørene. Alvorlige ødelæggelser af denne type har været undersøgt i Sydafrika, se f. eks. (53 S 4) og (54 S 12) samt (56 L 8) og (57 F 1). Lave temperaturer nedsætter bakteriernes virksomhed, men angreb af denne type er dog konstateret her i landet.

Aggressivitet af vand med organiske syrer

Både de syrer, der dannes ved organisk forrådnelse i naturen, og organiske syrer i spildevand fra industrianlæg må regnes skadelige for beton ved reaktion med calciumhydroxyd og derved nedbrydning af cementgelen. Humussyre i afløbsvand fra sure jordtyper (hede- og moseområder samt eddikesyre, mælkesyre, smørsyre, citronsyre m. v. hører til denne gruppe stoffer. Reaktionshastigheden er også i disse tilfælde stærkt afhængige af temperaturen.

Kombineret påvirkning

Det er flere steder ovenfor nævnt, at en kombineret virkning af flere aggressive faktorer blandt de omtalte kan forekomme. For anlæg her i landet ses det, at navnlig i mose- og marskområder kan der være muligheder for samtidig kuldioxyd-, sulfat- og humusangreb. Skal der anlægges spildevandsledninger i et sådant miljø, ses mulighederne at foreligge for skadelig aggressivitet. Hertil kommer, at andre forvittringsfaktorer som frost, udtørringssvind, varme og alkalireaktioner ofte ikke kan udelukkes så absolut som i den foreliggende gennemgang.

En uheldig kombination kan derfor i givet fald medføre alvorlige betonødelæggelser, såfremt der bygges uden hensyntagen til de lokale omstændigheder.

I almindelighed indtræffer katastrofale kombinationer af aggressivitet dog ikke, og da selv forholdsvis enkle og relativt billige beskyttelsesforanstaltninger kan anvises, må de beskrevne former for betonødelæggelser trods alt betegnes som *ekstremer*, også under hensyn til betonens næsten enerådende position som materiale for fundamenter i anlægs- og husbyggeriet i Danmark.

En specifikation af de miljøtyper for beton, som er opstillet i TABEL 1, er angivet i TABEL 2, idet der her for hver af de relevante forvittringspåvirkninger er anført en rent kvalitativ bedømmelse af „angrebsrisikoen“. Denne er karakteriseret ved tallene 0, 1 og 2, idet

- 0 — betegner, at skadelig påvirkning kan regnes udelukket.
- 1 — betegner en vis mulighed for angreb.
- 2 — betegner betydelig mulighed for angreb.

Det fremgår uden videre af oversigten, at beton, der er udsat for ensidigt vandtryk, generelt må anses for mindst beskyttet mod skadelige påvirkninger og derfor altid må sammensættes og fremstilles efter undersøgelse af de aktuelle betingelser.

Det ses endvidere, at de øvrige miljøtyper til en vis grad kan betragtes som gunstige i forhold til beton i almindelige bygværker over terræn.

Forholdsregler mod forvitring

Det vigtigste middel til at formindske angrebsmulighederne for de fleste af de ovenfor omtalte forvittringsfaktorer er at modvirke indtrængning eller gennemsvivning af vand i den færdige beton. *Ved valg af betonens sammensætning og ved dens fremstilling skal der derfor tilstræbes en god og ensartet betonkvalitet og navnlig sigtes på at opnå en betydelig tæthed, d. v. s. en ringe permeabilitet.* Til beton udsat for ensidigt vandtryk og til beton i særlig aggressive miljøer, f. eks. mosejord, skal cementmængden være mindst 300 kg pr. m³. For mindre udsatte bygværker af de beskrevne kategorier er cementindhold ned til ca. 200—250 kg pr. m³ tolereres, såfremt der benyttes en tilsvarende mindre vandmængde i kraft af en god gruskornkurve, anvendelse af luftindblanding eller plastificerende midler, eller ved benyttelse af stiv konsistens og vibrering.

For c/v - (eller w/c -) forholdet kan som vejledning f. eks. benyttes TABEL 3, der er udarbejdet til undervisningsbrug ved Danmarks Ingeniørakademis bygningsafdeling.

Hvor der ikke er risiko for koncentrerede kemiske angreb kan benyttes almindelig portlandcement. Er der derimod anledning til at forvente skadelige ke-

MILJØ	FORVITRINGSPÅVIRKNING						
	Frost	Udtør- rings- svind	Varme	Alkalireak- tioner	Aggressiv kuldioxyd	Sulfater	Humus
<i>Beton i jord</i>							
Over grundvandsst.	1	0	0	1	0	0	0
Under grundvandsst.	0	0	0	0	2	1	2
<i>Beton udsat for ensidigt vandtryk</i>							
Fersk	2	2	1	1	2	0	1
Salt	2	2	1	2	2	2	0
Brak	2	2	1	2	2	2	0
<i>Beton omgivet af vand</i>							
Fersk	0	0	0	0	1	0	1
Salt	0	0	0	1	1	1	0
Brak	0	0	0	1	1	1	0
<i>Vandførende betonled- ninger i jord</i>							
Rent afløbsvand	0	0	0	0	1	0	0
Spildevand	0	0	0	0	1	2	1

TABEL 2. Kvalitativ vurdering af muligheder for skadelig forvittringspåvirkning af fundamentskonstruktioner. 0 = ingen mulighed. 1 = ringe mulighed. 2 = foreliggende risiko må nærmere undersøges.

miske processer, f.eks. alkalireaktioner eller sulfatangreb, må det overvejes at benytte en specialcement.

Grusmaterialer af almindelig standard vil som regel være brugbare. I et miljø med stærk frostpåvirkning vil kalksten, porøs flint og eventuelt forvitrede eruptiver give springerdannelser. Der må derfor fastsættes bestemmelser om tilfældigt indhold af disse frostfarlige materialer, og eventuelt stilles krav om benyttelse af granitmaterialer o. lign. Hvor skadelige angreb af sure opløsninger kan forventes, vil et betydeligt indhold af kalksten i gruset være en fordel. Hvor det er praktisk muligt, kan yderligere beskyttelse opnås ved at omgive betonen med brudsten af kalk, f.eks. som fyld i dræningsgrøfter langs fundamenter.

BYGVÆRKS MILJØ	HÅRD KLIMATISK PÅVIRKNING						MILD KLIMATISK PÅVIRKNING					
	Konstruktionstype						Konstruktionstype					
	Spinkel		Svær		Massiv		Spinkel		Svær		Massiv	
	c/v	v/c	c/v	v/c	c/v	v/c	c/v	v/c	c/v	v/c	c/v	v/c
<i>INDLANDSOMRÅDER</i>												
1. Alm. konstruktionstyper, brobygning, industribyggeri etc.	1,8	0,55	1,7	0,60	1,6	0,60	1,7	0,60	1,6	0,60	1,5	0,65
2. Vejbygning	1,8	0,55	—		—		1,7	0,60	—		—	
<i>KYSTOMRÅDER</i>												
1. Over højvandslinie	1,9	0,50	1,8	0,55	1,7	0,60	1,8	0,55	1,7	0,60	1,6	0,60
2. I område for alm. vandstandsvariationer samt permanent under vand	2,0	0,50	1,9	0,50	1,8	0,55	1,9	0,50	1,8	0,55	1,7	0,60
3. Beton udstøbt under vand	2,0	0,50	2,0	0,50	2,0	0,50	2,0	0,50	2,0	0,50	2,0	0,50

Vand til støbning skal være rent, eller det skal være påvist, at dets urenheder ikke medfører nedsættelse af betonens kvalitet.

Luftindblanding yder i mange tilfælde effektiv beskyttelse mod frostskafer i beton. Er betonen imidlertid udsat for kemiske angreb fra stoffer opløst i ind-sivende vand, kan luftindblandingen være uden gavnlig virkning eller endog virke skadelig. Som hovedregel kan siges, at hvor der ikke kan forekomme frost-påvirkning, skal luftindblanding ikke benyttes. Ønskes alligevel en nedsættelse af grusets vandbehov, kan plastificeringsmidler anvendes.

Det understreges, at tilsætningsmidler af enhver art bør anvendes i nøje overensstemmelse med anerkendte vejledninger for deres brug.

Som grundlag for betonfremstillingen på arbejdspladsen må der foreligge gennemarbejdede, logisk formulerede og teknisk/økonomisk rimelige krav til materialerne, materiellet og arbejdsudførelsen. Det må dernæst kontrolleres, at de stillede krav opfyldes, og kontrollen må gennemføres på et niveau, der svarer til arbejdsgrundlaget.

I nogle lande er udviklingen nået længere end i Danmark i retning af at fremstille også funderingskonstruktioner, herunder egentlige fundamenter, i præ-fabrikerede elementer. Herved kan i hvert fald den fornødne kvalitetskontrol effektiviseres, og spredningen på betonkvaliteten må kunne formindskes billigere end under arbejdspladsforhold.

Litteraturhenvisninger

- 35 S 7 Cementrørs syrefasthed, E. Suenson. Beretning afgivet af et af DIF nedsat udvalg for undersøgelse af cementrørs vandtæthed. Ingeniørvidenskabelige skrifter B 15, Dansk Ingeniørforening, København 1935, 247 pp.
- 48 T 1 Concrete Deterioration in a Shipway. Ruth D. Terzaghi. Proc. ACI. Detroit, June 1948. Vol. 44 pp 977—1005.
- 51-43 Concrete in Sulphate-Bearing Clays and Ground Waters. Building Research Station, Digest No. 31, June 1951, 7 pp. National Building Studies. Her Majesty's Stationary Office. F. Mildner and Sons, London.
- 53 N 2 Betonstøbning om Vinteren. P. Nerenst, E. Rastrup og G. M. Idorn. SBI anvisning nr. 17, 108 pp, København 1953
- 53 S 4 Corrosion of Concrete Sewers and Some Possible Remedies. N. Stutterheim and I. H. P. van Aardt. S. A. Industrial Chemist, Vol. 7 No. 10. 11 pp. Pretoria, November 1953.

- 54 H 9 Træk af den slesvigske marsks historie. Dr. phil. Kaj Hansen. Dansk Hjemstavn nr. 16, November 1954, pp. 17—24 Th. Laursens bogtrykkeri, Tønder.
- 54 P 6 Svovlbrinte i Øresund. C. H. Pape. Vattenhygien, nr. 2 pp. 72—76, 1954.
- 54 S 12 Some Solutions to the Problem of Sewer Corrosion. N. Stutterheim. Annual Journal of the Institution of Municipal Engineers, Vol. 1, No. 7, Aug. 1954, 16 pp.
- 56 I 1 Disintegration of Field Concrete. G. M. Idorn. Committee on Alkali Reactions in Concrete. Progress Report N 1, Copenhagen 1956. 39 pp.
- 56 L 8 The Chemistry of Cement in Concrete. Revised edition of Lea and Desch. F. M. Lea, Edward Arnold (Publishers Ltd.) London, 1956.
- 56 T 2 Resistance to Chemical Attack, L. H. Tuthill. Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Aggregates. ASTM Special Technical Publication No. 169, pp 188—200. Philadelphia, PA 1956.
- 57 B 1 Bidrag til belysning af visse bygningstekniske problemer ved Oslo-området alusklifre (international edition). R. Bastiansen, J. Moum og I. Th. Rosenqvist, Norges geotekniske Institut, Oslo 1957.
- 57 F 1 Concrete Technology. A South-African Handbook. F. S. Fulton. pp. 515. The Concrete Association, Libutas, 62 Marshall Street, Johannesburg, 1957.
- 57 I 4 Concrete Deterioration of a Foundation. G. M. Idorn. SBI særtryk nr. 88, København 1957. pp 48.
- 58 S 8 Korrosion av Betong. Tenho Sneck. Nordisk Betong. Årg. 1, nr. 2, pp. 117—127, 1957.
- 58 R 4 Cement. Fremstilling og Egenskaper. Johs. Rutle. Teknisk Ukeblad, Oslo 1958. pp 138.
- 59-32 Betons bestandighed i havvand. Nordisk Betong. Årg. 3, pp. 193—262, 1959.
- 59 K 4 Metoder til bestemmelse af vands kalciumkarbonatopløsende evne. Alice Kjær og G. M. Idorn. Ingeniøren nr. 14, 1959 pp. 446—451. SBI særtryk nr. 107.